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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Etude d'un tunnel routier T1 De Djbel El Ouahch du PK205+440 jusqu'au PK205+840

Présenté par :
HACHANI Mouaad

Encadré par :
Mr AKCHICHE Mustapha

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ

À mes chers parents

Remerciements

Je tiens à remercier mon encadrant M. AKCHICHE Mustapha pour son suivi continu, sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion et nous orienter pour prendre les meilleurs choix.

Je remercie les membres de jury pour l'intérêt qu'ils portent à ce travail et d'avoir accepté de l'examiner et de le juger.

Je tiens à remercier également M.DALICHAOUCHE Lotfi et M.LYACHA Nabil Aimen, pour tous leurs conseils leur aide précieuse.

Mes remerciements les plus chaleureux s'adressent à HAMMIDA Ramzi, BABA HNINI Med Nafaa et Hatem SEBOUI

Mes remerciements s'étendent également à nos amis, Bari, Karim et Amir ainsi qu'à mes camarades à l'ENSTP et ma famille pour leur soutien et leur encouragement.

Enfin, mes sincères remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué par leurs conseils et leurs encouragements à l'édification de ce mémoire.

Résumé

L'objectif du travail est la conception de la section transversal du tunnel T1 de Djbel El Ouahch, l'étude d'un tronçon du tunnel T1 "Djebel El Ouahch" (PK 205+440 jusqu'à 205+840).
Pour se faire on passera par plusieurs étapes à savoir: Collecte de données, classification de la roche, choix du soutènement et vérifications, choix de la méthode de creusement et pour finir définition du revêtement définitif

Abstract

The objective of this work is the design of the cross section of the tunnel T1 of Djbel El Ouahch, the study of a section of the tunnel T1 "Djebel El Ouahch" (PK 205 + 440 to 205 + 840).
To do this we will go through several stages namely: Data collection, Rock classification, choice of support, choice of the digging method and finally the definition of the final coating.

Table des matières

I. CHAPITRE I : GENERALITES 5

I.1 INTRODUCTION GENERALE 5
I.2 HISTORIQUE 5
I.3 LES METHODES DE CREUSEMENT DES TUNNELS 8
I.3.1 La nouvelle méthode autrichienne 8
I.3.2 La méthode du TBM 8
I.4 LES PHENOMENES D'INSTABILITES DES OUVRAGES 10
I.4.1 L'éffondrement Un effondrement correspond à une rupture structurale, partielle ou totale, du tunnel. 10
I.4.2 L'innondation 10
I.4.3 Les fortes déformations 11
I.4.4 Les tassements en surface 11
I.5 LA CONCEPTION DES TUNNELS 12
I.5.1 Les méthodes empiriques 12
I.6 CONCLUSION 18

II. CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET 19

II.1 INTRODUCTION 19
II.2 PRESENTATION DU TUNNEL T1 19
II.2.1 Les coordonnés du tunnel T1 20
II.2.2 Historique du tunnel T1 20
II.2.3 La géométrie du tunnel T1 21
II.3 LA GEOLOGIE DU SITE 23
II.4 RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES 25
II.4.1 Les sondages pressiométrique 25
II.4.2 Les sondages carottés 28
II.4.3 Les essais au laboratoire 28
II.5 L'HYDROLOGIE DU SITE 28
II.6 LE TRONÇON A ETUDIE 29
II.6.1 La géologie de la section a excavé 29
II.7 CONCLUSION 29

III. CHAPITRE III : CONCEPTION DE LA SECTION TRANSVERSALE 30

III.1 INTRODUCTION : 30
III.2 LE CHOIX DE LA SECTION : 30
III.3 LES ELEMENTS DE LA SECTION TRANSVERSALE : 30
III.3.1 La plateforme 31
III.3.2 Le gabarit : 32
III.4 DETERMINATION DE LA SECTION TRANSVERSALE DU PROJET : 33
III.4.1 La plateforme : 33
III.4.2 Le gabarit : 34
III.4.3 Les encombrements 35

III.5 III.5 CONCLUSION : 36

IV. CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES 37

IV.1 INTRODUCTION : 37
IV.2 TYPES ET ORIGINES DES POUSSEES SOUTERRAINES : 37
IV.2.1 Les poussées détentes : *37*
IV.2.2 Les poussée géologique : *38*
IV.2.3 Les poussées détentes : *39*
IV.3 EVALUATION DES POUSSEES VERTICALES : 39
IV.3.1 La théorie de PROTODIAKONOV : *39*
IV.3.2 La théorie de TERZAGHI : *41*
IV.4 EVALUATION DES CHARGES HORIZONTALES : 44
IV.4.1 La théorie de TERZAGHI : *44*
IV.4.2 La théorie de PROTODIAKONOV : *44*
IV.5 COMPARAISON DES RESULTATS OBTENUS 45
IV.6 EVALUATION DE LA PRESSION AGISSANT AU NIVEAU DU RADIER : 45
IV.6.1 La méthode de TSIMBARIEVITCH *45*
IV.7 CONCLUSION 46

V. CHAPITRE V : SOUTENEMENT PROVISOIRE 48

V.1 INTRODUCTION 48
V.2 CLASSIFICATION DES MODES SOUTENEMENT 48
V.2.1 Soutènement agissant par confinement *48*
V.2.2 Soutènements agissant à la fois par confinement et comme armatures *48*
V.2.3 Soutènements agissant par supportage *48*
V.2.4 Soutènements agissant par consolidation *48*
V.3 CALCUL EMPIRIQUE DE LA SECTION PK205+640.25 49
V.3.1 Classification d'AFTES *49*
V.3.2 Classification de BIENIAWSKI *50*
V.3.3 La différence entre BIENIAVSKI et AFTES *54*
V.4 LES SOUTENEMENTS PROPOSES 54
V.5 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES 54
V.5.1 Le béton projeté *54*
V.5.2 Les cintres métalliques HEB200 ..... *55*
V.5.3 Les cintres métalliques HEB240 ..... *56*
V.6 CALCULE DE LA SECTION EQUIVALENTE 57
V.6.1 La section équivalente de la première proposition *57*
V.6.2 La section équivalente de la deuxième proposition *58*
V.7 CONCLUSION 58

VI. CHAPITRE VI : CONVERGENCE CONFINEMENT 59

VI.1 INTRODUCTION 59
VI.2 PRINCIPES GENERAUX DE LA METHODE 59
VI.3 COMPORTEMENT DU MASSIF 59
VI.4 COMPORTEMENT DU SOUTENEMENT 59
VI.5 OPTIMISATION DU SOUTENEMENT 59
VI.6 DOMAINES D'APPLICATION 60
VI.7 LE CALCULE D'UN PROBLEME : 61
VI.7.1 Détermination de la courbe caractéristique du terrain : *61*

VI.7.2 Détermination de la convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement: *62*
VI.7.3 La courbe caractéristique du soutènement *63*
VI.7.4 Equilibre final *63*
VI.8 APPLICATION DE LA METHODE 63
VI.8.1 Convergence (la courbe caractéristique du terrain) *63*
VI.8.2 Confinement (la courbe caractéristique du soutènement) *65*
VI.8.3 Confinement (la courbe caractéristique du soutènement) *68*
VI.9 ANALYSE DES RESULTATS : 71
VI.10 CONCLUSION 72

VII. CHAPITRE VII : MODELISATION NUMERIQUE 73

VII.1 INTRODUCTION 73
VII.2 MODELISATION DU TERRAIN 73
VII.3 CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES DU TERRAIN 73
VII.4 MODELISATION DU TUNNEL 74
VII.5 GEOMETRIE DU TUNNEL 74
VII.6 CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DU SOUTENEMENT 75
VII.7 PHASAGE DE CALCULE 75
VII.7.1 Résultats de calcules *75*
VII.8 INTERPRETATION DES RESULTATS 76
VII.9 CONCLUSION 77

VIII. CHAPITRE VIII : SOUTENEMENT DEFINITIF 78

VIII.1 INTRODUCTION 78
VIII.2 DETERMINATION DES EFFORTS MAXIMUM 78
VIII.2.1 Chargement appliqué *79*
VIII.2.2 Les efforts internes maximales *79*
VIII.3 DEDUCTION DES EFFORTS INTERNES POUR LA VOUTE, LES PIEDROITS ET LE RADIER 80
VIII.4 DETERMINATION DU FERRAILLAGE DU REVETEMENT 80
VIII.5 FERRAILLAGE TRANSVERSALE ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

Liste des Figures

Figure I-1Tunnel de Malpas Canal Du Midi 6
Figure I-2Tunnel de Harecastle 6
Figure I-3 Tunnel de Hoosac 8
Figure I-4 Tunnelier 9
Figure I-5 L'effondrement de la station de métro (Daikai, au Japon, 1995) 10
Figure I-6 Rupture de soutènement du tunnel à cause d'une forte convergence 11
Figure I-7 Forme de la cuvette du tassement 12
Figure II-1 Tracé en plan du tunnel T1 19
Figure II-2 Site de l'ouvrage 20
Figure II-3 Coordonnés kilométriques des 2 tubes du tunnel T1 21
Figure II-4 Profil en long du tunnel T1 21
Figure II-5 Profil type du soutènement définitif 23
Figure II-6 Carte géologique du site 23
Figure II-7 Colluvions à Gros Blocs Gréseux, PK 206+350 - Tunnel T1. 24
Figure II-8Grès Numidiens Disloqués et Recouvert d'Eboulis au Niveau du Portail Sud du tunnel T1. 25
Figure III-1 Les éléments de la section transversale 31
Figure III-2 Les éléments constituant de la plateforme 31
Figure III-3 La plateforme 34
Figure III-4 Le gabarit 35
Figure III-5 Les encombrements. 36
Figure IV-1 Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation 38
Figure IV-2 Théorie de Protodiakonov 41
Figure IV-3Théorie de Terzaghi 42
IV-4 42
FigureV-1 Section équivalente 57
Figure VI-1 La courbe convergence confinement 61
Figure VI-2La courbe caractéristique du terrain 65
Figure VI-3 La courbe convergence confinement du premier soutènement 68
Figure VI-4La courbe convergence confinement 71
Figure VII-1Modélisation du terrain sur PLAXIS 2D 74
Figure VII-3Arc modélisant de la voute 75
Figure VII-2Arc modélisant des piédroits 75
Figure VII-4Déplacement total lors de l'excavation de la calotte 76
Figure VII-5 Les déplacements maximum lors de l'excavation du stross 76
Figure VIII-1 Revêtement définitif en béton seul 78
Figure VIII-2 Diagramme de l'effort normal 79
Figure VIII-3 Diagramme de l'effort tranchant 79
Figure VIII-4 Diagramme du moment 80

Liste des Tableaux

Tableau 0-1 Recommandations de la méthode de Bieniawski 13
Tableau 0-2 Proposition du type de soutènement selon Bieniawski 13
Tableau 0-3 Modes d'excavation 14
Tableau 0-4 Classification des Roches selon AFTES 15
Figure 0-5 récapitulatif des recommandations selon AFTES d'un cas arbitraire 18
Tableau II-1Cordonnés du tunnel T1 20
Tableau II-2Récapitulatif des références et des profondeurs 26
Tableau II-3 Sondage S4-LT-02NP 26
Tableau II-4 Sondage S4-LT-02NP 27
Tableau II-5Liste des sondages exécutés 28
Tableau IV-1 Récapitulatif de quelques valeurs du coefficient f 40
Tableau IV-2Caractéristique du terrain 43
Tableau IV-3Comparaison entre Terzaghi et Protodiakonov 45
Tableau V-1 Classification des paramètres du terrain 49
Tableau V-2Classification du terrain selon AFTES 50
Tableau V-3Les La résistance à la compression uni-axiale 51
Tableau V-4 Rock quality designation 51
Tableau V-5Classes des venus d'eau 52
Tableau V-6Classification des discontinuités 52
Tableau V-7Classification des discontinuités (suite) 52
Tableau V-8Classification des discontinuités (suite) 53
Tableau V-9 Caractéristiques du béton projeté 54
Tableau V-10 Caractéristique des cintres HEB 200 55
Tableau V-11 Caractéristiques des cintres HEB 240 56
Tableau V-12Section équivalente de la premier proposition 57
Tableau V-13Section équivalente de la deuxième proposition 58
Tableau VI-1caractéristique du terrain 64
Tableau VI-2caractéristique du cintre 66
Tableau VI-3caractéristique de la combinaison Béton-cintres 67
Tableau VI-4caractéristique du cintre 69
Tableau VI-5Tableau caractéristique du béton 70
Tableau VI-6Tableau caractéristique de la combinaison 70
Tableau VII-1Caractéristiques géologiques du terrain 73
Tableau VII-2Caractéristiques physiques du soutènement 75
Tableau VIII-1 Les efforts internes pour une section divisée en trois parties, Voute, piédroit et radier. 80
Tableau VIII-2Choix de ferraillage 81

Liste des Abréviations

A	Le coefficient d'accélération de la zone
A0	L'accélération particulaire au niveau de l'axe du tunnel.
a	La distance entre les cintres
b	La largeur de profilé
BP	Béton projeté
C	Cohésion de terrain
d	La hauteur de l'âme
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
Es	Module d'élasticité du métal
$EsAs$	La rigidité des cintres à la compression avant leur mise en place
$EsA's$	La rigidité des cintres à la compression après leur mise en place
$EsIs$	La rigidité des cintres à la flexion avant leur mise en place
f	Fréquence fondamentale du mouvement
FDT	Front de taille
g	L'accélération de la pesanteur.
H	Hauteur de terrain décomprimé au-dessus de la voute
h	La hauteur de profilé
Is	Moment d'inertie du profilé
K	Coefficient de poussé active généralement égale à 1
Ka	Coefficient de poussée du terrain
Kp	Coefficient de butée du terrain
MEF	Méthode aux éléments finis
Pa	pression d'apparition d'une zone en état limite de rupture
q	La surcharge de terrain + la surcharge en surface
Rc	Résistance à la compression simple
rp	Rayon de rupture
SC	Simple cintre
$st0$	L'espacement entre les barres transversales
T	Période fondamentale du mouvement
TD	Tube droit
TG	Tube gauche
tw	L'épaisseur de lame
ua	Déplacement de la paroi correspondant à la rupture
$V0$	La vitesse particulaire au niveau de l'axe du tunnel
Vs	Vitesse de propagation des ondes de cisaillement
θn	Coefficient d'équivalence de l'effort normal

θm Coefficient d'équivalence du moment fléchissant

$\emptyset t$ Le diamètre des barres transversales

φ Angle de frottement interne

γ le poids volumique du sol

$\sigma 0$ Contrainte initiale de terrain

λa Taux de confinement à la rupture

Introduction générale

Introduction Générale

La construction des tunnels est l'une des premières activités d'ingénierie qui ait laissé des traces importantes sur l'histoire récente de la civilisation humaine. « Le tunnel le plus ancien actuellement connu semble bien être celui qui a été construit en Mésopotamie sous l'Euphrate il y a 4 000 ans à l'époque de la reine Sémiramis. Ce tunnel est d'une longueur de 1 km, il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter » (Gesta 1, 1994).

Aujourd'hui, cette branche du génie civil est en pleine expansion, soutenue par une série d'innovations technologiques et par les soucis écologiques dont témoignent les politiques de transport et d'urbanisme. Les civilisations modernes ont élargi le génie des souterrains afin de répondre aux besoins croissants de communication, de transport (marchandise, eau), mais aussi pour assurer le stockage de matières dangereuses (pétrole, gaz), pour décongestionner la surface des villes (parkings souterrains) ou pour loger des unités de production d'énergie (centrales enterrées).

Dans ce rapport, afin de proposé une solution pour la réalisation d'un tronçon du tunnel Djbel El Ouahch on va aborder les principales étapes de l'étude d'un tunnel notamment :

- La proposition d'un pré-dimensionnement de la section transversale du tunnel
- L'évaluation des charges agissantes sur l'ouvrage
- La proposition d'un soutènement provisoire
- La vérification du soutènement proposé
- La détermination du soutènement définitif

Introduction générale

I. CHAPITRE I : Généralités

I.1 Introduction

Les ouvrages souterrains constituent une des meilleures solutions aux problèmes urbains ainsi que pour les liaisons interurbaines en régions montagneuses.

Quelle que soit la nature des ouvrages souterrains en zone urbaine, tous contribuent à libérer la surface du sol pour des besoins humains plus nobles, et améliorent de ce fait les conditions de vie dans nos cités.

Cependant, une des principales difficultés rencontrée dans la réalisation des ouvrages souterrains est de convaincre les urbanistes, politiciens, décideurs, de leur intérêt et de leurs avantages. « Pour- quoi aller en souterrain ? »

Pour une bonne compréhension de ces raisons, il est nécessaire de garder à l'esprit certaines caractéristiques fondamentales du sous-sol :

En cite d'abord que le sous-sol constitue une espace qui peut recevoir des activités ou des infrastructures qu'ils seraient difficile, impossible et indésirable pour l'environnement.

Deuxièmes point que l'espace souterrain réside dans la protection naturelle, qu'il offre à tout ce qu'il implanté souterrain une protection mécanique, thermique, et acoustique.

Par ailleurs, le confinement créé par les ouvrages souterrains présente l'avantage de protéger l'environnement de surface des risques et/ou nuisances liés à certains types d'activités.

I.2 Historique

- La première utilisation enregistrée de la poudre à canon en tant qu'outil de construction concernait un tunnel novateur de l'ère du canal. Il a été construit sur le canal du midi, un canal construit à travers la France dans les années 1666–1681 reliant l'océan Atlantique à la mer Méditerranée. Le tunnel principal sur ce tracé avait une longueur de 157 m et une section transversale rectangulaire de 6,5 m sur 8 m. Il a été construit au cours des années 1679–1681



Figure I-1Tunnel de Malpas Canal Du Midi

- Le génie civil en tant que profession a été créé en grande partie au Royaume-Uni par le développement du système de canaux, qui faisait lui-même partie de la révolution industrielle du XVIIIe siècle. Deux tunnels importants de cette époque comprenaient le tunnel de 2090 m de Harecastle, construit avec de la poudre à canon dans le canal du Grand Tronc dans les années 1770, et le tunnel de 5 000 m de long à Standedge, construit à l'aide de graviers. Ce dernier a duré 17 ans et a ouvert ses portes en 1811.



Figure I-2Tunnel de Harecastle

CHAPITRE I : Généralités

- Le premier tunnel sous une voie navigable était un tunnel sous la Tamise à Londres, entre Rotherhithe et Wapping. Cela impliquait l'utilisation d'un bouclier tunnel appelé «Brunel's Shield», conçu par Marc Brunel. La construction de ce tunnel recouvert de briques a commencé en 1825 et a finalement été ouverte en 1842. La fonction essentielle de ce bouclier consistait à soutenir le visage et à assurer la sécurité des mineurs. Le bouclier était en fonte (81,3 tonnes / 80 tonnes), mesurait 11,6 m (38 pi) de large et 6,8 m (22 pi 6 po) de hauteur et était composé de 12 cadres parallèles de 0,9 m (3 pi) chacun. En outre, il y avait une plate-forme de travail mobile sur laquelle les mineurs jetaient les déblais et qui était également utilisée par les maçons qui montaient la brique (Sandström 1963).

- 1857 marque le début de la construction du premier grand tunnel des régions alpines d'Europe. Le tunnel de Fréjus impliquait la construction entre deux portails, l'un à 1344 m au-dessus de la mer à Bardonnéche et l'autre à 1202 m à Fourneaux, la distance entre les portails étant de 12 221 m. Les foreuses ont été largement utilisées dans le cadre du projet et des chariots de 4 à 8 foreuses ont été introduits en 1863 et utilisés jusqu'à l'achèvement du projet en 1870.

- À peu près au même moment où les premiers tunnels alpins étaient en construction, le tunnel Hoosac au Massachussetts, aux États-Unis, a été mis en chantier (1855–1876). Ceci est devenu connu comme 'le grand alésage'. Il était 7,44 km de long et a été construit principalement à partir de schiste et de gneiss. La vitesse de construction était très lente, à 0,32 m par jour en 1865, mais elle s'est améliorée avec l'introduction de foreuses à air comprimé à environ 1,65 m par jour en 1873.

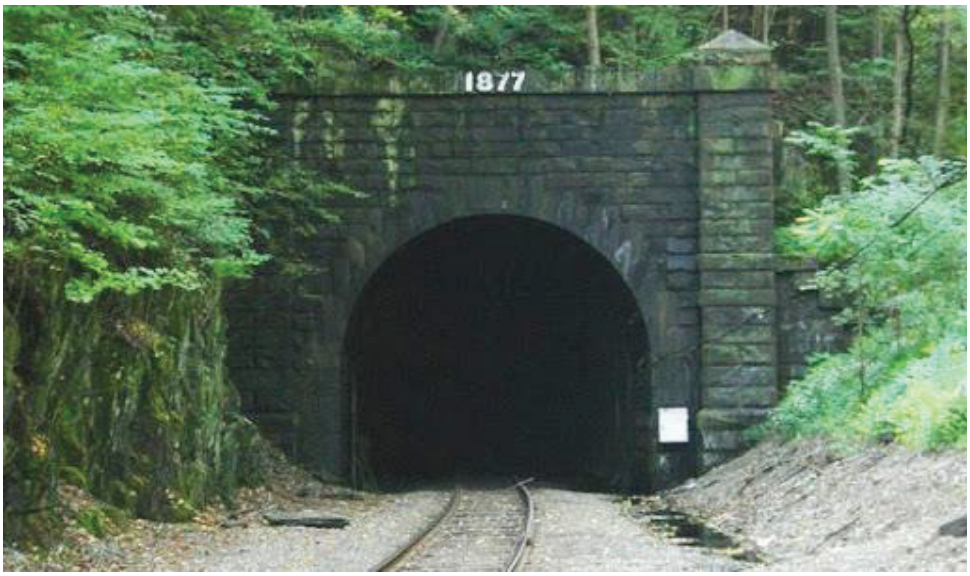


Figure I-3 Tunnel de Hoosac

I.3 Les méthodes de creusement des tunnels

I.3.1 La nouvelle méthode autrichienne

La nouvelle méthode autrichienne (NMA, ou NATM en anglais) s'est développée dans les années 1960. Elle trouve tout son intérêt dans les zones de roches friables. L'idée générale de cette méthode est d'utiliser la roche intacte située à quelques mètres du tunnel pour stabiliser celle qui se situe plus près de l'ouvrage. Pour ce faire, de longues tiges en aciers sont enfoncées dans la roche puis boulonnées.

la « Nouvelle méthode autrichienne » de construction de tunnels (NATM) est un « échafaudage conceptuel », qui repose sur deux principes fondamentaux. L'un concerne la définition même de la NATM, selon lequel une certaine conception transforme le terrain en élément portant. Or, à y regarder de plus près, cette conception est indéfendable. L'autre principe fondamental est la prétention de la théorie de la NATM de pouvoir optimiser le soutènement sur la base des prétendues courbes caractéristiques du terrain selon Fenner-Pacher. Mais comme il n'existe aucun fondement, ni théorique ni empirique, pour les courbes caractéristiques de Fenner-Pacher, cette thèse centrale de la NATM devient caduque.

I.3.2 La méthode du TBM

Le tunnelier est une machine conçu pour creuser les tunnels dans tous types de géologies, des terrains meubles très perméables jusqu'aux roches les plus durs, sous forte charge d'eau, et quand les conditions de stabilité ne sont pas assurées.

Le tunnelier est capable d'excaver en une seule fois la section du tunnel à réaliser « attaque globale », à l'inverse des machines à attaque ponctuelle qui abattent le terrain de manière sélective.

Il comprend un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement. La progression de la machine est généralement assuré par une série de vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière que assurer la précision du pilotage.

Le principe de fonctionnement de tunnelier consiste à assurer la stabilité du front d'attaque par mise en pression des déblais excavés contenus dans la chambre d'abattage pour équilibrer les pressions des terrains et de la nappe, L'abattage est assuré par une roue équipée de molettes. La pression transmise par le tunnelier sur les molettes, associée à la rotation de la tête de forage entraînent la destruction de la roche. Il assure le soutènement provisoire et permet le montage du revêtement définitif du tunnel. Les avantages de creusement par un tunnelier sont: l'exécution très rapide et efficace, la qualité et la sécurité du travail qui sont plus parfaits que les méthodes conventionnelles.



Figure I-4 Tunnelier

I.4 Les phénomènes d'instabilités des ouvrages

I.4.1 L'éffondrement

Un effondrement correspond à une rupture structurale, partielle ou totale, du tunnel.

La rupture du recouvrement se propage parfois jusqu'en surface du sol formant une cuvette d'effondrement ou un cratère (fontis).On parle d'un effondrement localisé lorsque cette rupture ne concerne qu'une zone d'extension limitée (les effondrements localisés peuvent être le résultat de la rupture du toit du tunnel) et d'un effondrement en masse ou généralisé lorsqu'il concerne, au contraire, une zone étendue en surface.

Un effondrement condamne l'utilisation du tunnel, il nécessite des moyens considérables pour reprendre le projet ou l'exploitation de l'ouvrage. L'effondrement de la station de métro (Daikai, au Japon, 1995), suite un tremblement de terre qui a eu des conséquences très importantes



Figure I-5 L'effondrement de la station de métro (Daikai, au Japon, 1995)

I.4.2 L'innondation

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

I.4.3 Les fortes déformations

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

Un exemple exceptionnel de l'ampleur des déformations (convergence) pouvant être observées. Pendant l'exécution du tunnel une diminution de la section (diamètre) de l'ordre de 2 m a été mesurée. Par conséquent le soutènement provisoire a été totalement détruit et le tunnel a été réexcavé.



Figure I-6 Rupture de soutènement du tunnel à cause d'une forte convergence

I.4.4 Les tassements en surface

Les tunnels urbains sont des ouvrages souterrains situés à une profondeur généralement faible et souvent creusés dans des terrains meubles ou de sols. Le creusement de ces ouvrages engendre, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface.

La cuvette de tassement ou la dépression provoquée à la surface du sol par le creusement d'un tunnel est définie par le tassement maximal Smax et la distance du point d'inflexion caractérisant l'extension latérale de la cuvette.

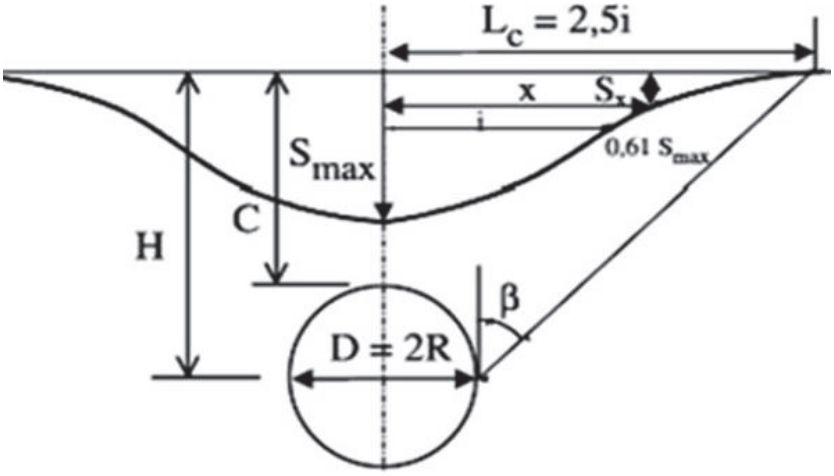


Figure I-7 Forme de la cuvette du tassement

I.5 La Conception des tunnels

Lors du dimensionnement des tunnels on peut suivre 4 types des méthodes différents, on parle des **méthodes Empiriques, semi empiriques, analytiques, numériques** et **l'approche paramétrique et comparée,** aucune des méthodes actuelles ne peut prétendre résoudre l'infinité des cas qui s'offrent au projeteur. néanmoins, il est possible de définir des domaines préférentiels d'utilisation pour chaque méthode de calcul.

I.5.1 Les méthodes empiriques

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

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

I.5.1.1 .La méthode de BIENIEAWSKI

En 1973, BIENIAWSKI a proposé la classification RMR (Rock Mass Rating), dont le principe est de décrire de manière détaillée le massif au sein duquel est creusé l'ouvrage et de déterminer à partir de cette description la classe du soutènement adéquate.

Les paramètres descriptifs du massif sont les suivants :

- La qualité rocheuse caractérisée par le R.Q.D.
- L'altération.
- La résistance de la matrice rocheuse caractérisée par la résistance à la compression simple.

- La distance entre les discontinuités.
- L'ouverture des discontinuités.
- La persistance des discontinuités.
- L'orientation des discontinuités.
- Le débit de percolation.

Pour chacun de ces paramètres, il est distingué, suivant la valeur, cinq classes et à chaque classe est attribuée une valeur numérique. La classe de soutènement est déterminée par la valeur du total des huit valeurs numériques correspondant aux huit classes résultant de la description du massif selon les huit paramètres.

Tableau I-1 Recommandations de la méthode de Bieniawski

Note globale RMR	**100 – 81**	**80 – 61**	**60 - 41**	**40 - 21**	**<20**
Classe de rocher et description	1	2	3	4	5
	Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre
La durée de tenu moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1.5m de portée	10 mn pour 0.5m de portée

Tableau I-2 Proposition du type de soutènement selon Bieniawski

Classe de la roche	**Type de soutènement**						
	Boulons d'ancrages		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	voute	piédroits	Complément de soutènement	type	espacements
1	Généralement pas nécessaire						
2	1.5-2 m	Occasionnellement nt treillis soudé en voûte	50 m	Néant	Néant	Non rentable	

3	1-1.5 m	Treillis soudé + 30mm de béton projeté en voûte	100 mm	50 mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2.0 m
4	0.5-1.0 m	Treillis soudé + 30-50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	Treillis soudé et boulons de 2 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0.7-1.5 m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	Treillis soudé et boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres	0.7 m

Tableau I-3 Modes d'excavation

Classe de la roche	Mode d'excavation
1	Creusement à pleine section; Pas d'avancement : 3m
2	Creusement à pleine section ; Pas d'avancement : 1,5-3m ; Soutènement complet à 20m du front
3	Creusement en demi section ; Pas d'avancement : 1,5-3m en demi section supérieure Soutènement mis en place à une distance inferieure à 20m du front
4	Creusement en demi section ; Pas d'avancement : 1,5-3m en demi section supérieure Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 10m du front
5	Creusement en section divisée ; Pas d'avancement : 0,5-1,5m pour la galerie de tête Soutènement mis en place au fur et à mesure de

	l'avancement ;Mise en place de béton projeté dès que possible

I.5.1.2 La méthode de TERZAGHI

La méthode la plus utilisée fut longtemps la méthode de K.TERZAGUI (1946) qui classe les milieux rocheux en neuf catégories en fonction d'observations qualitatives. La hauteur de terrain décomprimé pesant sur le soutènement est ensuite donnée par la formule générale :

$Hp = K(b + Ht)$

Hp : Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale.

b : Largeur de la galerie.

Ht : Hauteur de la galerie.

K : Coefficient variable avec la nature et la texture de terrain.

Cette formule est théoriquement applicable aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture H est supérieur à 1.5 $(B + Ht)$

Tableau I-4 Classification des Roches selon AFTES

Nature de la roche	**Charge Hp**	**Remarque**
1. dure et intacte	0 à 0.25 B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
2. dure et stratifiée	0 à 0.5 B	Soutènement léger
3. Massive avec quelques joints	0 à 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à un autre
4. modérément ébouleuse	0.25 à 0.35 $(B + Ht)$	Pas de pression latérale
5. très ébouleuse	0.35 à 1.10 $(B + Ht)$	Peu ou pas de Pression latérale
6. complètement broyée mais chimiquement intacte	1.10 $(B + Ht)$	Peu ou pas de Pression latérale
7. roche fluente à profondeur modérée	1.10 à 2.50 $(B + Ht)$	Grande pression latérale cintres circulaires

		recommandés
8.roche fluente à grande profondeur	2.10 à 4.50 $(B + Ht)$	Grande pression latérale cintres circulaires recommandés
9. roche gonflante	Jusqu'à 75 m indépendant de $(B + Ht)$	Cintres circulaire dans les cas extrêmes utilisé des cintres coulissants

I.5.1.3 La classification AFTES

L'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) a été créée en janvier 1972 pour répondre aux recommandations de la Conférence Internationale sur les travaux souterrains tenue à Washington en 1970 qui préconisaient la mise en place dans chaque pays d'un organisme regroupant les différents acteurs intervenant, à des titres divers, dans les travaux souterrains. La principale activité de l'AFTES consiste à diffuser des recommandations techniques dans le domaine des travaux souterrains. Ces recommandations sont préparées au sein de Groupes de Travail qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES.

Les paramètres descriptifs du massif

- Les conditions géologiques générales.
- Les conditions hydrogéologiques.
- Les discontinuités du massif rocheux.
- Les caractéristiques mécaniques du terrain.
- Les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage.
- La déformabilité du massif

Pour chacun de ces critères, une classification du terrain est opérée et des indications sont données pour orienter le choix du type de soutènement. On tient compte également des dimensions de la cavité, du procédé de creusement et de la sensibilité aux tassements.

On distingue quatre classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain :

1) Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant :

- Le béton projeté seul.
- Le béton projeté associé à des cintres légers.

2) Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant, il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :

- Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine).
- Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).
- Barres foncées.

3) Les soutènements agissant par supportage :

- Cintres lourds.
- Cintres légers.
- Plaques métalliques assemblées.
- Voussoirs en béton.
- Tubes perforés (voûte parapluie).
- Boucliers.

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

- Injection de consolidation.
- Air comprimé.
- Congélation.

Le principe de la classification AFTES :

Pour chacun des critères énumérés ci-dessus, l'AFTES fournit des recommandations propres à orienter le choix du soutènement : béton projeté, boulons à ancrage ponctuel ou à ancrage réparti cintres voussoirs.

En effet, divers tableaux ont été élaborés afin d'indiquer, en fonction de la valeur des paramètres qui caractérisent les différents critères en question. Certaines remarques particulières sont ajoutées dans certains cas comme on peut rendre compte dans les deux exemples suivant :

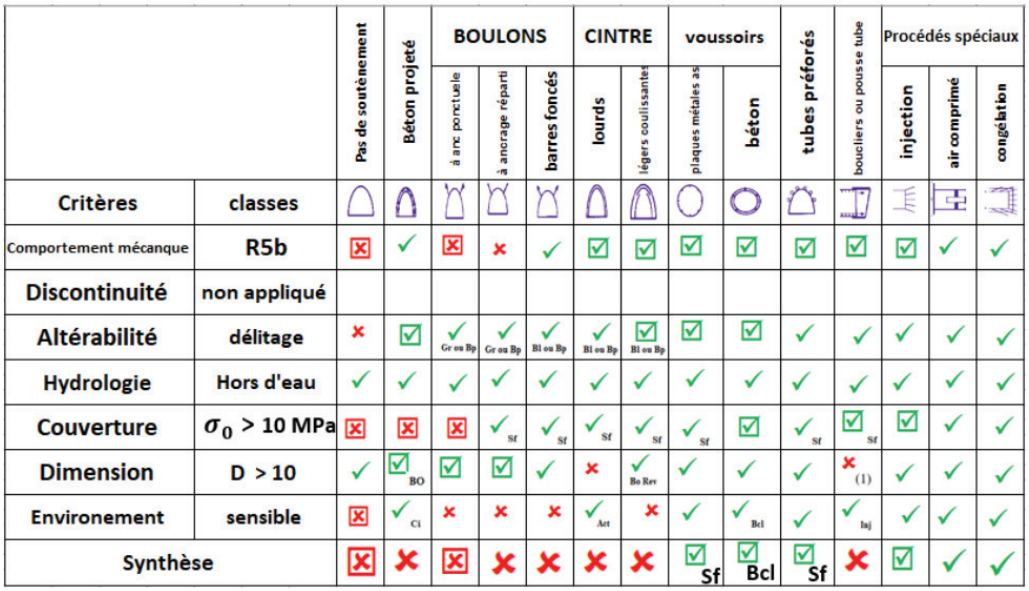


Figure I-5 récapitulatif des recommandations selon AFTES d'un cas arbitraire

Après avoir analysé les huit critères et les avoir regroupés dans un tableau comme dans l'exemple ci-dessous. La synthèse est faite en observant les règles suivantes :

- Lorsque dans une colonne figure au moins un avis défavorable à l'emploi du soutènement considéré, l'avis de l'ensemble est défavorable ou plutôt défavorable.
- (exemple ☑+✓+☑+✗=✗)
- Les indications complémentaires les plus contraignantes.
- Le choix parmi les types de soutènements possibles se fait en considérant le nombre et l'importance relative des critères favorables et en tenant compte également des facteurs économiques et de l'organisation générale du chantier.

I.6 Conclusion

La construction du tunnel est un procédé complexe générant de nombreux évènements dans le sol. Au fur et à mesure de l'avancement du tunnel. ces mouvement peuvent etre très important en surface comme au front de taille. La réponse d'un massif aux sollicitations engendrées par le creusement d'un tunnel dépend de la nature de sol et de la technique de creusement.Le comportement du noyau d'avancement au cours d'excavation joue un rôle très important à la stabilité de tunnel. La prévision de l'allure des déplacements verticaux dans le massif est indispensable lorsqu'un tunnel est construit au-dessous de structures enterrées (sous-sols, fondations profondes, ouvrages souterrains existants). Pour limiter ces déformations, des techniques de pré-soutènement et de soutènement du front de taille sont indépassable pour garantir la stabilité du tunnel pendant l'excavation

II. Chapitre II : Présentation du projet

II.1 Introduction

A l'autoroute Est Ouest on distingue 7 tunnels bitube 2x3 voies, conçus selon les normes internationales les plus récentes.

Pour un maximum de sécurité. Dotés d'équipements ultra modernes, notamment de système de ventilation, de vidéosurveillance et d'éclairage, ces Ouvrages sont situés au centre et à l'est du pays.

Le lot Est totalise 3 tunnels, ainsi qu'une tranchée couverte longue de 200 m, située à la sortie d'El Kherroub

- Le tunnel le plus long est situé dans la localité d'El Kantour entre la Wilaya de Constantine et la Wilaya de Skikda et possède une longueur de 2500m.
- Le deuxième plus long est le (T1) et c'est le tunnel qui nous intéresse, il traverse la montagne « Djebel El Ouahch », dans la wilaya de Constantine, sa longueur est de 1891,5 m.
- Le troisième est le (T3), il traverse également la montagne « Djebel El Ouahch » et à une longueur de 300m.

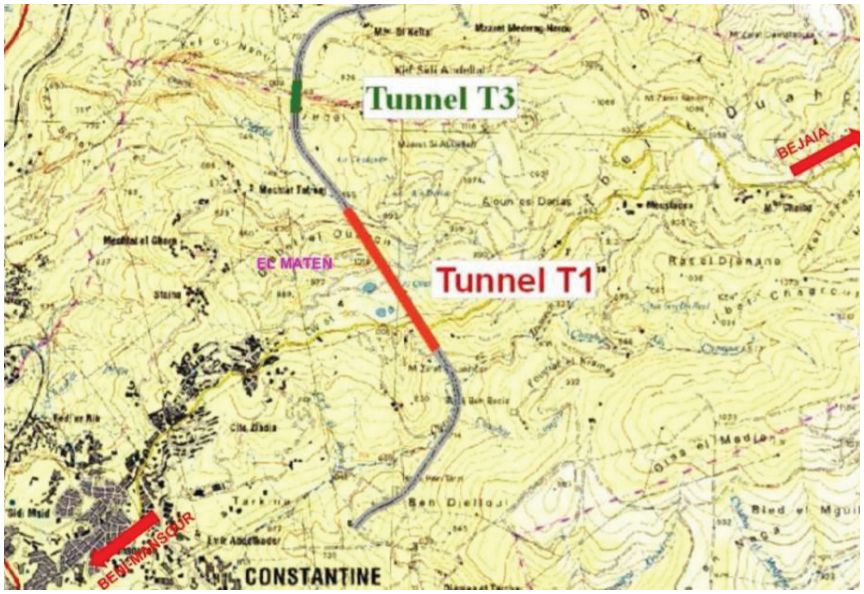


Figure II-1 Tracé en plan du tunnel T1

II.2 Présentation du tunnel T1

Le tunnel se trouve sur l'Autoroute Est-Ouest à hauteur de la ville de Constantine, à l'Est de l'Algérie. L'ouvrage traverse la montagne « Djebel El Ouahch », située au Nord Est de la ville de Constantine. Ce tunnel fait partie de la Section 4 de l'Autoroute Est-Ouest, Lot Est. Du PK 202+800 au PK 209+000.

II.2.1 Les coordonnés du tunnel T1

Tableau II-1Cordonnés du tunnel T1

PK au début		PK à la fin		Longueur total	
Tube Droite (Sens1)	Tube Gauche (Sens2)	Tube Droite (Sens1)	Tube Gauche (Sens2)	Tube Droite (Sens1)	Tube Gauche (Sens2)
PK 205+393	PK 205+407.5	PK 207+284,5	PK 207+299	1891,5	1891,5



Figure II-2 Site de l'ouvrage

II.2.2 Historique du tunnel T1

- Le premier Janvier 2014 (c'est-à-dire trois mois seulement après la réception provisoire du tunnel), les opérations d'excavation sont à l'arrêt pour la festivité.
- Entre 16 heures et 16.30, un éboulement a eu lieu au tube gauche entre le PK206+160 et le PK206+265 sur une longueur de 105 m (ce dernier PK correspond au front d'élargissement au jour de l'effondrement).
- L'effondrement avait endommagé, et d'une façon grave, le tube droit déjà achevé (ouvert à la circulation) en causant la rupture du revêtement définitif du tube droit. La longueur totale de la zone abimée est de 118 m.
- Les deux tubes ont par la suite été mis en sécurité en réalisant un remplissage en béton. La section de remplissage du tube droit ayant été étudiée pour permettre l'accessibilité du tunnel afin d'effectuer des futures investigations et améliorations du terrain.
- Cet accident a engendré la résiliation du contrat avec le consortium sino-japonais Cojaal, qui avait réalisé ce tunnel de Djebel El Ouahch.
- Après plus de trois ans d'arrêt, le projet de réhabilitation est confié à l'entreprise nationale Cosider.
- Jusqu'à ce jour, les usagers de l'autoroute est-ouest sont obliger de traverser une déviation de 13 kilomètres pour contourner le tunnel.

II.2.3 La géométrie du tunnel T1

II.2.3.1 Tracé en plan

L'utilisation du tunnel a été choisie à cause de la topographie de l'itinéraire choisi de L'Autoroute Est-Ouest. En raison des côtes du projet et de la nécessité de maintenir des pentes et des rampes acceptables le long de l'autoroute, le recours au tunnel est exigé. Et c'est pour cela que Le franchissement du relief accidenté entre le PK 205+250 et le PK 207+650 a été réalisé à l'aide d'un tunnel à deux tubes. La totalité de ce tunnel est développé sur un alignement droit ; à la sortie du tunnel, entre le PK 207+278 et le PK 207+445 (fin de la Section 4.2.4), une courbe côté gauche de 3000m de rayon est introduite. Le tunnel comprend ainsi deux chaussées séparées avec un écartement de 22m prévu pour des besoins géologiques, et comporte aussi un nombre de communication et galeries pour piétons et véhicules. De plus, deux interruptions du terre-plein-central sont prévues à proximité des deux têtes du tunnel, aux PK 205+300 et PK 207+400, pour assurer le basculement de la circulation en cas d'urgence.

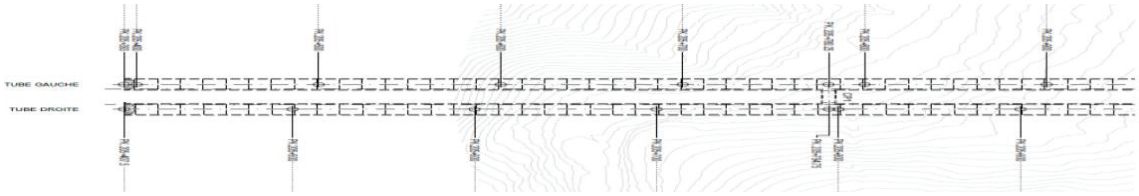


Figure II-3 Coordonnés kilométriques des 2 tubes du tunnel T1

II.2.3.2 Le profil en long Du tunnel T1

Le profil en long du tunnel montre une rampe de 5% avec un rayon 8500 m du PK: 204+595 à PK: 205+080, et un rayon de 15000.0 m jusqu'à PK: 205+393.000 qui produit une succession de déblais et de remblais assez importants. Aussi le tunnel débute sur une parabole en angle saillant de rayon 15000 m jusqu'au le portail nord à PK: 207+302.000 avec une pente de 4%, après une pente de 3.75% et rayon 7600m jusqu'au PK: 207+746.515.

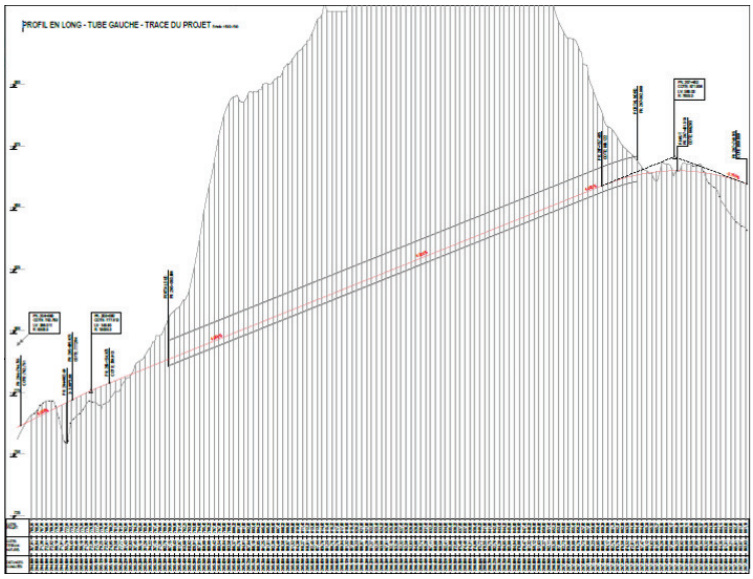


Figure II-4 Profil en long du tunnel T1

Ce choix a été conditionné par : La nature de terrain à traverser; L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités; La présence des accidents géologiques; L'épaisseur de la couverture; La présence d'eau; L'emplacement qui nécessite une étude particulière, permettant d'éviter autant que possible des zones instables et les zones humides.

II.2.3.3 Le profil en travers du tunnel T1

La coupe transversale type du tunnel T1 comprend :

- Trois (3) voies dans chaque tube, d'une largeur de 3,5 mètres chacune.
- Une (1) bande dérasée de 0,5 m de largeur de part et d'autre.
- Deux (2) trottoirs de 1,0 m de largeur chacun.

D'autre part, la chaussée du tunnel ne comporte pas de bande d'arrêt d'urgence comme prévu dans la section à l'air libre. Le gabarit minimal est de 5,25 mètres (il est supposé tenir compte du rechargement ultérieur de la chaussée).

La disponibilité de l'espace au-dessus du gabarit permet l'installation des équipements du tunnel (éclairage, ventilation, signalisations routières). De même, des réservations sont prévues telles que le passage des câbles (télécommunication et autres), les drains et les bouches d'incendie. Une prise d'eau est également prévue pour alimenter la bouche d'incendie.

La section du tunnel a été choisie en fonction des caractéristiques géométriques, des données géologiques et géotechniques du terrain traversé, ainsi que la hauteur de la couverture.

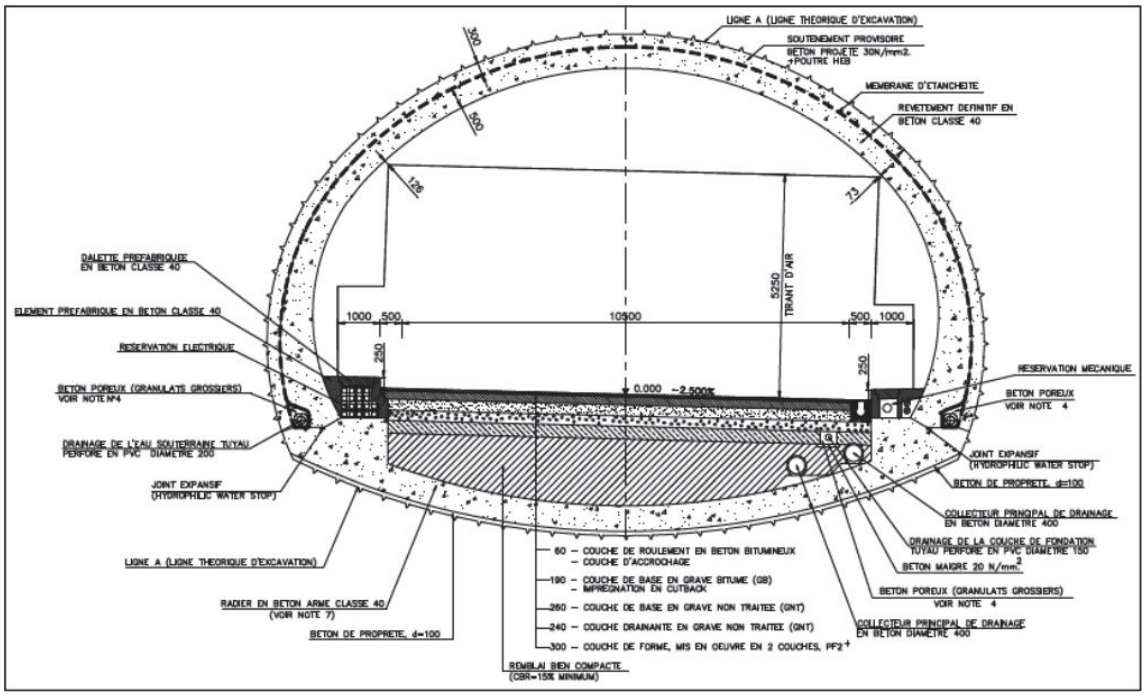


Figure II-5 Profil type du soutènement définitif

II.3 La géologie du site

Le tunnel T1 traverse du Sud au Nord Djebel El Ouahch au droit du parc naturel entre les PK 205+393 et 207+284,5, sur une longueur totale de 1891,5m.

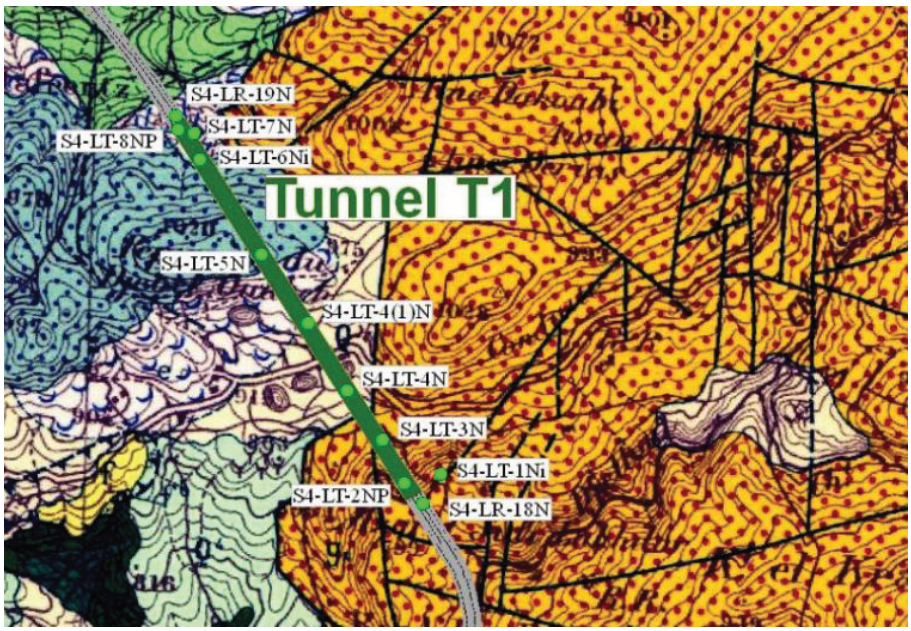


Figure II-6 Carte géologique du site

Deux formations lithologiques sont reconnues en surface : les colluvions quaternaires et les grès oligocènes de la nappe numidienne.

Les colluvions grossiers sont représentées par des éléments gréseux hétérométriques : galets et blocs anguleux enrobés dans une matrice limoneuse rousse. Cette formation est largement développée en surface, le long du tracé du tunnel. Le versant nord du Djebel Ouahch, abrupt, est constitué essentiellement par ces colluvions qui montrent une épaisseur de plus de 50m. Elles forment, en particulier, le portail Nord du tunnel.

La crête du Djebel Ouahch, localisée entre les PK 206+300 et 206+400, est formée par un amas de blocs gréseux de taille métrique, assez singulier que montre la figure ci-dessous :



Figure II-7 Colluvions à Gros Blocs Gréseux, PK 206+350 - Tunnel T1.

Les grès oligocènes occupent la partie sud du tunnel (PK 205+500 à 205+800) et en particulier son portail Sud où ils sont très disloqués et fracturés, donnant l'aspect de blocs éboulés.

Ces grès montrent une structure moins chaotique sur le talus amont de la route longeant le Parc naturel (PK 207+750). Ils se présentent en bancs épais, de direction (N180 20E). Ils sont découpés par un réseau de fractures d'espace décimétrique. Les fractures observées sont de fort pendage (60 à 90°) et de directions : N 50 à N 70, N 80 à N 90 et N 160. C'est cette dernière direction de fracture qui délimite l'extension de la nappe numidienne vers l'ouest, au PK 205+750.



Figure II-8Grès Numidiens Disloqués et Recouvert d'Eboulis au Niveau du Portail Sud du Tunnel T1.

D'après la carte géologique d'El Aria et les observations faites aux alentours du tunnel, les grès numidiens sont localisés en superstructure et recouvrent, à la hauteur du radier du tunnel, des marnes et marno-calcaires plissés, de l'unité allochtone d'âge campanien–maastrichtien.

L'entrée Sud du tunnel correspond aux grès très fracturés d'oligocène, tant dit que l'entrée Nord correspond aux colluvions limoneuses à gros blocs gréseux. Les résultats des sondages de reconnaissances ainsi que ceux de la prospection.Géophysique ont été interprétés et corrélés pour réaliser la coupe géologique.

II.4 Reconnaissances géotechniques

La campagne géotechnique s'agit des investigations suivantes :

- Les levés géologiques réalisés par des experts géologues.
- Une campagne de reconnaissance par sondages carottés (11 sondages), des essais in situ : essais pressiométriques (2 sondages pressiométriques), des essais en laboratoire, deux inclinomètres et deux piézomètres.
- Des relevés géophysiques par la méthode de résistivité électrique (VES et tomographie)

II.4.1 Les sondages pressiométrique

Ils s'agient de Deux sondages pressiométriques qui ont été réalisés au droit du tracé du tunnel.

Le tableau suivant récapitule les références et les profondeurs de ces sondages :

Tableau II-2Récapitulatif des références et des profondeurs

Identification du sonfage	Profondeur
S4-LT-02NP	55 m
S4-LT-08NP	65 m

II.4.1.1 Le sondage S4-LT-02NP

Il s'agit d'un sondage pressiométriques, de 55m de long, qui se situe à l'amont du portail sud du tunnel.

Les résultats des essais réalisés sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau II-3 Sondage S4-LT-02NP

Profondeure	Cote	Déscription	Pf (bars)	Pl (bars)	E (bars)
3	811	Argilite	1.3	2.3	34
6	808		0.6	1.1	26
9	805		22	37.5	327
12	802		17.9	30.4	318
15	797		13.9	23.6	114
18	792		15.4	26.2	216
21	787		13.6	23	133
24	782		12	20.7	237
27	777		8.2	14	213
30	772		16.2	27.5	317
33	767		26.5	45	544
36	762		49.3	83.8	31101
39	757		49.2	83.7	12702
42	753		37.4	63.6	12047
45	794		49.5	84.2	2490

48	811		35.3	60	4610
51	808		49.6	84.3	3643
54	805		47.4	80.6	41860

La pression limite et le module pressiométrique du sol s'avèrent faibles en surface et moyens jusqu'à 30m de profondeur avec une pression limite dépassant les 60bars, voire 84 bars, et un module pressiométrique variant entre 2500 et 4200 bars.

II.4.1.2 Le sondage S4-LT-08NP

Tableau II-4 Sondage S4-LT-02NP

Profondeur	Cote	Description	Pf (bars)	Pl (bars)	E (bars)
3	878	Sable	1.7	3.4	31
6	869	Marne	13.6	24	300
9	866		50.5	87	1080
12	863		50.6	87	1225
17	858		47	81	1110
22	853		50.3	88	1295
27	848		50.3	88	1350
32	843		49.8	88	1365
37	838		49.9	89	1390
42	833		49.9	89	1395
47	828		49.3	88	1410
52	823		49.6	89	1420
57	818		49.4	89	1465
61	814		49.3	89	1460
65	810		48.9	89	1480

Le terrain présente une faible compacité en surface, mais devient rapidement compacte à

partir de 9m de profondeur. La pression limite dépasse le seuil de 80 bars alors que le module pressiométrique garde une valeur faible à moyenne variant de 1000 à 1500 bars.

II.4.2 Les sondages carottés

Onze sondages carottés ont été réalisés au droit du tracé du Tunnel. Le Tableau suivant récapitule les références et les profondeurs de ces sondages.

Tableau II-5Liste des sondages exécutés

Numéro du sondage	Profondeur
S4-LR-18N	40 m
S4-LT-01N	80 m
S4-LT-03N	105 m
S4-LT-04N	130 m
S4-LT-04NB	140 m
S4-LT-05NB	150 m
S4-LT-06NI	80 m
S4-LT-07N	65 m
S4-LR-19N	40 m
S4-LR-20N	35 m
S4-LR-21N	30 m

II.4.3 Les essais au laboratoire

Des essais au laboratoire ont été effectués sur des échantillons prélevés des sondages ces essais comprend des essais d'identification (granulométrie, sédimentométrie et limites d'Atterberg), des essais chimiques (analyse de pourcentage de CaCO3, de sulfate et de pH), et des essais mécaniques (essais de cisaillement et de compression simple).

II.5 L'hydrologie du site

Au niveau du portail sud, une venue d'eau a été observée lors des travaux d'aménagements de ce portail. L'eau, qui vraisemblablement correspond à une nappe perchée, a été récupérée au moyen de tranchée drainante et acheminée hors des zones d'aménagement du portail.

Au niveau du portail nord, aucune venue d'eau n'a été rencontrée lors des travaux d'excavation pour les aménagements du portail. Le long du tunnel, le niveau d'eau dans le sondage LT-04 a été mesuré à 91 mètres de profondeur, soit au sein de l'horizon gréseux qui est sous-jacent aux argilites.

L'horizon gréseux agit ainsi comme couche drainante sous les argilites. Alors que les sondages LT-05NB, 06 et 07, en partie médiane et nord du tunnel, ont révélé de l'eau en surface. La nature argileuse des formations rencontrées pourrait ainsi former une barrière étanche aux eaux infiltrées.

En conséquence, les conditions géologiques du site dans la partie sud du tunnel semblent assurer un drainage naturel des eaux souterraines à travers la formation gréseuse. La traversée du tunnel au sein des formations gréseuses devrait se faire après avoir drainé toutes les eaux dans cet horizon.

Au sein des argilites, en partie médiane et nord du tunnel, les venues d'eau par infiltrations seraient limitées par la nature argileuse, peu perméable du terrain. Dans le cas de venues d'eau éventuelles par infiltration, celles-ci devraient être ainsi gérable par acheminement (lors des travaux d'excavation), ou au moyen des drains périphériques le long des tubes du tunnel (après l'excavation du tunnel). En conséquence, nous ne nous attendons pas à une surcharge d'eau importante au sein des argilites. Néanmoins, les mesures piézométriques en cours devront confirmer cette hypothèse.

II.6 Le tronçon a étudié

Notre choix quant à la section à étudier s'est porté sur le tronçon entre PK205+440 et PK205+840.

II.6.1 La géologie de la section a excavé

Le front de taille est constitué de lentilles d'argilites gris clair très friable, de grés gris blanchâtre, grés oligocène, avec des grés altérés saturés lâches.

II.7 Conclusion

Le tunnel T1 « Djebel El Ouahch » est un projet de grande envergure, qui s'est avéré beaucoup plus difficile à réaliser que prévu. Néanmoins, tous les moyens sont mobilisés pour réussir son parachèvement et sa réhabilitation, au vu de son importance particulièrement élevée.

En effet, son parachèvement permettra d'éviter un contournement d'environ 13 km en région montagneuse particulièrement dangereux et contraignant pour les automobilistes (et les poids lourds).

III. Chapitre III : Conception de la section transversale

III.1 Introduction :

Lors de la conception de la section transversale d'un tunnel en se focalise sure 2 facteurs :

- Le choix de la section.
- Les éléments de la section transversale.

La désignation de ces paramètres détermine principalement notre section transversale du tunnel

III.2 Le choix de la section :

La définition de la section se base sur la recherche de la forme optimale permettant de satisfaire les exigences relatives :

- Aux dispositions constructives induites par le respect du parti fonctionnel ;
- Aux conditions de stabilité imposées par la qualité géo mécanique du terrain encaissant dans un terrain très déformable ou soumis à des contraintes importantes (faible valeur du module de déformabilité, très importante épaisseur de couverture, terrain gonflant, comportement différé très marqué, charge d'eau importante, etc...) il sera recherché la forme la plus circulaire possible ; alors que dans un terrain où l'excavation au rocher est auto-stable, il pourra être adopté un profil en travers en voûte surbaissée à plusieurs rayons.

NB : notre cas a une épaisseur de couverture énorme de 103 m.

- Au procédé d'exécution : l'emploi d'un tunnelier implique un profil circulaire alors que dans le cas de tranchées couvertes réalisées depuis la surface, le profil en travers est quasiment toujours rectangulaire.

Pour notre projet le tunnel est en mine (pas à ciel ouvert) et de couverture importante environs 147.708 m donc la section rectangulaire n'est pas adaptée. Le tunnel est d'une longueur d'environ 2000 m ; le creusement avec tunnelier n'est pas rentable donc la section circulaire n'est pas non plus adaptée.

III.3 Les éléments de la section transversale :

La section transversale d'un tunnel est déterminée a partir de plusieurs paramètres, on distingue :

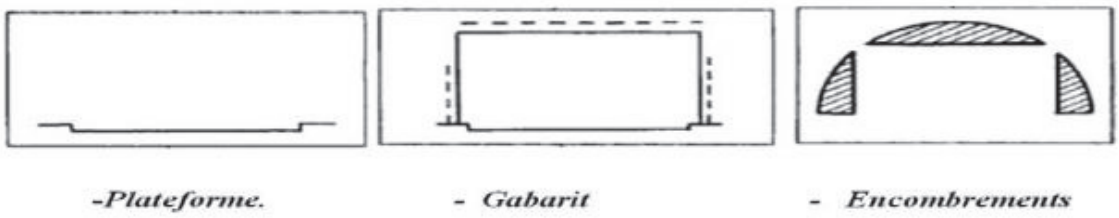


Figure III-1 Les éléments de la section transversale

III.3.1 La plateforme

La plateforme d'un tunnel est composée de :

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

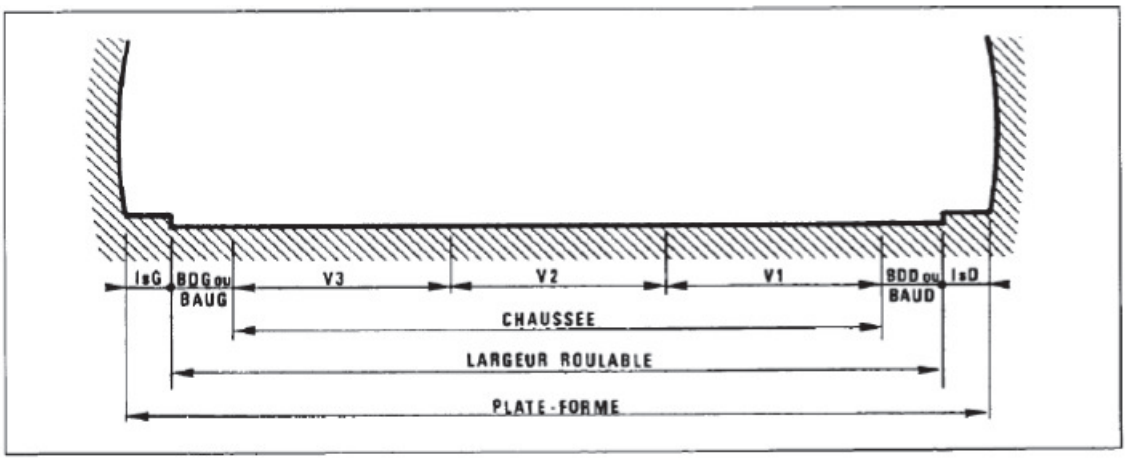


Figure III-2 Les éléments constituant de la plateforme

Ces composants sont déterminés à partir des éléments suivants :

- Données du trafic,
- Nombre de voies,
- La vitesse de base,
- Tracé en plan,
- Profil en long,

- Largeur roulable,
- Isolateurs.

III.3.2 Le gabarit :

Le gabarit est l'espace nécessaire pour assurer le passage des véhicules en mouvements, cette espace est déterminer à partir de :

- L'espace de circulation vis-à-vis des équipements
- La hauteur libre minimale,
- La hauteur libre de l'ouvrage
- Les revanches de protection, signalisation, et de construction

➢ **La hauteur libre de l'ouvrage :**

C'est la distance minimale entre tout point de la partie roulable de la plate-forme existante ou projetée et de tout point de la sous face de l'ouvrage, ou l'échéant, de la partie inferieure des équipements que supporte cette sous face.

$$H = H_m + R_c + R_p + R_s$$

➢ **La hauteur libre minimale**

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

Les hauteurs minimales qui peuvent être appliqués :

- 4.75m pour les autoroutes
- Les grandes routes du trafic

Pour des raisons d'homogénéité, il est cependant possible de continuer à admettre la hauteur libre de 4.75 m à titre dérogatoire et sur justifications spécifiques qui devront être soumises à approbation, sur certaines routes qui s'intègrent dans un maillage dont les ouvrages répondent aux mêmes caractéristiques.

➢ **Revanches de signalisation :**

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

➢ **Revanches de protection R_p:**

Chapitre III : Conception de la section transversale

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

- **Revanches de construction et d'entretien R_c :**

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

III.4 Détermination de la section transversale du projet :

III.4.1 La plateforme :

- **La** largeur roulable **:**

C'est un élément fondamental de dimensionnement de la plateforme, pour la déterminer il faut tenir compte des facteurs suivants :

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

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

Pour assurer l'homogénéité avec les accès et en se basant sur les recommandations de CETU en aura : **3 vois** avec 3.5m pour chaque voie, d'où **la largeur roulable et de 3.5×3 = 10.5m**

Le tracé de notre projet se situe dans un alignement droit donc il faut prévoir une pente transversale donc :

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

La pente de notre section est 2.5%.

- **Les bandes dérasées droites et gauches :**

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

Pour notre projet on prend **BDD = BDG = 0.5 m.**

- **Les trottoirs :**

Le tunnel est situé dans une zone extra-urbaine donc pas de passage des piétons, pour des raisons d'entretien on opte pour deux trottoirs franchissables de 1m.

A la fin on obtient une plateforme de 10.5 m + 2x0.5 m + 2x 1m = 13.5 m de largeur.

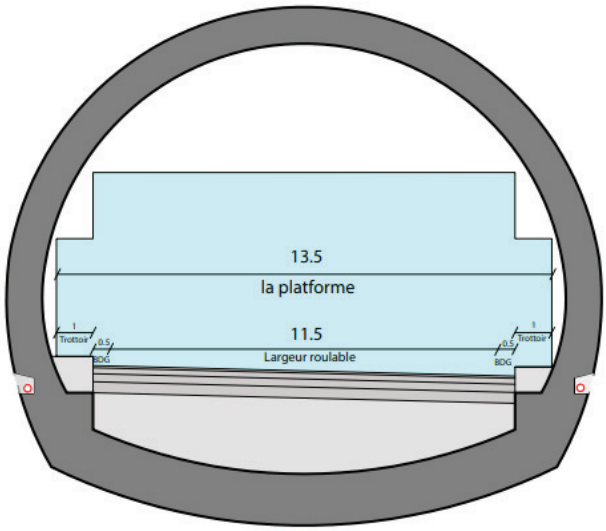


Figure III-3 La plateforme

III.4.2 Le gabarit :

On a :

- Un tunnel autoroutier donc d'après le CETU :
- La hauteur minimale Hm = 4.75m
- La Revanche de construction et d'entretien : Rc = 0.1m
- Revanche de protection Rp = 0.1 m.
- Revanche de signalisation *Rs* = 0.3 m.
  D'où La hauteur du gabarit Hg = 0.3 + 0.1 + 0.1 + 4.75 = **5.25m**

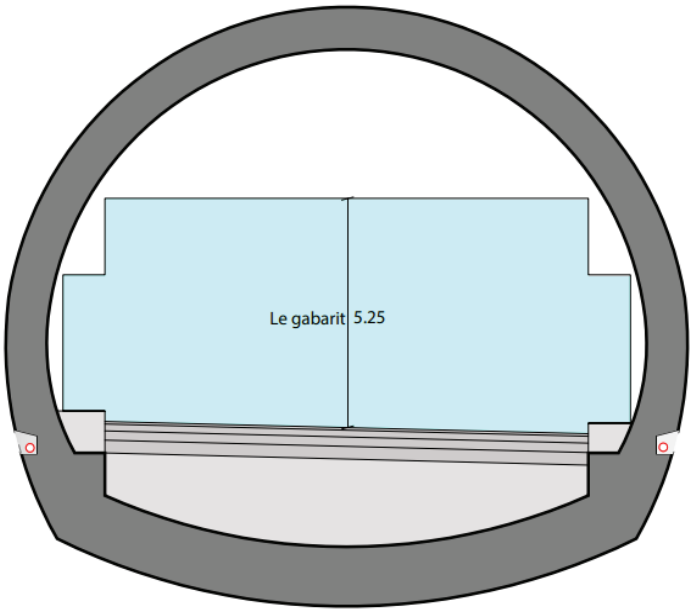


Figure III-4 Le gabarit

III.4.3 Les encombrements

C'est l'espace occupé par les équipements :

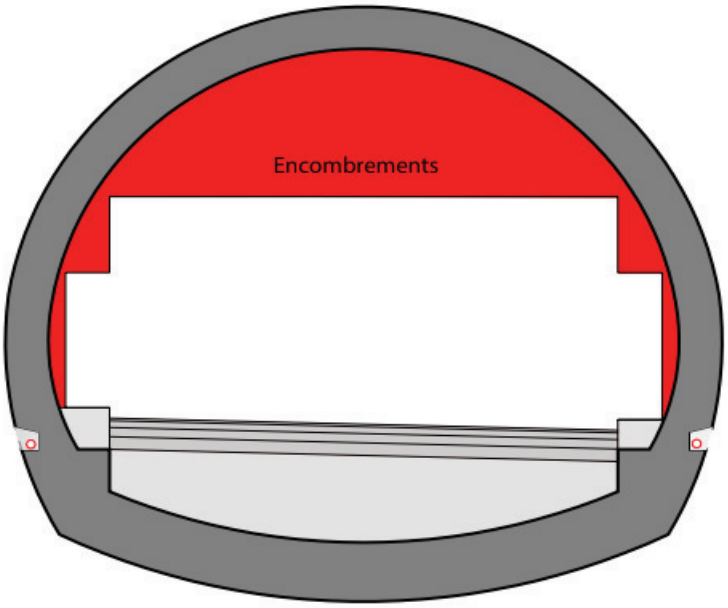


Figure III-5 Les encombrements

III.5 III.5 Conclusion :

Le pré-dimensionnement de la section transversale est une opération très critique. On doit assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage en service choisissant une forme optimale, qui permet d'optimiser le coût de l'ouvrage en minimisant la section d'excavée et les espaces non utilisés à l'intérieur de l'ouvrage.

IV. Chapitre IV : Evaluation des charges

IV.1 Introduction :

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est à dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique. Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte géostatique du massif, c'est à dire l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Cet état de contrainte étant supposé connu, par les méthodes de calcul de ces ouvrages souterrains.
Vu la complexité du problème de détermination des actions agissant sur des ouvrages, certaines hypothèses simplificatrices ont été émises :

- Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope.
- La déformation est bidirectionnelle.
- Les actions extérieures considérées sont dues au poids des terres sus-jacentes.

Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel. Afin d'évaluer quantitativement ces contraintes, il existe de nombreuses méthodes et formules empiriques qui souvent sont notablement différentes selon les hypothèses adoptées. Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale. Nous exposerons quelques-unes d'entre elles dans ce chapitre.

IV.2 Types et origines des poussées souterraines :

Un ouvrage souterrain est soumis à trois types de poussées :

- Poussées de détente ou de dislocation: Dues au détachement des masses de roches de la calotte engendrées par la décompression du massif rocheux.
- Poussées géologiques : Dues au poids des couches situées au-dessus de l'excavation.
- Poussées de gonflement : Dues à une augmentation du volume des roches.

IV.2.1 Les poussées détentes :

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression (détente) du sol. En raison de l'affaissement de la calotte provoqué par la pression, la masse de roche située au-dessus de l'excavation marque une tendance à l'affaissement et si le haut de l'excavation est démuni de soutènement, ceci provoquera le détachement progressif d'un coin du rocher de la masse principale. Le phénomène de détente commence par l'affaissement d'une partie du rocher en calotte, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des pieds droits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle α.

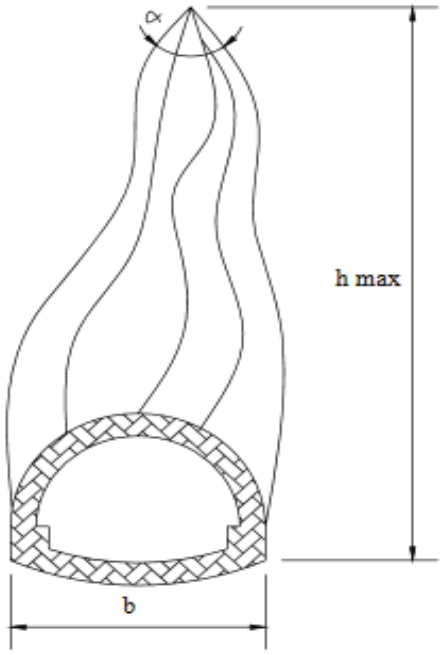


Figure IV-1 Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation

La hauteur de l'ogive est donnée par la relation suivante :

$$Hmax = \frac{h}{2\ tg\frac{\alpha}{2}} = \frac{b}{2\ sin\varphi}$$

b : ouverture de l'excavation.
φ : Angle de frottement interne.
α : Angle au sommet du profil d'équilibre.
h : hauteur de couverture

IV.2.2 Les poussée géologique :

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavations dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte mais aussi sur les pieds droits. Le processus de mouvement suscité par les travaux d'excavation débute au moment où à la suite du regroupement des poussées le long des pieds droits. La pression atteint le double de sa valeur initiale, si bien qu'elle finisse par dépasser la résistance à la compression simple de la roche. Les parois latérales commencent à flamber en diminuant leur résistance aux charges extérieures.

IV.2.3 Les poussées détentes :

Enfin c'est dans quelques roches argileuses ou délitées, que nous retrouverons sous certaines conditions, cette dernière forme de poussée souterraine. Cette poussée peut être :

- Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provocant une augmentation de volume par apport d'eau. Ce phénomène correspondant à une augmentation de la teneur en eau, se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque et le radier, entraînant une modification des contraintes qui se manifeste sur les parois de la cavité.
- Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates.

IV.3 Evaluation des poussées verticales :

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant l'évidemment. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain. Pour les terrains meubles ou peu résistants, cette zone de détente est intimement liée à la profondeur du tunnel. Dans ce cas on utilise des méthodes qui tiennent compte de l'influence de la profondeur. Par contre dans les terrains résistants, la zone de détente est indépendante de la profondeur de l'ouvrage. Dans ce cas on utilise des méthodes qui ne tiennent pas compte de la profondeur du tunnel.

IV.3.1 La théorie de PROTODIAKONOV :

Selon PROTODIAKONOV la charge agissant sur la voûte de tunnel est aussi une parabole de hauteur h_p qui vaut :

$$\boldsymbol{h_p = \frac{B}{2f}}$$

f : cœfficient de résistance fonction des caractéristiques de terrain.

$$\boldsymbol{B = b + 2m.tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}$$

La contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_v = \gamma \times h_p$$

$$f = \begin{cases} tg\varphi & Sol\ granuleux \\ g\varphi + \frac{C}{\sigma_c} & Sol\ cohérent \quad (\sigma_c : la\ résistance\ à\ la\ compression) \\ \sigma_k & Sol\ rocheux \quad (\sigma_k : la\ résistance\ de\ dureté\ de\ la\ roche) \end{cases}$$

La méthode de **PROTODIAKONOV** est satisfaisante pour les tunnels situés à une profondeur H tel que :

$$\frac{B}{2f} < H < \frac{B}{f}$$

Tableau IV-1 Récapitulatif de quelques valeurs du coefficient f

La nature de la roche	**Description**	**Masse volumique (t/m ^{3})**	**Coefficient de résistance f**
Résistance extrêmement élevée	Basaltes, quartzites, les granites les plus dures	2.8-3.0	20
Résistance élevée	Roches granitiques, grés et calcaire de bonne tenue	2.6-2.7	10
Roche de bonne tenue	Calcaire légèrement fracturés	2.5	8
Roche résistante	Grés ordinaire	2.4	6
Roche assez résistante	Schistes divers, marnes compactes	2.4-2.6	3
Roche meuble	Alluvions cohérentes, sols argileux	2.0-2.2	1

La méthode de **PROTODIAKONOV** ne tient pas compte de l'influence de la profondeur, elle estime que le poids de la masse se trouvant en clé de voûte est diminué par l'effet de frottement, c'est-à-dire que ce n'est pas toute la hauteur de couverture qui agira en charge. La théorie de **TERZAGHI** quant à elle tient compte de l'influence de la profondeur et ceci en prenant toute la hauteur de la couverture et ses caractéristiques ; donc on adopte la théorie de **TERZAGHI** pour la détermination de la pression verticale.

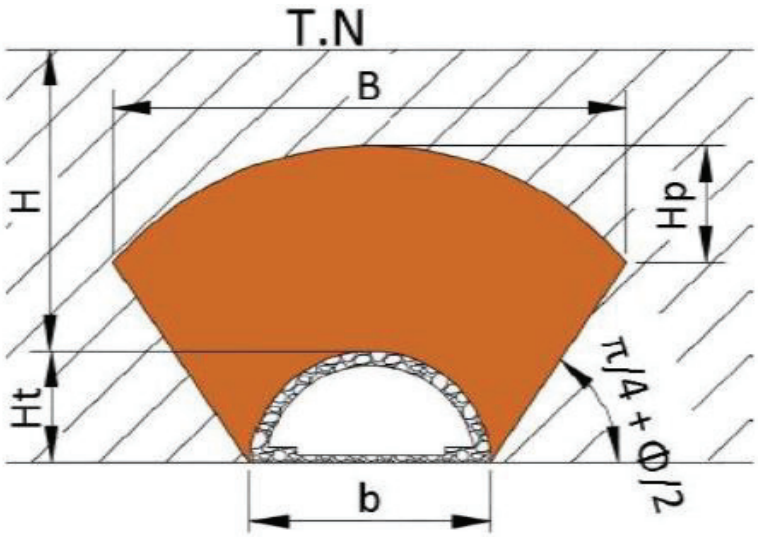


Figure IV-2 Théorie de Protodiakonov

Application :

-f = 1 (d'après le tableau précédent).

- $\boldsymbol{B} = b + 2h_t.tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ **= 31.75 m.**

- $\boldsymbol{h_p} = \frac{B}{2f}$ **= 15.875 m.**

- $\boldsymbol{\sigma_v} = \gamma \times h_p$ **= 382.905 Kpa.**

IV.3.2 La théorie de TERZAGHI :

Terzaghi suppose qu'une certaine quantité de roche ou de sol se décomprime et a tendance à converger vers le tunnel sous l'effet de la gravité.
Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ agissant le long des plan de glissement.
Cette méthode permet de calculer la charge active verticale descendante en voute du tunnel par une formule analytique suivante :

Chapitre IV : Evaluation des charges

On à H = 103 m, b = 13.78 donc on est dans le cas ou H > 2.5b

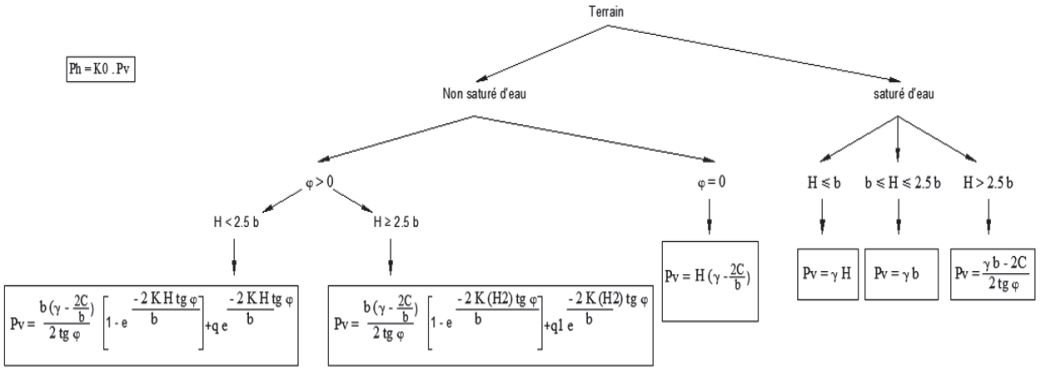
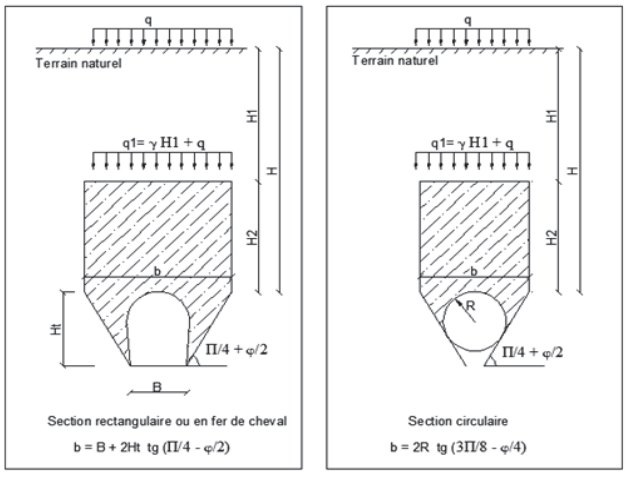


Figure IV-3Théorie de Terzaghi

H ≥ 2.5 b



IV-4

Avec :

C: Cohésion de terrain.
K: Coefficient de poussé active égale à 1.
φ: Angle de frottement interne.

Chapitre IV : Evaluation des charges

H: Hauteur de terrain décomprimé au-dessus de la voute.
q: La surcharge de terrain + la surcharge en surface.
B: La largeur du tunnel.
$\mathbf{H_t}$: La hauteur du tunnel

Application :

Tableau IV-2Caractéristique du terrain

γ **(KPa)**	**24.12**
H (m)	**103**
C (KPa)	**200**
φ **(°)**	**25**
ϑ	**0.3**
q (Kpa)	**0**
B (m)	**15.03**
K	**1**
H_t **(m)**	**14.1**

On trouve :

H_1 = **27.85 m.**
H_2 = **75.15 m.**
q_1 = **570,11 KN/m².**

Calcule de b :

On a :

- H = **103m > 2.5b = 75.15m → Tunnel profond**, d'où L'effet de voûte ne se fait pas sentir jusqu'à la surface
- Terrain NON saturé d'eau, Section fer à cheval

On utilisant la formule : $b = B + 2Ht.tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ ➔ **b = 30.06**

D'où : Pv = **431.28 KPa ;**

Chapitre IV : Evaluation des charges

IV.4 Evaluation des charges horizontales :

IV.4.1 La théorie de TERZAGHI :

Selon Terzaghi, les poussées latérales peuvent être calculées approximativement par la formule suivante:

$$\begin{cases} 0.3.\gamma\left(0.5.m + h_p\right) & cas\ générales \\ \gamma.H.tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & terrains\ granuleux\ ou\ iboullis \\ \sigma_v.\frac{\vartheta}{1-\vartheta} & les\ roches\ de\ bonne\ tenue \end{cases}$$

Avec :

- h_p : Hauteur du noyau de détente
- ϑ : Coefficient de poisson
- m Hauteur du tunnel

$$h_p = \frac{b}{sin2\varphi}$$

Application :

Ph = Pv. $\frac{\vartheta}{1-\vartheta}$ = **185.45 KPa.**

IV.4.2 La théorie de PROTODIAKONOV :

La charge latérale **Ph** est égale à **K0×Pv**

K0: C'est le coefficient des terres au repos.

La détermination de **K0** se fait souvent à partir d'essais in-situ et en laboratoire ou de relations empiriques.
Au laboratoire le coefficient de pression des terres **K0** peut être obtenu au cours d'un essai de compression qui simule les conditions dans lesquelles se trouvait l'échantillon dans le sol.

Application :

On a **K0 = 1** (la profondeur du tunnel est très importante)
D'où :

Ph = **382.905 Kpa.**

Chapitre IV : Evaluation des charges

IV.5 Comparaison des résultats obtenus

Tableau IV-3Comparaison entre Terzaghi et Protodiakonov

	L'approche de TERZAGHI	L'approche PROTODIAKONOV
La coupe	**Pk 205 + 640**	**Pk 205 + 640**
Poussées verticales	**431.28 Kpa**	**382.905 Kpa**
Poussées horizontales	**185.45 KPa**	**382.905 Kpa**

IV.6 Evaluation de la pression agissant au niveau du radier :

La poussé géologique et de gonflement se manifeste aussi bien au radier qu'aux pieds droits. Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains inconsistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous radier.

Si les contraintes géostatiques ainsi libérées lors de l'excavation sont importantes, la zone décomprimée peut intéresser un grand volume et entraîner le fluage du terrain de bas en haut vers l'intérieur de la galerie. Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène. Nous en exposerons une des plus importantes méthodes à savoir celle donné par **TSIMBARIEVITCH**.

IV.6.1 La méthode de TSIMBARIEVITCH

Une approche au problème a été donnée par TSIMBARIEVITCH en prenant en considération la butée qui s'exerce sous le niveau du radier de part et d'autre des plans verticaux tangents aux pieds droits du tunnel. Cette poussée peut être calculée en fonction des caractéristiques ϕ et C du terrain situé sous le radier de la poussée verticale σ v supporté par le terrain au niveau du radier de part et d'autre de celui-ci.

Calcule :

1- On a :

$K_a = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

$K_p = tg^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$

K_a : Coefficient de poussés
K_p : Coefficient de buttés

$$Z = \frac{P.\mathrm{Ka} - 2\mathrm{C}(\sqrt{\mathrm{Kp}} - \sqrt{\mathrm{Kp}})}{\gamma(Kp - Ka)}$$

Z : La profondeur de laquelle se déclenchent les poussés de terre

La résultante des efforts agissant en direction de l'excavation sera :

$E = E_p - E_a = \frac{\gamma Z}{2}(Z + 2H)Ka^2 - 0.5\gamma Z^2 Ka^2$

La résultante E peut être décomposée en deux composantes T et S, avec :

$T = E\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ $S = E\sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

La force aura tendance à déplacer le terrain, tandis que la composante normale de l'effort de frottement agira dans le sens contraire, cet effort s'opposant à T sera T_0 :

$T_0 = \frac{2E\sin^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{cos\varphi}$

La résultante exerce son action dans l'axe central et elle est verticale. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge q soit par une forme en clé de voûte du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur Y calculée par l'équation suivante :

$Y = \frac{Z}{Ka}$

On aura donc la contrainte sous le radier : $\sigma = \frac{T0}{Y}$

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer :

$\sigma < \sigma_{lim} = \frac{4C}{1-sin\varphi} cos\varphi(2 - sin\varphi)$

Application :

Tableau IV.4 Résultats obtenus par la méthode de Tsimbarievitch

H (m)	K_a	K_p	P (Kn)	Z (m)	E (Kn/m)	T_0(Kn/m)	Y (m)	σ	σ_{lim}
103	0.41	2.46	2485.36	13.09	13263.402	20819.37	31.93	652.03	3042.199

On constat que $\sigma < \sigma_{lim}$ d'où Le non soulèvement du radier et vérifié

IV.7 Conclusion

Les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant à l'intérieur d'un tunnel sont en général négligeables par rapport aux poussées des terrains. C'est la raison pour laquelle, à l'exception d'ouvrages soumis à de fortes pressions intérieurs (comme les galeries d'eau sous

pression, réservoir de gaz souterrain) les charges intérieures ne sont habituellement pas prises en considération, et cela d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire à celui des charges extérieures.

V. Chapitre V : Soutènement Provisoire

V.1 Introduction

Pour assurer la sécurité du chantier contre les éboulements lors des travaux souterrains, on a généralement recours à l'utilisation d'un soutènement provisoire qui s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de pallier aux problèmes causés par la décompression du terrain. Ceci permet d'assurer la stabilité des parois, mais participe aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement qui est mis ensuite à l'intérieur.

V.2 Classification des modes soutènement

V.2.1 Soutènement agissant par confinement

Le soutènement développe le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, c'est le terrain qui joue le rôle essentiel.
On a généralement :

- Le béton projeté seul.
- Le béton projeté associé à des cintres légers.

V.2.2 Soutènements agissant à la fois par confinement et comme armatures

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

- Boulons à ancrage ponctuel.
- Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).

V.2.3 Soutènements agissant par supportage

C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas ou le terrain est de mauvais tenue, nous citerons :

- Cintres (lourds ou légers).
- Plaques métalliques assemblées.
- Voussoirs en béton.
- Tubes perforés (voûte parapluie).
- Boucliers.

V.2.4 Soutènements agissant par consolidation

Dans ce cas il s'agit de modifier les caractéristiques géotechniques du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même.
Ils rentrent dans le cadre des traitements des terrains, ce sont essentiellement :

- l'injection.

- L'air comprimé.

Le type de soutènement (les moyens utilisés et leur quantité), la zone et le moment de la mise en œuvre sont définis en fonction des exigences de la sécurité du travail, du comportement probable du massif déterminé soit par calcul, soit sur la base de l'expérience ou de mesures, ainsi que des contraintes pratiques d'exécution.

V.3 Calcul empirique de la section PK205+640.25

V.3.1 Classification d'AFTES

Tableau V-1 Classification des paramètres du terrain

Critères	Observations	classes
La résistance de la roche Rc	6Mpa < Rc < 20Mpa Roches de faible résistance	R4
Le nombre de familles de discontinuités	Une famille principale	Classe N2
Orientation des discontinuités : parallèles a l'axe du tunnel	Angle : 0° – 20°	OR4
Valeur de la charge Hydrologique : niveau situé en dessous du radier	Entre 10 et 100 mm	H2
Valeur de perméabilité de massif	$<10^{-8}$	K1
La valeur RQD	Entre 0 – 25	RQD5
Espacement des discontinuités d'une même famille	<60mm	S5
L'état de contraintes naturelles	Fort	CN3
Valeur de module de déformation du massif (GPa)	0.1-1	D_m5

Tableau V-2Classification du terrain selon AFTES

Exemple		Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou poussé tube	Procedes speciaux		
					à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
CRITERES	CLASSES	∩		∩	∩	∩	∩	∩	∩	○	∩	∩	∩			
① Comport.mécanique	R4	✗		☑	✗	✓	✓	☑	☑	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
② Discontinuités	N4 S5	☒		☑	☒	✓	☒	☑	☑	✓	✓	✓	☒	✓	☒	
③ Altérabilité	Délitage	✗		☑	✓	✓	✓	✓	☑	☑	☑	✓	✓	✓	✓	✓
④ Hydrologie	H2 K1	✓		✓	☑	☑	☒	☑	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓
⑤ Couverture	CN2	✗		✓	✓	✓	☒	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓
⑥ Dimensions	D>10	✓		☑	☑	☑	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓
Synthèse		☒		☑	☒	☑	☒	✗	☑	☑	☑	✓	☒	✗	☒	✓

Les recommandations sont :Utilisation du béton projeté (renforcement du soutènement provisoire),utilisation des boulons a ancrage réparti, utilisation des cintres coulissants, utilisation de voussoirs constitués de plaques de métal assemblées avec soutènement de front (éventuel), utilisation de voussoirs en béton, utilisation de tubes perforés, traitement du terrain par congélation.

V.3.2 Classification de BIENIAWSKI

La note RMR :

Comme toutes les méthodes empiriques BIENIAWSKI tient compte des paramètres suivants

- La résistance à la compression uni-axiale
- La qualité de la roche via RQD « Rock quality designation »
- Les conditions hydrologiques
- La qualité des discontinuités de la roche
- L'espacement des discontinuités de la roche
- L'orientation des discontinuités de la roche

V.3.2.1 La résistance à la compression uni-axiale

Tableau V-3Les La résistance à la compression uni-axiale

Définition	symbole	explication	Compression uni-axiale (MPa)	indice
Très faible	R0	S'effrite facilement et entièrement à la main	<1	0
Faible	R1	S'effrite facilement en mince plaquette à la main	1-5	1
Moyennement faible	R2	S'effrite avec une grande pression en mince plaquette à la main	5-25	2
Moyennement forte	R3	Se casse en morceaux avec un léger coup de marteau	25-50	4
Forte	R4	Se casse en morceaux par des coups durs de marteau	50-100	7
Très forte	R5	Eclats de roche par des coups durs de marteau	100-250	12
Extrêmement forte	R6	Etincelle et des coups raisonnant	>250	15

V.3.2.2 La qualité de la roche via RQD

Tableau V-4 Rock quality designation

Définition	Accueille	Indice
Très médiocre	0-25	3
Médiocre	25-50	8
Moyen	50-75	13
Bon	75-90	17
Excellent	90-100	20

V.3.2.3 Les venus d'eau

Tableau V-5Classes des venus d'eau

Définition	Indice
Complètement sec	15
Humide	10
suintement eau interstitielle	7
Pression d'eau modérée	4
Problème sérieux de venus d'eau	0

Les discontinuités

V.3.2.4 La rugosité, l'espacement et la persistance

Tableau V-6Classification des discontinuités

Rugosité		Espacement			Persistance	
Définition	Indice	Définition	Symbole	Indice	Définition	Indice
Très rugueux	6	>2m	S1	20	<1m	6
Rugueux	5	0.6m-2m	S2	15	1-3m	4
Légèrement.R	3	0.2-0.6m	S3	10	3-10m	2
Lisse	1	0.06-0.2m	S4	8	10-20m	1
Glissant brillant	0	<0.06m	S5	5	>20m	0

V.3.2.5 Le remplissage, L'ouverture, et L'altération

Tableau V-7Classification des discontinuités (suite)

Remplissage			Ouvertures		Altérations		
Définition	Symbole	Indice	Définition	Indice	Définition	Symbole	Indice
Fermé	W1	6	Fermé	6	Non Alt	W1	6
R.D<5mm	W2	4	<0.1mm	5	Leger Alt	W2	5
R.D>5mm	W3	2	0.1-1mm	4	Moy Alt	W3	3
R.T<5mm	W4	2	1-5mm	1	Haute Alt	W4	1
R.T>5mm	W5	0	>5mm	0	Décomposé	W5	0

V.3.2.6 L'orientation

Tableau V-8Classification des discontinuités (suite)

direction parallèle à l'axe du tunnel		Indice
45°-90°	Très défavorable	-12
20°-45°	Moyennement défavorable	-5
0°-20°	Défavorable	-10

La somme donne **RMR = 17**

La classification du rocher d'après BIENIAWSKI :

On a le **RMR =17<21** donc la roche est de classe V c'est un terrain de très médiocres caractéristiques géo-mécaniques.

V.3.2.7 Le soutènement proposé par BIENIAWSKI

Selon la classification de BIENIAWSKI Le soutènement doit être constitué par :

- Boulons d'ancrages systématiques de 6m de longueur en voute et piédroits avec un espacement de 1m
- Béton projeté de 200mm d'épaisseur en voute et de 150mm d'épaisseur en piédroits et de 50mm sur le front de taille
- Cintres métalliques lourds avec un espacement de 0.7m

V.3.3 La différence entre BIENIAVSKI et AFTES

- L'AFTES ne propose pas de valeur de dimensionnement de soutènement directement, mais il propose des recommandations et décrit les types de soutènements les plus appropriés.

- Par contre BIENIAWSKI nous donne respectivement des épaisseurs de béton projeté au niveau de la voute et au niveau des piédroits avec un complément de soutènement; treillis soudé, boulons et cintres léger et les espacements entre l'un et l'autre.

V.4 Les soutènements proposés

Suivant les recommandations données par AFTES et les résultats trouvés par la méthode de BIENIAWSKI on est arrivé aux propositions des soutènements suivants :

La première proposition :

- Cintre métalliques de type HEB200 avec Espacement de 0,7 m.
- Béton projeté, épaisseur de 25 cm, avec deux nappes de treillis soudés ϕ5/100x100
- Traitement du terrain par congélation
-

La deuxième proposition :

- Cintre métalliques de type HEB240 avec Espacement de 0,75 m.
- Béton projeté, épaisseur de 30 cm, avec deux nappes de treillis soudés ϕ5/100x100
- Traitement du terrain par congélation

La méthode de creusement proposé :

- Creusement en section devisée, multiple phasage
- Avancement 0.7m
- Soutènement immédiat avec excavation
- Béton projeté immédiat après chaque avancement

V.5 Caractéristiques des matériaux utilisés

V.5.1 Le béton projeté

Tableau V-9 Caractéristiques du béton projeté

Le béton projeté		
La classe		C30/37
La résistance à la compression	f_{c28} (Mpa)	30
La résistance à la	f_{bu} (Mpa)	17

compression a ELU		
La résistance à la traction	f_{tk} (Mpa)	2.4
Module de déformation pour le B.P. à courte terme	$E_{c,jeune}$ (Mpa)	5000
Module de déformation pour le B.P. à long terme	$E_{c,28j}$ (Mpa)	15000
Coefficient de poisson	v	0.2

V.5.2 Les cintres métalliques HEB200

Tableau V-10 Caractéristique des cintres HEB 200

HEB200		
Classe		S275
Résistance à traction (fu)	f_{tk} (Mpa)	440
Tension caractéristique d'élasticité	f_{yk} (Mpa)	275
Résistance à traction de calcul ELU	f_{yd} (Mpa)	275
Module de déformation	E_s (Mpa)	210000
Module de poisson	v	0.3
Espacement	d(m)	0.8
Dimensions	h(mm)	200
	b(mm)	200
	t_w(mm)	9
	r(mm)	18
	t_f(mm)	15
	d(mm)	134
	u(mm)	1150

Aire de la section	$A(mm^2).10^2$	78.1
Moment d'inertie suivant l'axe y-y	$I_y(mm^4).10^4$	5696
Moment d'inertie suivant l'axe z-z	$I_z(mm^4).10^4$	2003
Module de résistance	$W(m^3)$	$5,7.10^{-4}$
Moment statique	$S_y(m^3)$	321.10^{-4}

V.5.3 Les cintres métalliques HEB240

Tableau V-11 Caractéristiques des cintres HEB 240

HEB200		
Classe		S275
Résistance à traction (fu)	f_{tk} (Mpa)	430
Tension caractéristique d'élasticité	f_{yk} (Mpa)	275
Résistance à traction de calcul ELU	f_{yd} (Mpa)	275
Module de déformation	E_s (Mpa)	210000
Module de poisson	v	0.3
Espacement	d(m)	0.75
Dimensions	h(mm)	240
	b(mm)	240
	t_w(mm)	10
	r(mm)	21
	t_f(mm)	17
	d(mm)	164
	u(mm)	1380
Aire de la section	$A(mm^2).10^2$	106

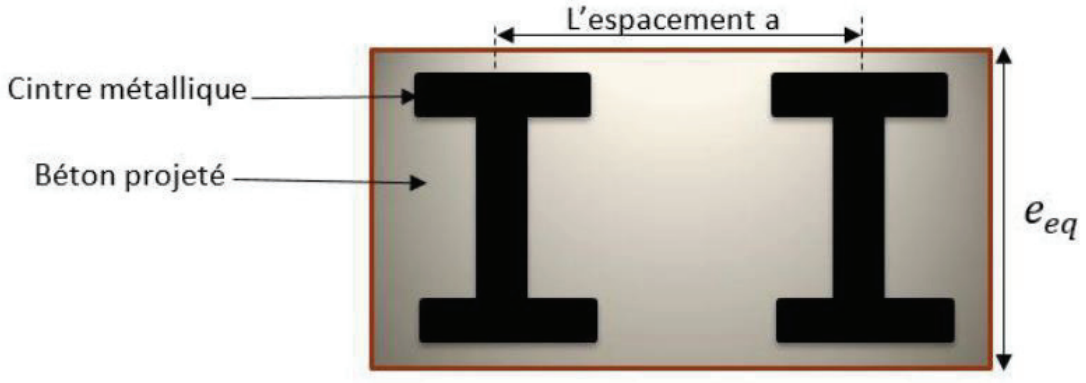
Moment d'inertie suivant l'axe y-y	$I_y(mm^4).10^4$	11259
Moment d'inertie suivant l'axe z-z	$I_z(mm^4).10^4$	3923
Module de résistance	$W(m^3)$	$9{,}38.10^{-4}$
Moment statique	$S_y(m^3)$	527.10^{-4}

Les treillis soudés :

Treillis soudés ϕ5/100x100 FEe500.

V.6 Calcule de la section équivalente

Le béton projeté et le profilé HEB seront modélisés en une section équivalente qui aura un module d'élasticité équivalent $\boldsymbol{E_{eq}}$ et une épaisseur équivalente $\boldsymbol{(m)}$ qui doivent être calculés et une longueur unitaire *L*suivant l'axe du tunnel.
Le calcul sera effectué sur une section de $L.e_x = 1.e_x$



FigureV-1 Section équivalente

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

V.6.1 La section équivalente de la première proposition

Tableau V-12Section équivalente de la premier proposition

Paramètres	Cintres métalliques	Béton projeté	Combinaisons
e (cm)	-	25	26.86
E_b/E_c (Mpa)	210000	15000	22688.27
S_b/S_c cm^2	78.1	1750	1879.87
I_b/I_{yc} cm^4	5696	91145,833	112981,17

V.6.2 La section équivalente de la deuxième proposition

Tableau V-13Section équivalente de la deuxième proposition

Paramètres	Cintres métalliques	Béton projeté	Combinaisons
e (cm)	-	30	32.39
E_b/E_c (Mpa)	210000	15000	23059.07
S_b/S_c cm^2	106	2250	2428.98
I_b/I_{yc} cm^4	11259	168750	212308,67

V.7 Conclusion

Les recommandations AFTES et BIENIAWSKI nous ont permis de proposé deux soutènements provisoires avec leurs méthode d'excavation.

Dans le prochain chapitre on va choisir un des soutènements proposés on suivant la méthode convergence confinement.

VI. Chapitre VI : Convergence Confinement

VI.1 Introduction

La méthode convergence confinement s'est développée parallèlement à l'utilisation de la « Nouvelle Méthode Autrichienne ». Son élaboration complète remonte au tout début des années 80. C'est une méthode de calcul analytique de l'interaction entre un massif excavé et son soutènement, basée sur des hypothèses simplificatrices telles que :

- Hypothèse des déformations planes
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales (K0 = 1) et d'isotropie du massif
- La cavité étudiée a une forme cylindrique

Elle tient compte des facteurs jugés importants sur l'équilibre final du complexe rocher soutènement, La méthode de dimensionnement par convergence-confinement permet ainsi une optimisation des caractéristiques et du coût du soutènement.

VI.2 Principes généraux de la méthode

Considérons une section plane du terrain soumise à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope σ_0. Si H est la hauteur de couverture et γ le poids volumique des terrains sus-jacents. La contrainte initiale dans le massif est donc : $\sigma_0 = \gamma.H$ La cavité est supposée pré-excavée et remplie de liquide à une pression p correspondant à l'état initial σ_0.

VI.3 Comportement du massif

En diminuant la pression initiale, on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation, avec $0 \leq p_i \leq P_0$. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique et la courbe pression-déplacement est linéaire. Dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou mise en plasticité) qui augmente la déformation. La courbe pression–déplacement est appelé « courbe caractéristique » ou « courbe de convergence » du massif excavé.

VI.4 Comportement du soutènement

Une fois paré des deux courbes, on va pouvoir les coupler pour étudier l'interaction roche-structure. Pour cela on va superposer les deux courbes. La pression fictive de l'un correspond parfaitement au chargement du second. Le point d'intersection des deux courbes correspond ainsi au point d'équilibre entre terrain et soutènement. C'est ce point (P_{eq}', u_{eq}') qui donne l'état mécanique de la structure "à l'infini", loin du front de taille.

VI.5 Optimisation du soutènement

Une fois paré des deux courbes, on va pouvoir les coupler pour étudier l'interaction roche-structure. Pour cela on va superposer les deux courbes. La pression fictive de l'un correspond parfaitement au chargement du second. Le point d'intersection des deux courbes correspond

ainsi au point d'équilibre entre terrain et soutènement. C'est ce point (Peq', ueq') qui donne l'état mécanique de la structure "à l'infini", loin du front de taille.

VI.6 Domaines d'application

La méthode est essentiellement utilisée dans le cadre d'un pré-dimensionnement des soutènements. Les hypothèses de base sont en effet rarement toutes vérifiées dans la réalité ; le cas idéal étant celui du tunnel circulaire profond en milieu isotrope. Néanmoins l'approche est valable pour obtenir des "ordres de grandeurs" d'épaisseur de soutènement dans les cas suivants :

- Le massif de terrain doit pouvoir être représenté comme un milieu homogène, isotrope et continu à l'échelle de l'ouvrage.
- Le dimensionnement concerne une section courante du tunnel. Afin de pouvoir simplifier le problème tridimensionnel en un problème bidimensionnel, il faut que de part et d'autre de la section étudiée, le terrain soit identique sur un tronçon de quelques dizaines de mètres. Cette condition exclut donc également les têtes du tunnel.
- La géométrie du tunnel est supposée circulaire dans la méthode. Dans le cas d'une section quasi circulaire, on utilisera un rayon équivalent.
- L'état de contraintes initial est isotrope (K0 = 1). A moyenne et à grande profondeur cette hypothèse est souvent vérifiée.

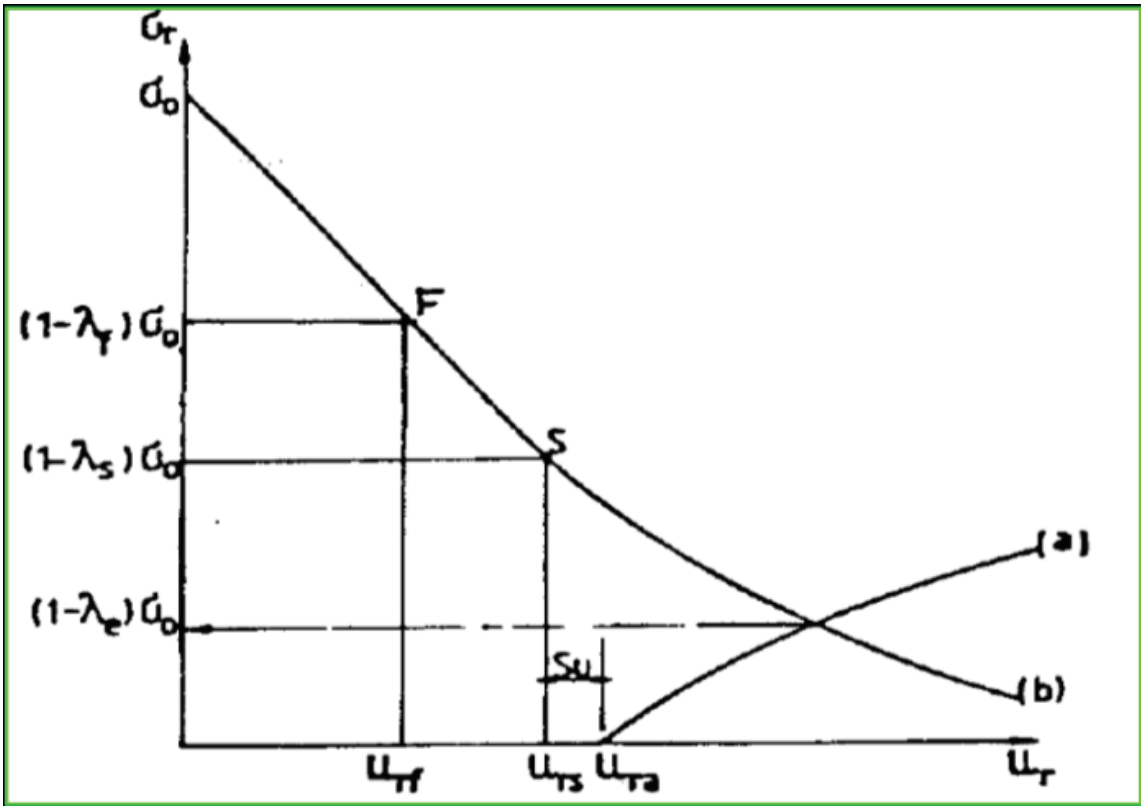


Figure VI-1 La courbe convergence confinement

VI.7 Le calcule d'un problème :

VI.7.1 Détermination de la courbe caractéristique du terrain :

- $E\ et\ \nu$: Caractéristiques élastiques (module d'élasticité de terrain et module de poisson)
- $C\ et\ \phi$: Caractéristiques de rupture (cohésion et angle de frottement)
- γ : Masse volumique du rocher
- σ_0 : Contrainte initiale du massif
- R : Rayon de l'excavation
- Rc : Résistance à la compression simple
- Kp : Coefficient de butée

Avec :

$R_C = 2C.(\pi 4 + \varphi 2) = (2C\ cos\varphi)/(1 - sin\varphi)$
$Kp = tg^2(\pi 4 + \varphi 2) = (1 + sin\varphi)/(1 - sin\varphi\ )$

- Si $\sigma_0 \leq Rc/2$: Le creusement n'entraine que des déformations élastiques, tant que la pression fictive de soutènement P reste supérieure à Pa (pression d'apparition d'une zone en état limite de rupture à la paroi de l'excavation)

Donc pour $Pa < P < \sigma 0$ la courbe caractéristique du terrain est une droite passant par les deux points de coordonnées :

- Si $\sigma 0 > \frac{R_C}{2}$: Une fois l'état élastique est dépassé (P est inférieure à P_a) il se développe autour de la cavité une zone plastique (rupture) circulaire nous appellerons r_p son rayon (lorsque p diminue; r_p augmente). Cette zone est aussi caractérisée par un taux de confinement λ_a, et un déplacement de la paroi correspondant u_a.

$P_a = \sigma_0(1 - sin\varphi) - Ccos\varphi = (\sigma_0 - \frac{R_C}{2}) \times \frac{2}{K_P + 1} = (\sigma_0 - \frac{R_C}{2})(1 - sin\varphi)$

$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - Pa}{\sigma_0} = sin\varphi + \frac{C cos\varphi}{\sigma_0}$

$u_a = \lambda_a \times u_e$

Donc pour $P<P_a$: calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie, dans notre cas nous utiliserons la formule établie par M. PANET (1976) pour un milieu élastoplastique parfait.

VI.7.2 Détermination de la convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement:

La détermination de la convergence en fonction de la distance au front de taille permet de définir la position relative des courbes caractéristiques du soutènement et du terrain dont dépendra l'équilibre final. Négliger la convergence déjà acquise au moment de la pose de soutènement conduit non seulement à surestimer l'effort de soutènement mais aussi à trahir le comportement du massif et son équilibre.
Bien que le phénomène tridimensionnel soit plus complexe, on peut assimiler l'influence de la proximité du front de taille à une pression radiale fictive de soutènement.
En milieu élastoplastique parfait avec des critères de plasticité de type Drucker Prager F. CORBETTA et al (1991) donnent une bonne approximation de la déformée (Le déplacement initial de la courbe de confinement) à une distance du front par la formule :

$\mu_d = X \times u_e \left[0.29 + 0.71 \times (1 - exp\left(-1.5 \times \left(\frac{d}{X.R}\right)^{0.7}\right))\right]$

Où : $X = \frac{\mu_p}{u_e}$

μ_p : Le déplacement de la courbe caractéristique de terrain à déconfinement total.

$$\mu_p = \mu(\lambda = 1)$$

d: La distance au front de taille.
Pour qu'on puisse utiliser le déplacement μdil faut vérifier la condition de M.PANET(1976).

$$\mu_d > \mu_{s0}$$

Avec $\mu_{s0} = 0{,}265\mu_e$

VI.7.3 La courbe caractéristique du soutènement

Il faut déterminer la raideur du soutènement (k) choisi et sa pression maximale P_{max} (État limite admissible ou état limite de rupture) puis tracer la courbe. La détermination P_{max}, k des différents types de soutènement et leurs combinaisons sera faite dans la partie calcul.

VI.7.4 Equilibre final

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et la courbe caractéristique du soutènement donne la pression et le déplacement de soutènement à l'équilibre.
Si cette pression n'est pas admissible un autre soutènement sera envisagé. Ainsi, en faisant varier les caractéristiques de ce dernier (épaisseur du béton projeté, dimensions et écartement des cintres) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximal.

VI.8 Application de la méthode

VI.8.1 Convergence (la courbe caractéristique du terrain)

VI.8.1.1 Les caractéristiques du terrain

- Rayon d'excavation **R = 10,63** calculé à l'aide du logiciel Autocad.
- Module d'élasticité **E = 340 MPa**
- Cohésion **C = 200 Kpa**
- Le coefficient du poisson v = 0.3
- L'angle de frottement $\varphi = 30°$
- La masse volumique des argilites $\gamma = 24.12$ Kn/m^3

Résultats de calcule :

- La contrainte initiale agissante sur le soutènement : $\sigma_0 = Z.\ \gamma = 2.484$ **Mpa**
- La résistance à la compression : $R_c = 0.693$ **Mpa**
- Le coefficient de butée : $K_p = 3$
- $\sigma_0 = 2.484 > R_c/2$

- La pression d'apparition à la paroi à ELU :

$P_a = (\sigma_0 - \frac{R_C}{2})\ (1 - sin\varphi) =$ **1,069 Mpa**

- Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture vaut :

$\lambda_a = sin\varphi + \frac{C\cos\varphi}{\sigma_0} = \mathbf{0.57}$

- Le déplacement élastique de la paroi pour une pression de soutènement = 0 :

$u_e = \frac{((1+C).\boldsymbol{\sigma 0}.R.1000)}{E} = \mathbf{100,975\ mm}$

- Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture :

$u_a = \lambda_a \times u_e = \mathbf{57,527mm}$

On remarque que la convergence est très importante, alors il faut disposer le soutènement le plus rapidement possible.

Pour $P_a < P < \sigma_0$: la courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

σ_0 = 2.484 Mpa **P_a = 1.069**
u = 0 **u_a = 57,527mm**

Pour $P < P_a$ Le calcul de la courbe est exécuté point par point selon M.PANET (1976) pour un milieu élastoplastique parfait :

- En piédroits : ( )=(λ) = σ_0 (1−λ)
- En voute : (λ) = (λ) = $\sigma_0(1-\lambda) + \gamma(rp - R)$

$$u(\lambda) = u_a\left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R}\right)^2\right]$$

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p+1}\frac{(k_p-1)\ \sigma_0 + R_c}{(1-\lambda)\ (k_p-1)\ \sigma_0 + R_c}\right]^{\frac{1}{k_p-1}}$$

Tableau VI-1caractéristique du terrain

Courbe caractéristique du terrain				
λ	**rp (λ) (m)**	**μ (λ) (mm)**	**σ (En piédroits) (Mpa)**	**σ (En voûte) (Mpa)**
0,000	10,630	0,00	2,484	2,484
0,570	10,630	57,53	1,069	1,069

0,610	11,024	61,87	0,970	0,979
0,650	11,465	66,92	0,870	0,890
0,690	11,964	72,88	0,771	0,803
0,730	12,535	79,99	0,671	0,717
0,770	13,196	88,65	0,572	0,634
0,810	13,973	99,40	0,473	0,553
0,850	14,906	113,12	0,373	0,477
0,890	16,056	131,24	0,274	0,405
0,930	17,520	156,28	0,175	0,341
0,970	19,476	193,11	0,075	0,289
1,000	21,487	235,05	0,000	0,262

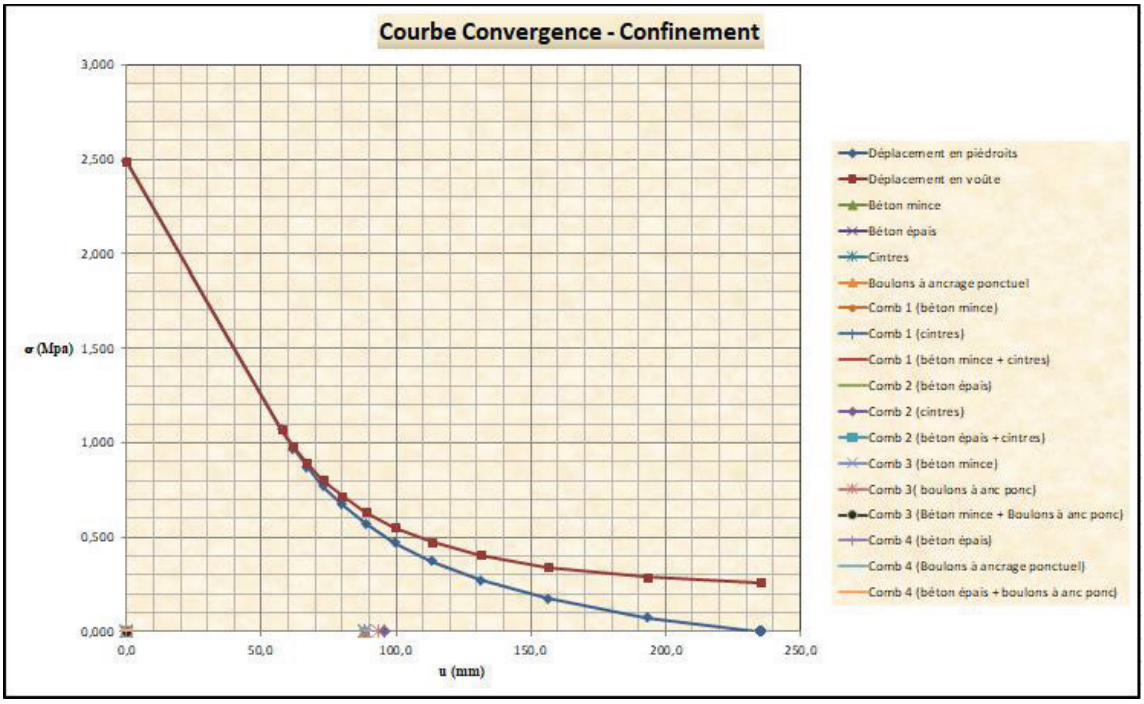


Figure VI-2La courbe caractéristique du terrain

VI.8.2 Confinement (la courbe caractéristique du soutènement)

- Paramètres déjà trouvés :

u_p = 235,048 mm

u_e = 100.975 mm

$$X = \frac{up}{ue} = 2.328$$

Le déplacement initial de la courbe u_d :

$$\mu_d = X \times u_e \left[0.29 + 0.71 \times (1 - exp\left(-1.5 \times \left(\frac{d}{X.R}\right)^{0.7}\right))\right] = \mathbf{92.7mm}$$

$\mu_d = 92.7mm > \mu_{s0} = 0.265.\mu_e = 26.76$ mm Vérifier.

VI.8.2.1 Tracé de la courbe du soutènement (HEB200 + 25cm du béton projeté)

Les caractéristiques du cintre HEB200 :

S = 78,1 cm²
E_S = 210000 MPa
σ_a = 275 MPa
e = 0,7 m

Calcule :

- **Ks :** la raideur d'un cintre
- **σ_{amax} :** la pression max que peut développer un cintre
- **u_c :** le déplacement radial du cintre

$$Ks = \frac{E_S.S}{e.R} \qquad \sigma_{amax} = \frac{S.\sigma a}{e.R} \qquad u_c = u_d + \frac{\sigma amax}{Ks}$$

Ks = **771,45 MPa**
σ_{amax} = **1.01 MPa**
u_c = **106.58 mm**

La courbe caractéristique du cintre :

Tableau VI-2caractéristique du cintre

u (mm)	σ_{amax}
92.7	0
106.58	1.01

Les caractéristiques du béton projeté :

e = 25 cm
f_{c28} = 30 MPa
Eb = 15000 MPa

v = 0.2

σ_b = 18 MPa

Calcul :

- Kb : la raideur d'un anneau en béton projeté
- σ_{bmax} : la pression max d'un béton projeté
- u_b : le déplacement radial du béton projeté

$$Kb = \frac{Eb \times e}{R.(1-v^2)} \qquad \sigma_{bmax} = \frac{\sigma_b.e}{R} \qquad u_b = u_b + \frac{\sigma_{bmax}.R}{Kb}$$

Kb = **367,474 MPa**

σ_{bmax} = **0,423 MPa**

u_b = **104,904 mm**

La courbe caractéristique du béton

Tableau VI.3 Tableau caractéristique du béton

u (mm)	$\sigma_{b_{max}}$
92.7	0
104.904	0,423

La combinaison Béton-cintre :

$u_{c+b} = \frac{(\sigma_{amax} + \sigma_{bmax}).R}{Kb + Ks}$ = **92.66 mm**

$P_{max} = \sigma_{amax} + \sigma_{bmax}$ = **0,42 MPa**

Tableau VI-3caractéristique de la combinaison Béton-cintres

u (mm)	σ_{max}
92.66	0
104.9	0,42

La courbe convergence confinement :

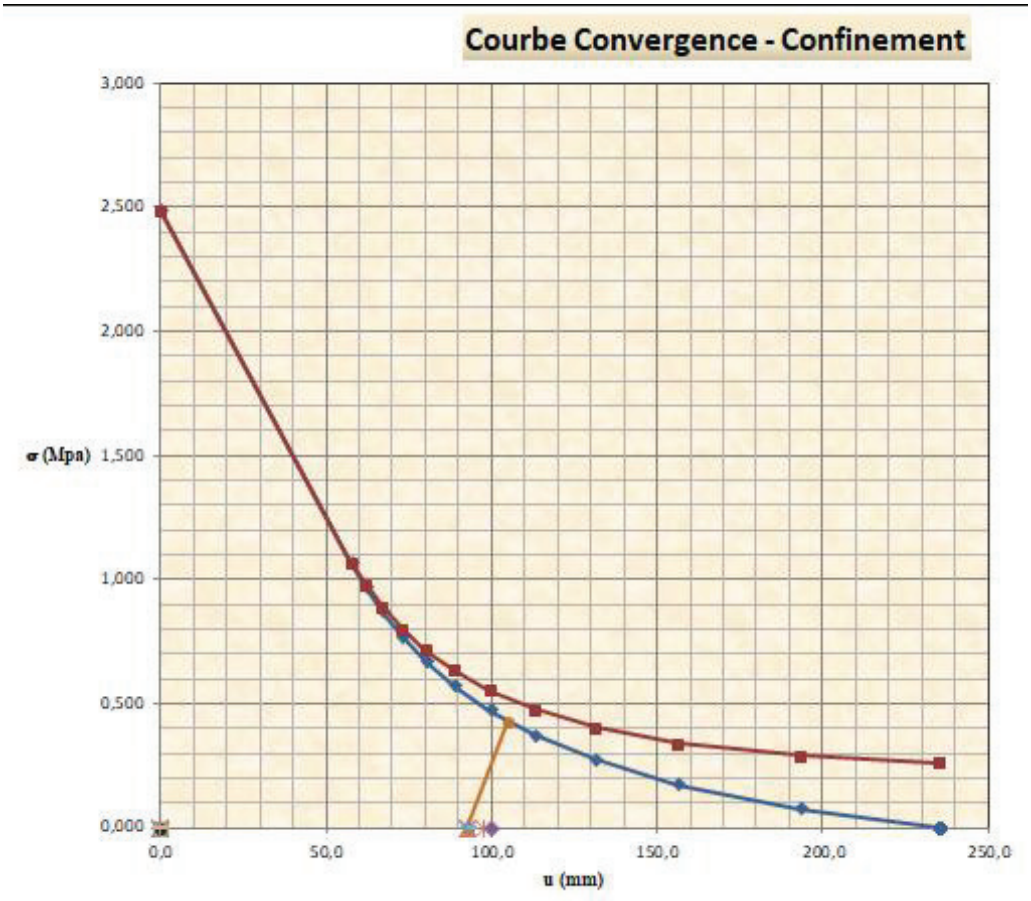


Figure VI-3 La courbe convergence confinement du premier soutènement

VI.8.3 Confinement (la courbe caractéristique du soutènement)

- Paramètres déjà trouvés :

u_p = 235,048 mm

u_e = 100.975 mm

$$X = \frac{up}{ue} = 2.328$$

Le déplacement initial de la courbe **u_d** :

$$\mu_d = X \times u_e \left[0.29 + 0.71 \times (1 - exp\left(-1.5 \times \left(\frac{d}{X.R}\right)^{0.7}\right))\right] = \mathbf{92.7mm}$$

μ_d = 92.7mm > μ_{s0} = 0.265. μ_e = 26.76 mm Vérifier.

VI.8.3.1 Tracé de la courbe du soutènement (HEB240 + 30cm du béton projeté)

Les caractéristiques du cintre HEB240 :

S = 106 cm²
Es = 210000 MPa
σ_a = 275 MPa
e = 0,75 m

Calcule :

- **Ks :** la raideur d'un cintre
- $\boldsymbol{\sigma_{amax}}$ **:** la pression max que peut développer un cintre
- $\mathbf{u_c}$ **:** le déplacement radial du cintre

$$Ks = \frac{E_s.S}{e.R} \qquad \sigma_{amax} = \frac{S.\sigma a}{e.R} \qquad u_c = u_d + \frac{\sigma amax}{Ks}$$

Ks = **872.53 MPa**
σ_{amax} = **1.14 MPa**
u_c = **106.58 mm**

La courbe caractéristique du cintre :

Tableau VI-4caractéristique du cintre

u (mm)	σ_{amax}
92.7	0
106.58	1.14

Les caractéristiques du béton projeté :

e = 30 cm
f_{c28} = 30 MPa
Eb = 15000 MPa
v = 0.2
σ_b = 18 MPa

Calcul :

- Kb : la raideur d'un anneau en béton projeté

- σ_{bmax} : la pression max d'un béton projeté
- u_b : le déplacement radial du béton projeté

$$Kb = \frac{Eb \times e}{R.(1-\nu^2)} \qquad \sigma_{bmax} = \frac{\sigma_b.e}{R} \qquad u_b = u_b + \frac{\sigma_{bmax}.R}{Kb}$$

Kb = **440,969 MPa**

σ_{bmax} = **0,508 MPa**

u_b = **104,904 mm**

La courbe caractéristique du béton

Tableau VI-5Tableau caractéristique du béton

u (mm)	σ_{bmax}
92.7	0
104.904	0.508

La combinaison Béton-cintre :

$u_{c+b} = \frac{(\sigma_{amax} + \sigma_{bmax}).R}{Kb + Ks}$ = **92.66 mm**

$P_{max} = \sigma_{amax} + \sigma_{bmax}$ = **1.648 MPa**

Tableau VI-6Tableau caractéristique de la combinaison

u (mm)	σ_{max}
92.66	0
104.9	1.51

VI.8.3.2 La courbe convergence confinement

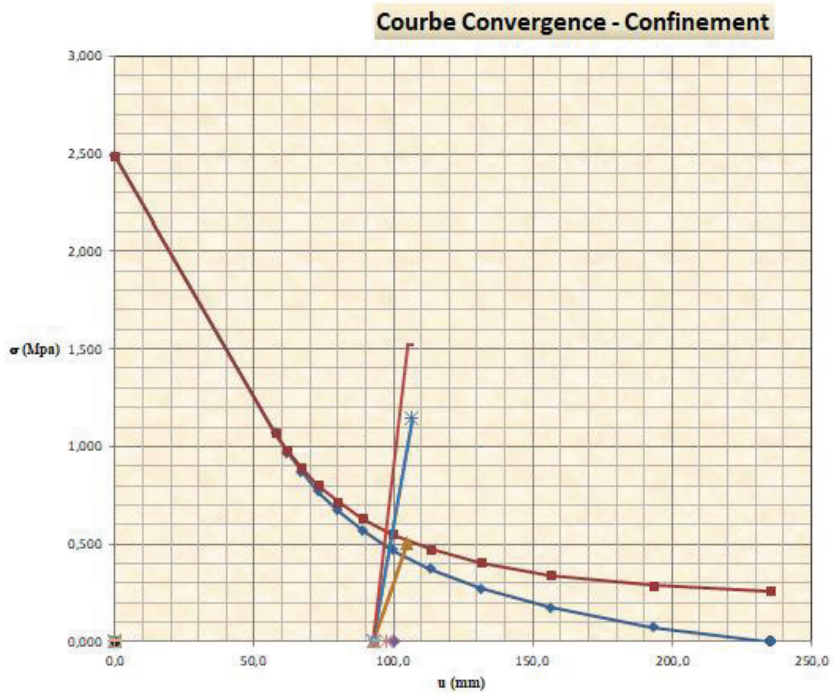


Figure VI-4La courbe convergence confinement

VI.9 Analyse des résultats :

- Le soutènement type 2 est capable de reprendre les efforts engendrés avec la méthode de creusement en section divisée, contrairement au soutènement type 1 qui ne vérifie pas les contraintes. Notre choix se portera donc logiquement vers le soutènement est de type 2.
- A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence et de confinement qui a pour coordonnés : $\boldsymbol{\sigma_{equilibre}}$ = **0.58 MPa**
  $\boldsymbol{u_{equilibre}}$ = **0.77 m**
- La convergence prévu pour un creusement a pleine section et de 0.77 m, qui est très important, donc on opte pour une creusement a section devisé
- On a $K_{soutènement}$ = Kb + Ks = 1313.499 MPa, d'où le béton subi 33.57% des charges et les cintres subissent 66.43% des charges, d'où
  σ_b = 0,58.0,3357 = 0.195 MPa < 0.508 MPa **Vérifié**
  σ_a = 0,58.0,6643 = 0.385 MPa < 1.14 MPa **Vérifié**

Chapitre VI : Convergence Confinement

VI.10 Conclusion

La méthode convergence-confinement nous a permis d'avoir un aperçu du comportement du soutènement (de prévoir les déplacements) ce qui nous est utile pour le choix de l'admission ou non de ce type de soutènement.
On a vu dans ce chapitre que le choix des caractéristiques de soutènement semble adéquat: La pression du soutènement à l'équilibre ne dépasse pas la pression admissible des matériaux utilisées.

VII. Chapitre VII : Modélisation numérique

VII.1 Introduction

Afin d'évaluer les déplacements, les déformations ainsi que les efforts appliqués sur le soutènement provisoire, on a opté à faire une modélisation numérique de notre section avec le logiciel Plaxis 2D

VII.2 Modélisation du terrain

Afin de modéliser le terrain on a choisi le modèle drainé de mohr-cuolomb qui se base aux paramètres suivants :

- le module d'Young E
- le coefficient de Poisson υ
- la cohésion c
- l'angle de frottement φ
- l'angle de dilatance ψ

VII.3 Caractéristiques géologiques du terrain

Le terrain ce compose de 12 couches différents que on a remplacé par une seule couche équivalente avec les caractéristiques suivantes

Tableau VII-1Caractéristiques géologiques du terrain

γ (la masse volumique)	24.12	$kN/m3$
C (la cohésion)	200	Kpa
E (module de young)	400000	Kpa
φ (l'angle de frottement)	25	°
Ø (l'angle de dilatation)	0	°
V (coefficient de poisson)	0.3	-

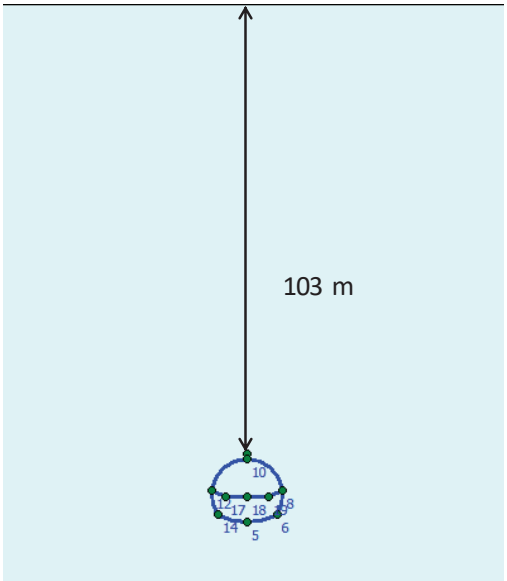


Figure VII-1Modélisation du terrain sur PLAXIS 2D

VII.4 Modélisation du tunnel

- outil : Tunnel designer
- type du tunnel : **NATM** symétrique

VII.5 Géométrie du tunnel

Vu que la section est symétrique, la description de la géométrie de cette section se fera sur la moitié de la section, on a :

- Pour le radier : un arc de rayon de **15.7m** et un angle de **26°**
- Pour les piédroits : un arc de rayon **9.133m** et un angle de **37°**
- Pour la voute : un arc de rayon **8.183m** et un angle de **81°**

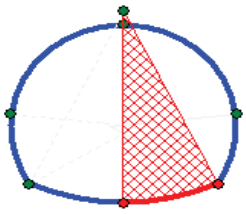


Figure VII.2 Arc modélisant du radier

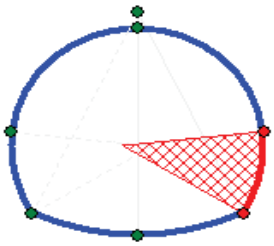


Figure VII-2Arc modélisant des piédroits

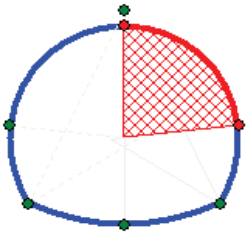


Figure VII-3Arc modélisant de la voute

VII.6 Caractéristiques physiques du soutènement

Le soutènement est modélisé avec les caractéristiques suivantes :

Tableau VII-2Caractéristiques physiques du soutènement

Ea	6726×10^{3} Kn
EI	57394 Kn
Eeq	23059.07 Kn
V	0.3

VII.7 Phasage de calcule

- Le calcule est fait en section devisé avec le phasage suivant

- Excavation de la calotte.
- Activation du soutènement de la calotte.
- Excavation du stross
- Phase 4 : Pose et activation du soutènement du stross.

VII.7.1 Résultats de calcules

Les déplacements maximum lors de l'excavation de la calotte : **Umax = 27.28mm**

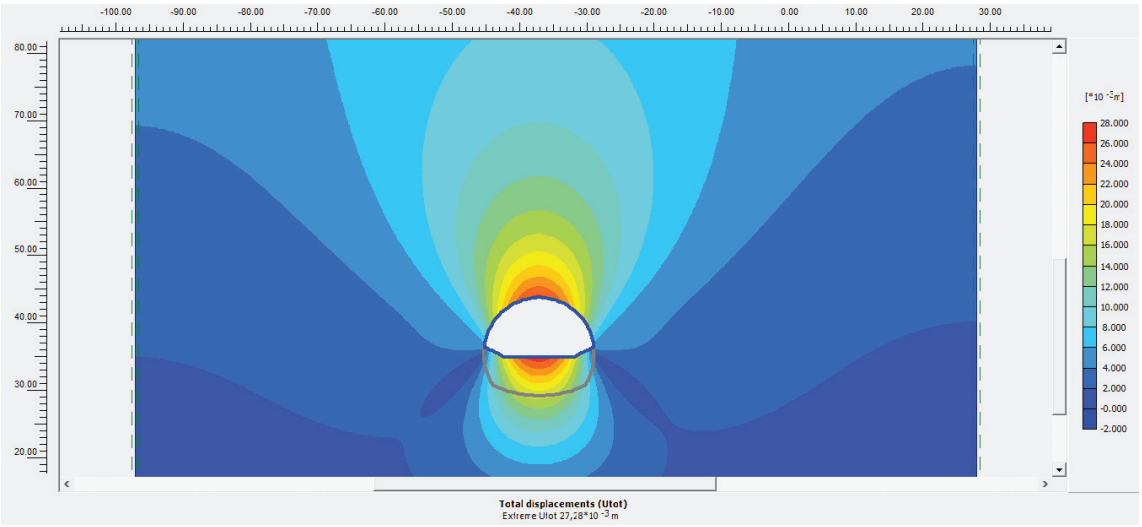


Figure VII-4Déplacement total lors de l'excavation de la calotte

Les déplacements maximum lors de l'excavation du stross : **Umax = 40.66 mm**

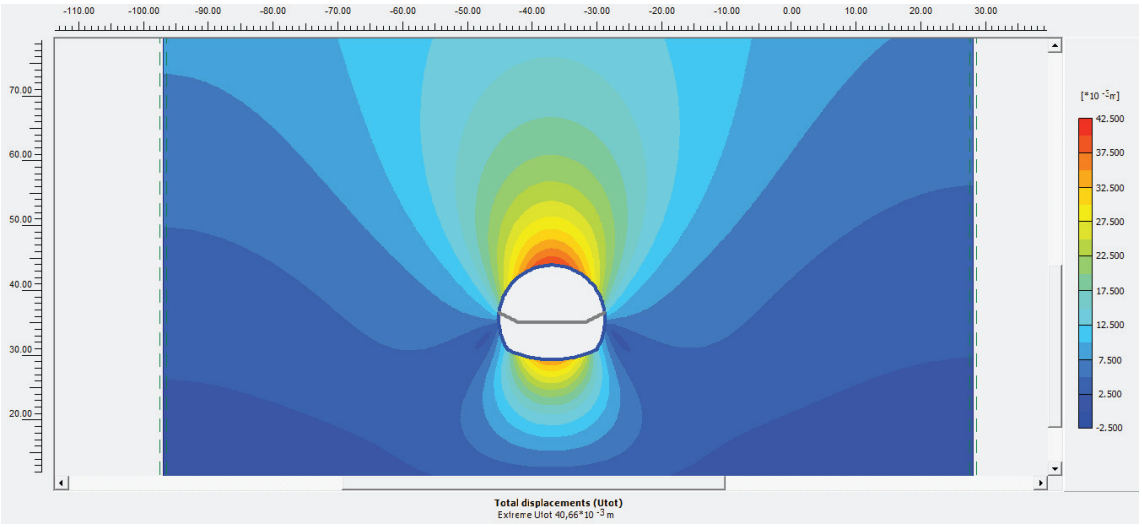


Figure VII-5 Les déplacements maximum lors de l'excavation du stross

VII.8 Interprétation des résultats

Le déplacement total atteint la valeur de Umax = **40.66 mm** ce qui est énorme dans le cas courant. Une des solutions possibles est de prévoir en conséquent une sur-excavation afin de ne pas affecter le gabarit du tunnel.

VII.9 Conclusion

Le type de soutènement choisis semble adapté à reprendre les efforts engendrés par les charges du terrain.
Par ailleurs, les résultats nous permettent de nous conforter dans notre choix de la méthode de creusement en section divisée.

VIII. Chapitre VIII : Soutènement définitif

VIII.1 Introduction

Après la mise en place du soutènement provisoire, on procède à la réalisation du soutènement définitif qui assure la stabilité en service.

Dans ce chapitre on va déterminer le revêtement définitif en calculant le ferraillage convenable afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage

VIII.2 Détermination des efforts maximum

Le revêtement définitif sans ferraillage a été calculé en utilisant un modèle plat aux éléments finis, ou la surface du revêtement est modélisée avec des éléments type poutre. La solution du modèle a été conduite au moyen d'une analyse statique non linéaire (méthode des réactions hyperstatiques).

ce modèle a été développé dans le logiciel de calcul aux éléments finis ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

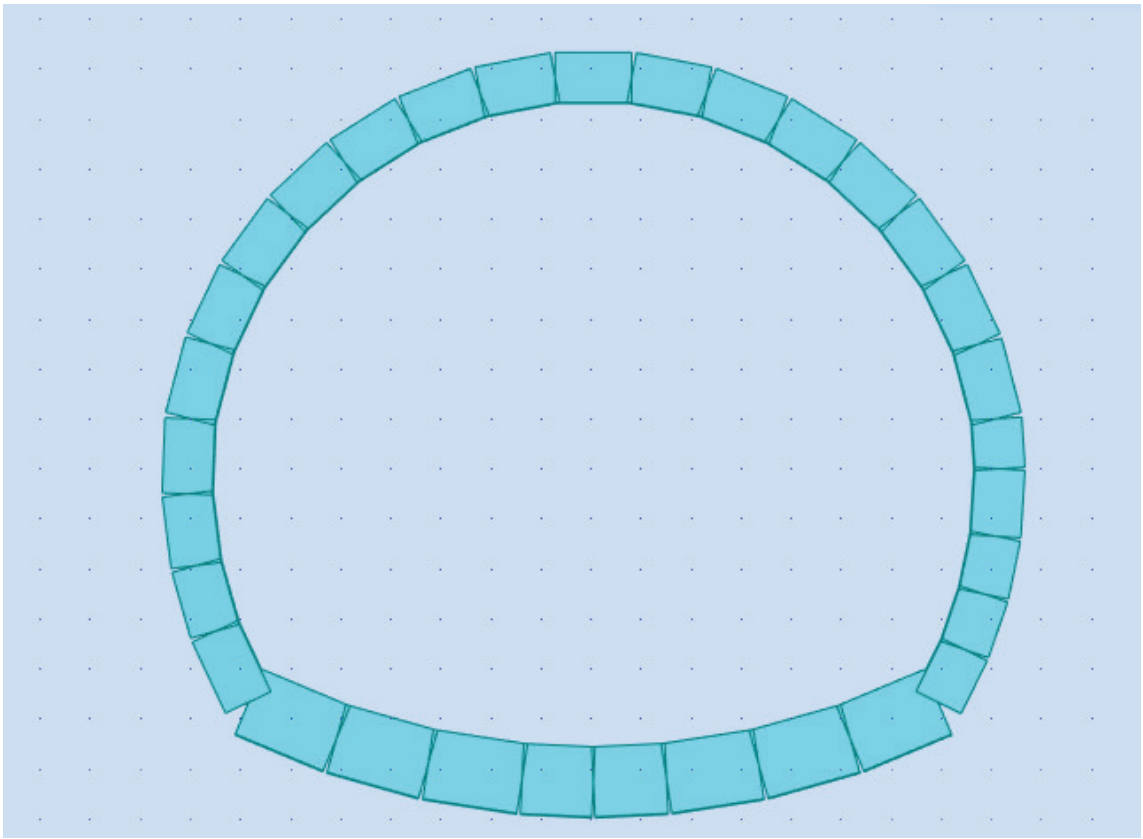


Figure VIII-1 Revêtement définitif en béton seul

- On a modélisé un béton a une résistance caractéristique de F_{c29}= 40mMPa,
- Les poutres utilisé en modélisation de voute et piédroits sont avec une section 1m×1m
- Les poutres utilisé en modélisation de voute et piédroits sont avec une section 1m×1.4m

VIII.2.1 Chargement appliqué

Les charges utilisées lors de la modélisation sont les pressions horizontales, verticales et celles agissantes sur le radier, ce sont des charges calculé dans le chapitre 4 avec les méthodes de TERZAGHI et TSIMBARIEVICH

- P_v = 431.28 MPa
- P_h =185.45 MPa
- σ = 652.03 MPa

VIII.2.2 Les efforts internes maximales

Fx = 5943.27 Kn

Fz = 74.72 Kn

My = 244.26 Kn.m

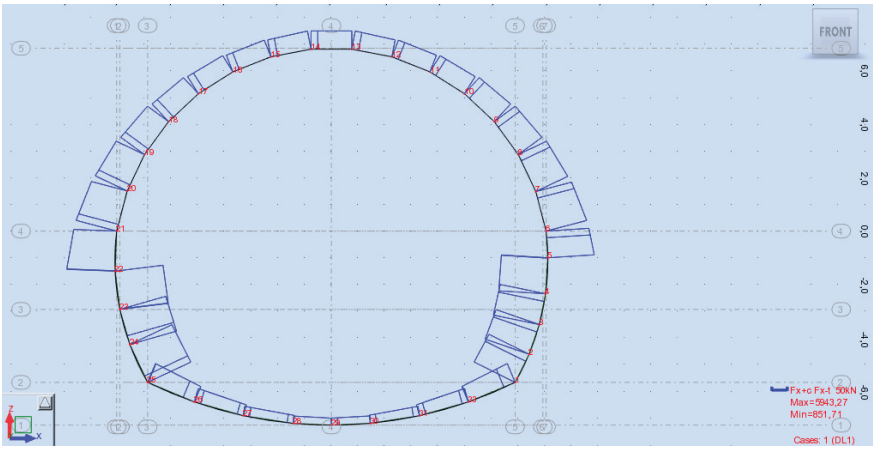


Figure VIII-2 Diagramme de l'effort normal

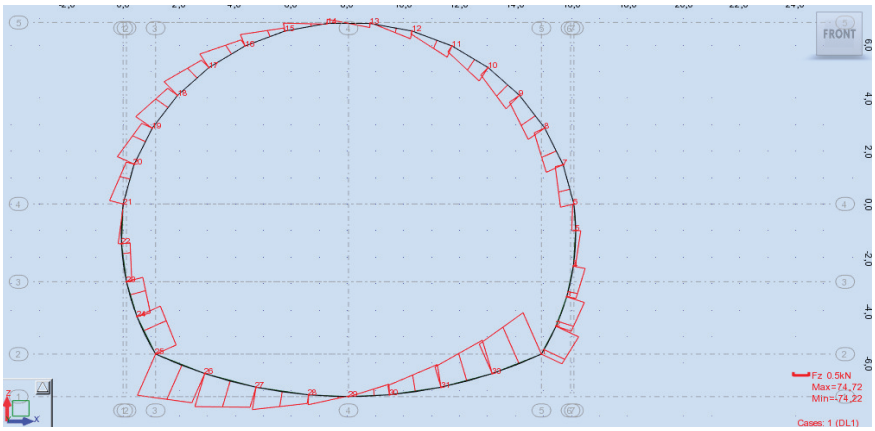


Figure VIII-3 Diagramme de l'effort tranchant

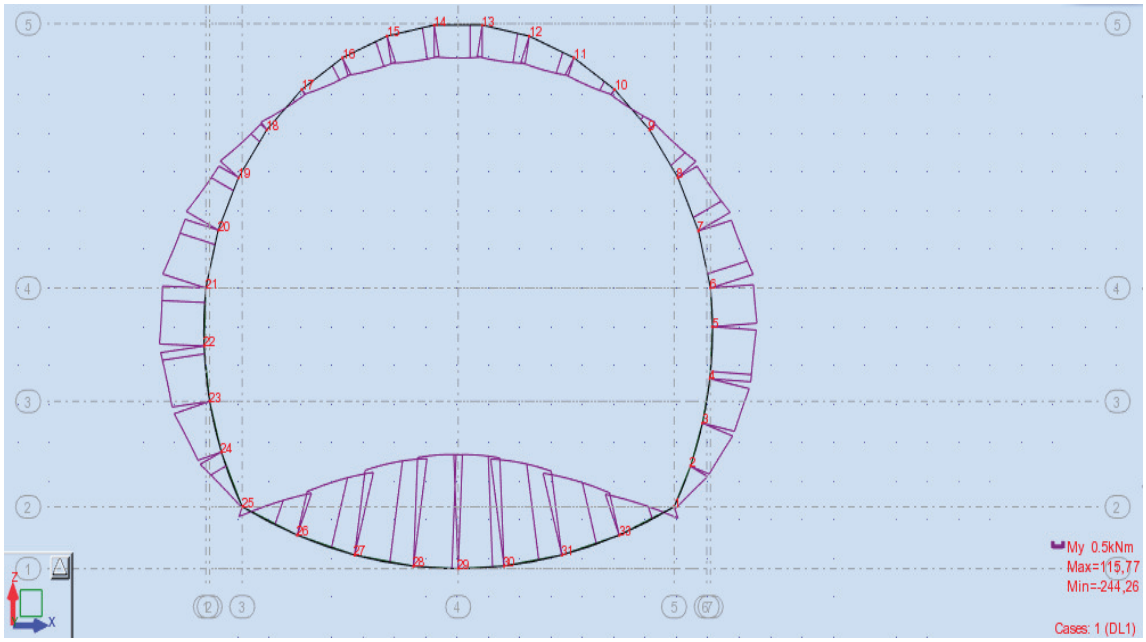


Figure VIII-4 Diagramme du moment

VIII.3 Déduction des efforts internes pour la voute, les piédroits et le radier

Tableau VIII-1 Les efforts internes pour une section divisée en trois parties, Voute, piédroit et radier.

La voute		Les piédroits		Le radier	
M(Kn.m) +/-	N(Kn)	M(Kn.m) +/-	N(Kn)	M(Kn.m) +/-	N(Kn)
68.46	2246.19	115.77	5665.34	26.42	2489.55
-93.39	4311.38	-117.94	5908.98	-244.21	853.13
T(Kn)	30.99	T(Kn)	40.61	T(Kn)	74.72

VIII.4 Détermination du ferraillage du revêtement

Le ferraillage sera calculé à la flexion composée à l'état limite de service ELS pour une section divisée en trois parties, Voute, piédroit et radier.

Nos données :

- Nuance d'acier FeE500
- Classe du béton : C40/50 ➔ $F_{c28} = 40$ MPa
- Condition de fissuration : très préjudiciable

Tableau VIII-2Choix de ferraillage

	Voute	Piédroit	radier		Voute	piédroit	radier
M (Kn.m)	68.46	115.77	26.42	-M (Kn.m)	-93.39	-117.94	-244.21
N correspondant	2246.19	5665.34	2489.55	N correspondant	4311.38	5908.98	853.13
A_{s1}	0	0	0		0	0	0
A_{s2}	0	0	0		0	0	0
A_{smin}	12.3	12.3	16.8		12.3	12.3	16.8

Le choix adoptés :

- Pour la voute et les piédroits on prend des barres **6HA16**
- Pour le radier on prend des barres **4HA12 + 4HA20**

Le ferraillage adopté :

Tableau VIII.3 Ferraillage adopté

	Voute et piédroits	Radier
A_{s1}	**3HA16**	**4HA12**
Espacement (cm)	37.6	25.06
A_{s2}	**3HA16**	**4HA20**
Espacement (cm)	37.6	24

Conclusion générale

La construction des tunnels est domaine particulièrement délicat et difficile à aborder au vu de la multitude d'opinions divergentes sur les différentes problématiques qui peuvent se poser. Comme on a pu le voir, il existe un large panel de méthodes et de techniques différentes pour le dimensionnement du soutènement, l'évaluation des charges, prévision des convergences. Ce qui rend la tâche difficile à l'ingénieur pour déceler la méthode la plus appropriée à son ouvrage, c'est là qu'intervient son appréciation et son analyse personnelles bâties au fil des années d'expériences.

L'expérience de ce modeste travail fut justement l'occasion pour nous de nous plonger dans ce vaste domaine qu'est la construction des tunnels.

D'abord, on a passé en revue l'essentiel des généralités concernant les tunnels ce qui nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances antérieures acquises en cours.

Ensuite, on a procédé à la conception de la section transversale, étape quelque peu compliquée pour cause d'absence de règlementation Algérienne.

En troisième lieu, le dimensionnement du soutènement fut l'une des étapes les plus enrichissantes :

- La classification des roches (A.F.T.E.S, Bieniawski, Terzaghi),
- le calcul des efforts internes avec le logiciel Autodesk Robot,
- la méthode convergence-confinement et la modélisation numérique avec PLAXIS 2D pour le choix de soutènement, et enfin le calcul du ferraillage du revêtement définitif avec le logiciel Robot EXPERT.

Références

Références bibliographiques

BOUVARD-LECOANE. A, COLOMBET.G, ESTEULLE.F, Ouvrages souterrains conception, réalisation, entretien, Paris : presses de l'école nationale pont et chaussées, 1988.

AFTES, RECOMMENDATIONS ON THE COVERGENCE-CONFINEMENT METHOD

A.F.T.E.S, Recommandation du groupe de travail n°16 de l'AFTES. (1974).

A.F.T.E.S. Recommandations de l'AFTES Choix du type de soutènement en galerie (Vol. Groupe de travail 7 (GT7R1F2)). A.F.T.E.S. (1974).

Z. T. Bieniawski. Engineering Rock Mass Classifications. New York: WILEY INTERSCIENCE PUBLICATION. (1989).

Document Cosider, titre de document : Dimensionnement du soutènement provisoire; Elargissement de la galerie pilote (pk 206+292-206+607 TG).

KAROLY SZECHY, Traité de construction des tunnels, traduit par J.WILHELM, DUNOD Paris 1970.

BAEL. Béton armé aux états limites BAEL 91 modifié 99. (1999).

]AFNOR. EUROCODE3. Calcul des structures en acier. (1993).

Jean Roux, Pratique de l'Eurocode 2, 11, rue Francis-de-Pressense, AFNOR EDITIONS, (2009).

François. MARTIN, Adrien. SAÏTTA, Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches.

F. CORBETTA, D. BERNAUD, D. NGUYEN MINH, Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de la similitude.

UIC, Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes.(1995, Février).

WEBOGRAPHIE

Outils cetu, Disponible à l'adresse URL : http://www.outils-cetu.fr.

Pentes-tunnels, Disponible à l'adresse URL : http://www.pentes-tunnels.eu

Cetu.developpement-durable, Disponible à l'adresse URL : http://www.cetu.developpement-durable.gouv.fr.