

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering

Francis Jeanson

## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN TUNNEL  
AUTOROUTIER SUR LA RN25 DU PK 8+000 AU PK  
8+100**

Présenté par :

**HAFSI SAID**

Encadré par :

**MR.AKCHICHE MUSTAPHA**

Promotion 2017 / 2018

## REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En second lieu, Je tiens à remercier mon encadreur Mr.AKCHICHE de son précieux conseil et son aide durant toute la période du travail.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner mon travail Et de l'enrichir par leurs propositions.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Enfin, Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à tous les professeurs qui m'ont enseigné et qui par leurs compétences m'ont soutenu dans la poursuite de mes études.

## DEDICACES

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mes chères sœurs, pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

A tout mes amis,

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infallible,

Merci d'être toujours là pour moi.

## الملخص

تصميم وحساب استقرار نفق على RN25 يربط ولاية البويرة إلى ولاية تيزي أوزو. الغرض من هذا العمل هو إنشاء تصميم النفق ، لاختيار دعم مؤقت مناسب يتم تصميمه بمساعدة برنامج GEO5 Finit element لضمان مقاومة الشركة للأحمال عن طريق الطريقة التحليلية التقارب ، يدرس المرء تفاعله مع الحقل المحيط ، يؤكد أحد النتائج عن طريق النمذجة العددية مع PLAXIS 2D. كلمات البحث: نفق ، الطريق ، الاستقرار ، الاحتفاظ ، GEO5 ، PLAXIS.

## Abstract

**Subject :** Conception and calculation of stability of a tunnel located in 25 national way that links Bouira to TiziOuzou from PK 8+000 to PK 8+100.

The purpose of this study is to establish the conception of the tunnel, to choose a temporary support which will be modelled with GEO5 finit Element software to make sure it will resist to charges that are applied on it and by using analytical method (convergence-confinement) we will study interaction between the soil and the support after we will confirm results with numerical method PLAXIS.

**Key words:** Tunnel, stability, support, GEO5, PLAXIS.

## Résumé

**Sujet :** Conception et calcul de la stabilité d'un tunnel tube sur la RN25 reliant la wilaya de Bouira celle de Tizi-Ouzou.

Le but de ce travail est d'établir la conception du tunnel, de choisir un soutènement provisoire adéquat qu'on modélisera à l'aide du logiciel GEO5 Finit Element pour s'assurer de sa résistance vis-à-vis des charges et par le biais de la méthode analytique convergence confinement on étudie son interaction avec le terrain encaissant, on confirme les résultats par la modélisation numérique avec PLAXIS 2D.

**Mots clés:** Tunnel, Routier, Stabilité, Soutènement, GEO5, PLAXIS.

## Liste des figures

Figure I.1 Le célèbre tunnel d'Eupolinus	2
Figure I.2 Le tunnel de Malpas	3
Figure I.3 Les essais de reconnaissance	5
Figure I-4 Creusement a pleine section	6
Figure I-5 Creusement en demi-section	7
Figure I-6 Les manières possible pour deviser la section	7
Figure I-7 Illustration du cycle de creusement a l'explosif	8
Figure I-8 Exemple d'une machine a attaque ponctuelle	8
Figure I-9 Les parties d'une machine a attaque ponctuelle	9
Figure I-10 Pelle équipée d'un BRH ou d'un godet	9
Figure I-11 Tunnelier	10
Figure I-12 Apparition de frontis sur un front d'excavation	11
Figure I-13 Procéder d'exécution de jet grouting	11
Figure I-14 Exemple de barre d'enfilage	12
Figure I-15 Anneau renforcé	12
Figure I-16 Type de soutènement provisoire	13
Figure I-17 Les différentes phases de la NATM	14
Figure I-18 Revêtement de stabilité	15
Figure I-19 Revêtement de protection d'étanchéité	15
Figure I-20 Revêtement de support	15
Figure I-21 Revêtement servant comme élément d'exploitation	16
Figure I-22 Revêtement pour le confort des usagers	16
Figure I-23 Méthode de dimensionnement (CETU)	17
.....	
Figure II-1 Tracé de la première variante	18
Figure II-2 Localisation du tunnel par rapport au tracé	19

.....	
Figure III.1 Elément de profil en travers (CETU DPGEO)	22
Figure III.2 Encorbellement type d'un type homme en marche (CETU DPGEO)	23
Figure III.3 Dimension de plate forme	24
Figure III.4 Section Bi-tube Obtenu avec AUTOCAD	26
Figure III.5 L'entrée ouest du tunnel avant l'excavation	26
Figure III.6 Première étape de l'excavation	27
Figure III.7 Deuxième étape de l'excavation	27
Figure III.8 L'emplacement du Tunnel	27
Figure III.9 Le portail après le creusement	28
Figure III.10 Coupe transversale de l'entrée ouest	28
Figure III.11 Proposition d'un tracé en plan	29
Figure III.12 Proposition d'un tracé a l'entrée du tunnel	30
Figure III.13 Portion de la coupe longitudinale	31
.....	
Figure IV.1 Carte géologique de la région (Institut national de cartographie et télédétection)	33
Figure IV.2 Coupe géologique d'un sondage	36
Figure IV.3 Description de la méthode de SCHLUMBERGER.....	37
Figure IV.4 Coupe géologique et profil en long du tunnel	40
Figure IV.5 Localisation de la zone d'étude	41
Figure IV.6 Courbe du terrain 2 obtenu avec Roclab	42
Figure IV.7 Courbe du terrain 3 obtenu avec Roclab	42
.....	
Figure VI.1 Processus d'affaissement du coin de voute surmontant un souterrain un souterrain	50
Figure VI.2 Coupe de stratification Terrain 1	52
Figure VI.3 Coupe de stratification Terrain 2	53

Figure VI.4 Coupe de stratification Terrain 2	53
Figure VI.5 Hypothèse de base de la théorie de la poussée souterraine	54
Figure VI.6 Méthode de TSIMBARIEVITCH	55
.....	
Figure VII.1 Les étapes de dé-confinement	59
Figure VII.2 Courbe caractéristique du terrain 1	60
Figure VII.3 Courbe caractéristique du soutènement	62
Figure VII.4 Courbe caractéristique convergence-confinement terrain 1	65
Figure VII.5 Courbe caractéristique convergence-confinement terrain 2	66
Figure VII.6 Courbe caractéristique convergence-confinement terrain 3	66
.....	
Figure VIII.1 Le tracé avec les nœuds à gauche la section à droite	68
Figure VIII.2 Boîte de dialogue pour introduire le soutènement équivalent	69
Figure VIII.3 Résultats des efforts engendrés sur la section complète Terrain 1	69
Figure VIII.4 Résultats des efforts engendrés sur la section complète Terrain 2	69
Figure VIII.5 Cintre enfouie dans le béton projeté	70
Figure VIII.6 Modélisation avec PLAXIS du terrain 1	73
Figure VIII.7 Modélisation avec PLAXIS du terrain 2	74
Figure VIII.8 Modélisation avec PLAXIS du terrain 3	74

## Liste des tableaux

Tab IV.1 Niveau de la nappe phréatique	37
Tab IV.2 Résultats des essais de cisaillement	39
Tab IV.3 Récapitulatif des trois terrains	43
.....	
Tab V.1 Classification de BIENIAWSKI	45
Tab V.2 Classe de roches et temps de tenu moyen	45
Tab V.3 Excavation et mode de soutènement	46
.....	
Tab VI.1 Récapitulatif des résultats méthode poids des terres	54
Tab VI.2 Récapitulatif résultat méthode de TERZAGHI	55
Tab VI.3 Charge vertical ascendante	56
Tab VI.4 Contrainte horizontale	57
.....	
Tab VII.1 Caractéristiques du terrain	62
Tab VII.2 Caractéristiques du soutènement HEB180	63
Tab VII.3 Caractéristiques du soutènement BP	64
Tab VII.2 Caractéristiques de la combinaison cintre + béton projeté	64
.....	
Tab VIII.1 Les sollicitations sur les deux soutènements	15
Tab VIII.2 Les propriétés mécaniques de BP	15
Tab VIII.3 Les propriétés mécaniques du cintre métallique HEB180	16
Tab VIII.4 Les propriétés mécaniques de BP	16
Tab VIII.3 Les propriétés mécaniques du cintre métallique HEB120	16
Tab VIII.6 Vérification soutènement T1	71
Tab VIII.7 Vérification du soutènement T2	72
Tab VIII.8 Répartition des efforts sur le premier soutènement	72

Tab VIII.9 Répartition des efforts sur le second soutènement	72
Tab VIII.10 Valeur du déplacement obtenu avec PLAXIS	74
Tab VIII.11 Comparaison CC-PLAXIS	74

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION GENERALE

### CHAPITRE-I ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 INTRODUCTION	1
I.2 APERÇU HISTORIQUE	1
I.2.1 SOUTERRAINS DE L'ANTIQUITE	1
I.2.2 A LA RENAISSANCE	2
I.2.3 LES GRANDES INVENTIONS DES TEMPS MODERNES	3
I.2.4 L'AVENIR DES TUNNELS	4
I.3. CLASSIFICATION DES TUNNELS	4
I.4 ETUDE DES TUNNELS	5
I.4.1 LES RECONNAISSANCES	5
I.4.2 LA CONCEPTION GEOMETRIQUE	6
I.4.3 LE CREUSEMENT	6
I.4.4 LE SOUTÈNEMENT	10
I.4.5 LE REVÈTEMENT DÉFENITIF	14
I.4.5 VERIFICATION DE LA STABILITE	16
I.5 CONCLUSION	17

### CHAPITRE-II PRESENTATION DE PROJET

II.1. INTRODUCTION	18
II.2. AMENAGEMENT DE LA RN25 EN AXE AUTOROUTIER	18
II.3. LE TUNNEL	19
II.4. CONCLUSION	19

### CHAPITRE-III CONCEPTION GEOMETRIQUE

III.1 INTRODUCTION	20
III.2 CONCEPTION DE LA SECTION TRANSVERSALE	20
III.2.1 DIMENSIONNEMENT TUNNEL ROUTIER EN GENERAL	20
III.2.2 DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS ELEMNTS	21
III.2.3 LA SECTION TRASNVERSALE	26
III.3 CONCEPTION DU PORTAILS OUEST DU TUNNEL	26
III.3.1 L'ENTREE OUEST (BOUIRA)	26
III.4 TRACE EN PLAN	29

III.4.1 ESPACEMENT ENTRE LES TUBES	29
III.4.2 CARACTERISTIQUE DU TRACE	29
III.4.3 INTERCONNEXIONS DES TUBES	29
III.4.4 TRACE AU VOISINAGE DES TETES DU TUNNEL	30
III.5 PROFIL EN LONG DU TUNNEL	30
III.6 CONCLUSION	31

## **CHAPITRE-IV RECONNAISSANCE DU TERRAIN**

IV.1 INTRODUCTION	32
IV.2 LOCALISATION DU MASSIF DE TUNNEL	32
IV.3 GEOLOGIE DE LA REGION	32
IV.4 CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE	33
IV.4.1 LES SONDAGES ET LEUR INTERPRETATION	34
IV.4.2 NIVEAU DE LA NAPPE PHREATIQUE	36
IV.4.3 ESSAI GEOPHYSIQUE	37
IV.4.4 ESSAIS EN LABORATOIRE	38
IV.5. LE MASSIF	40
IV.5. 2 LA ZONE D'ETUDE	40
IV.5. 3 CARACTERISTIQUES DES SOLS TRAVERSES	41
IV.6 CONCLUSION	43

## **CHAPITRE-V CLASSIFICATION ET PRE-SOUTENEMEN**

V.1. INTRODUCTION	44
V.2. PRESENTATION DE LA METHODE DE Z.BIENIAWSKI	44
V.3. APPLICATION SUR NOTRE PROJET	46
V.4. SOUTENEMENT RETENU SELON BIENIAWSKI	49
V.5. CONCLUSION	49

## **CHAPITRE-VI EVALUATION DES CHARGES**

VI.1. INTRODUCTION	50
VI.2. TYPES ET ORIGINES DES POUSSEES SOUTERRAINES	50
VI.2.1 POUSSEE DE DETENTE OU DE DISLOCATION	50
VI.2.2 POUSSEE GEOLOGIQUE (POUSSEE SOUTERRAINES REELLES)	51
VI.2.3 POUSSEE DUE AU GONFLEMENT	51
VI.3 CALCUL DES CHARGES	52

VI.3.1 CONTRAINTE VERTICALE	52
VI.3.2 CONTRAINTE HORIZONTALE	57

## **CHAPITRE-VII CONVERGENCE CONFINEMENT**

VII.1. INTRODUCTION	58
VII.2. PRINCIPE DE LA METHODE	58
VII.3. HYPOTHESES DE LA METHODE	59
VII.4. TRACE DE LA COURBE CONVERGENCE-CONFINEMENT	60
VII.4.1 COURBE CARATCTERISTIQUE DU TERRAIN	60
VIII.4.2. BETON PROJETE	63
VIII.4.3 COMBINAISON DE SOUTENEMENT	64
VII.5. ANALYSE DES RESULTATS	67
VII.6. CONCLUSION	67

## **CHAPITRE-VIII VERIFICATION DU SOUTENEMENT**

VIII.2. PARTIE 1 : VERIFICATION DES SOLLICITATIONS	68
VIII.2.1 PRESENTATION DU LOGICIEL GEO5	68
VIII.2.2 MODELISATION	68
VIII.2.3 LES RESULTATS	69
VIII.2.5 CONCLUSION	72
VIII.3. PARTIE 2 : INTERACTION DU SOUTENEMENT AVEC LE SOL	73
VIII.3.1 PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS 2D	73
VIII.3.2 MODELISATION	73
VIII.3.3 LES RESULTATS	74
VIII.4. CONCLUSION	75

## **CONCLUSION GENERALE**

## **INTRODUCTION GENERALE**

L'Algérie vit une expansion démographique sans précédent, ainsi qu'une évolution économique importante ces deux facteurs rendent plus que nécessaire un développement adéquat de l'infrastructure de transport ce qui se traduit par plusieurs projets dans le domaine des Travaux publics.

Compte tenu de la nature montagneuse du Nord Algérien les tunnels constituent un élément important dans la réalisation des routes, nous permettons de gagner sur le tracé routier.

Le développement des routes peut parfois se faire sur un tracé préexistant, soit en l'élargissant ou bien l'aménageant, ce cas implique l'étude de plusieurs variantes dont une sera retenue, ce ne fut pas le cas du projet présent qui a été arrêté en phase D'APS, et qui comportait la réalisation d'un tunnel.

Cette tâche doit faire face à deux écueils : préserver la stabilité de l'ouvrage pour assurer le succès des travaux et contrôler les déformations du massif encaissant par la mise en place du soutènement.

La présente étude vise la conception, la proposition d'un soutènement et l'étude de sa stabilité, dans cette perspective nous avons divisé notre travail en deux parties :

- La première partie est axée principalement sur l'aspect conception du tunnel ainsi que l'aspect théorique de notre étude.
- La seconde partie porte sur le calcul et le dimensionnement de notre tunnel.

Nous déplorons dans ce travail un flagrant manque de donnée, vu que le projet d'est arrêté en stade d'APS.



# CHAPITRE 1

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

## CHAPITRE I

### ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

#### I.1 INTRODUCTION

Un tunnel désigne toute route ou chaussée située sous un ouvrage de couverture qui, quel que soit son mode de construction, crée un espace confiné.

Dans le domaine des travaux publics et du génie civil la construction d'un tunnel peut s'avérer une tâche très difficile, car les charges s'appliquant sur les ouvrages sous terrains sont estimatives, contrairement aux ouvrages classiques tels les ponts ou les bâtiments, ou on peut facilement les calculer. Ainsi le sol peut avoir à la fois un rôle de support et un rôle de chargement. Pour ces raisons, la clé de la réussite de la construction d'un ouvrage souterrain passe inévitablement par la compréhension de cette interaction.

La construction d'un tunnel passe par plusieurs étapes, du choix du site et l'étude de ses caractéristiques, les tracés, choix de la méthode d'excavation, soutènement, revêtement,....etc.

En se basons sur plusieurs cours et références, nous avons pu faire un modeste recueil présentant d'une manière courte la construction des tunnels.

#### I.2 APERÇU HISTORIQUE

Il a toujours été plus difficile de réaliser un ouvrage en souterrain qu'à l'air libre. Cependant, depuis très longtemps, l'homme a créé des ouvrages souterrains en réalisant des prouesses.

##### I.2.1 SOUTERRAINS DE L'ANTIQUITE

Pour répondre aux besoins de l'irrigation et de l'alimentation des villes en eau les civilisations de la Mésopotamie, de l'Égypte, de la Grèce et de Rome, ont creusé des canaux aqueducs, non seulement à l'air libre, mais aussi en tunnel.

- Dans la majorité des cas les techniciens creusaient en fait une tranchée à l'air libre, profonde de plusieurs mètres, et ils la recouvraient de voûtes de maçonnerie, puis de terre. Si la profondeur atteinte ne suffisait pas pour assurer la continuité du fil d'eau, ils creusaient de vraies galeries souterraines.
- À cette époque, certains ouvrages, exceptionnels ont été réalisés. L'un des plus fameux est le tunnel aqueduc construit en 530 avant J.-C. par Eupalinos, dans l'île grecque de Samos.

Il a été aussi réalisé sous l'antiquité des tunnels servant au transport des personnes, des animaux et des biens. Parmi eux, le tunnel de Pouzzoles est des plus remarquables : construit par les Romains en 37 après J.-C, il était long de 900 m, large

de 7,5 m et haut de 9 m ! Il traversait de bons terrains, de creusement aisé. Lorsqu'il fallait creuser de la roche dure, il arrivait qu'on la chauffe et la dilate avec du feu, puis la refroidisse brutalement pour la faire éclater. Au cours du Moyen-âge les modes de creusement et de soutènement sont restés toujours analogues à ceux de l'antiquité, mais, après la chute de l'empire romain, on n'a plus beaucoup construit d'aqueducs ni de tunnels.



Figure I.1 le célèbre Tunnel d'Eupalinos

### I.2.2 À LA RENAISSANCE

À partir de la Renaissance, des améliorations techniques déterminantes apparaissent :

- pour creuser en profondeur, il fallait être capable de pomper les eaux qui envahissaient souvent les galeries de mine et les ouvrages souterrains. Les pompes à piston avaient bien été inventées par un grec, **Ctesibos d'Alexandrie**, en - 270 avant. J. C., mais ce n'est qu'au XVème siècle, après qu'elles aient été perfectionnées, qu'elles ont pu être utilisées dans les travaux de mines.
- l'utilisation de la poudre explosive était connue en Occident depuis le Moyen-âge. C'était la "poudre noire", mélange de soufre, de charbon de bois et de salpêtre (nitrate de potassium). Mais, pour briser les roches, on ne pouvait utiliser l'explosif que si l'on était capable de déclencher une explosion en toute sécurité. Ceci n'a pu se faire qu'avec la mise au point de la "mèche lente". L'emploi de la poudre dans les mines date en conséquence de 1613.
- on ne disposait toujours pas à la fin de la Renaissance, ni d'ailleurs jusque vers 1790, de moyen mécanique pour forer les trous de mines destinés à recevoir la poudre explosive. Il fallait creuser ces trous à la main, en frappant avec des maillets sur une "barre à mine", lourde barre métallique.
- on ne connaissait pas les calculs mathématiques, permettant d'estimer, à partir de mesures physiques faites sur place ou en laboratoire, les poussées exercées par les terrains et d'apprécier les risques d'effondrement. Ces progrès n'apparaîtront qu'à l'époque moderne, à partir de la fin du XVIIIème siècle.

Un ouvrage remarquable de cette époque est le tunnel de Malpas.



Figure I.2 le tunnel de Malpas

### I.2.3 LES GRANDES INVENTIONS DES TEMPS MODERNES

Au XIX<sup>e</sup> siècle, le monde occidental progresse vivement dans le développement des concepts scientifiques et s'industrialise.

Des innovations importantes voient le jour à l'occasion de la réalisation de nouveaux ouvrages :

#### L'utilisation du bouclier

- Une première avancée technologique des temps modernes fut l'invention du bouclier par l'ingénieur Marc Isambard Brunel, Français émigré au Royaume-Uni. Il s'agissait d'un échafaudage mobile en bois inventé à l'occasion du creusement, sous la Tamise, du tunnel de Wapping à Londres.
- On notera que c'est à l'occasion de la réalisation de cet ouvrage que le mot "tunnel" a été utilisé pour la première fois, par Isambard Brunel. Ce terme était dérivé du mot tonnelle. Auparavant, on parlait de "Pertuis", ou de "Galerie".
- Cinquante ans plus tard, avec un bouclier cylindrique mieux adapté, un nouveau tunnel sous la Tamise, à **Tower Hill**, dans le quartier des docks, a pu être réalisé en six mois.

#### L'utilisation de l'air comprimé

En 1873, pour la première fois, de l'air comprimé est utilisé pour empêcher l'eau de la nappe phréatique de pénétrer dans un tunnel en construction. Ce fut sous l'Hudson River, à New-York, pour la construction d'un tunnel ferroviaire.

### **L'utilisation des perforatrices à air comprimé**

La nouvelle technique des perforatrices à air comprimé avait été inventée en Angleterre, perfectionnée en Belgique, mais étaient loin d'être au point. Cette technique fut perfectionnée lors du creusement du tunnel ferroviaire du Fréjus. L'air comprimé servit aussi à la ventilation du chantier.

### **I.2.4 L'AVENIR DES TUNNELS**

Le nombre de tunnels et, plus généralement, d'ouvrages souterrains construits annuellement dans le monde augmente et continuera à augmenter.

Ces ouvrages permettent, aussi bien de résoudre certains problèmes d'urbanisme que rencontrent les grandes agglomérations des pays industrialisés que de franchir des montagnes et des bras de mer.

Mais ils deviennent de plus en plus coûteux du fait des exigences croissantes portant sur le respect de l'intégrité des constructions situées en surface et surtout du très haut niveau de sécurité à garantir en cas d'incendie

**Les coûts** qui en découlent, en particulier ceux d'exploitation pourraient devenir un sérieux frein aux développements futurs.

Il faudra savoir rester raisonnablement réaliste quant à ces exigences, pour permettre à ces ouvrages de continuer à nous faire profiter de leurs avantages dans l'aménagement des villes et des territoires.

### **I.3. CLASSIFICATION DES TUNNELS**

Les tunnels peuvent être classés suivant plusieurs modèles :

- › **Selon la forme** : circulaire, rectangulaire, elliptique, parabolique, complexe.
- › **Selon la destination** : tunnel de communication, tunnel et cavité de stockage, tunnel de transport.
- › **Selon le tracé et la position** : longueur, profondeur, inclinaison (sous faible pente, sous forte pente e, long sans inclinaison), alignement (droit, courbe, spiralé), nombre et disposition (mono et bitube, multiple, superposé, bifurqué).

## I.4 ETUDE DES TUNNELS

L'étude d'un tunnel passe par plusieurs étapes, qu'on peut les citées comme suit:

- › Les reconnaissances : choix d'un site, d'un tracé, la recherche des difficultés particulières (failles, venues d'eau, roche gonflante.....) ;
- › Le choix d'une forme, d'un volume, d'une section type pour assurer la fonction, la stabilité et l'économie de l'ouvrage ;
- › Le choix des procédés d'excavation qui est autant technique qu'économique ;
- › Le choix de dimensionnement du soutènement provisoire, ainsi que celui du revêtement définitif ;
- › Vérification de la stabilité de l'ouvrage souterrain.

### I.4.1 LES RECONNAISSANCES

Pour savoir le degré de difficulté et l'aspect de réalisation d'un ouvrage souterrain, il faut passer par la reconnaissance de ce dernier, et cela en effectuant une campagne de reconnaissance pour déterminer les caractéristiques géologiques, géotechniques, hydrologiques, ainsi il existe plusieurs essais, en situ ou des essais labo.

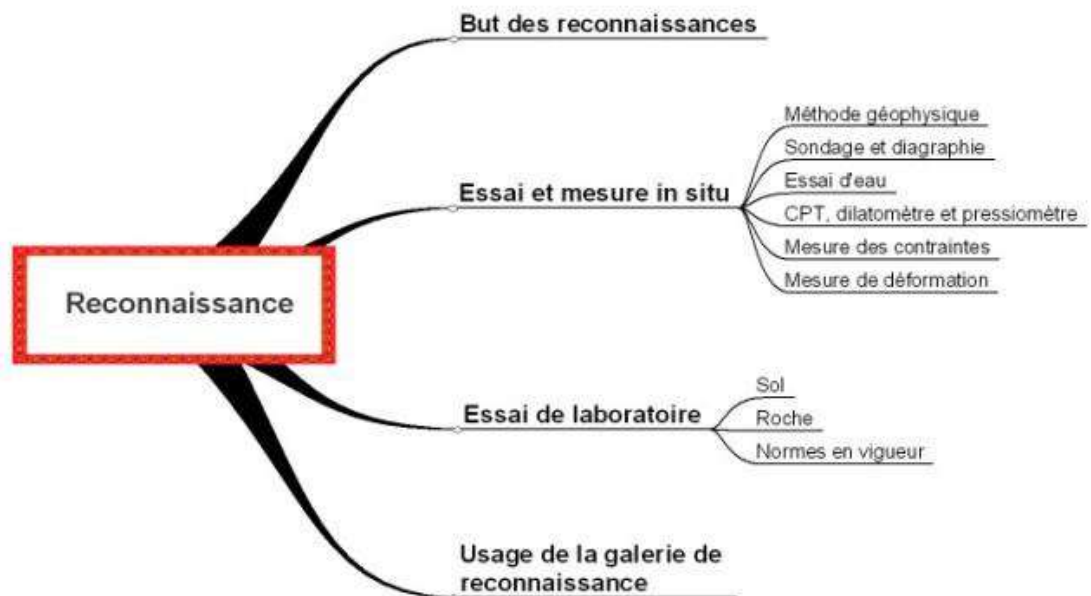


Figure I.3 les essais de reconnaissances (CETU)

## I.4.2 LA CONCEPTION GEOMETRIQUE

La conception d'un tunnel ne se limite pas à la recherche de l'adéquation structurelle des éléments constitutifs: elle doit répondre à des exigences de construction en termes d'économie et de sécurité dans des conditions géologiques données.

A cet effet, de nombreuses disciplines combinées sont nécessaires pour concevoir un tunnel ou un ouvrage souterrain : géologie, géotechnique, sciences environnementales, mécanique des sols et des roches, calculs de structures, génie électrique, aéraulique ou hydraulique.

Autres caractéristiques des ouvrages souterrains, ils ne peuvent pas servir de prototype ni être reproduits en série même s'ils présentent des points communs. La construction de chaque ouvrage est une aventure unique car elle doit être menée à bien sur un site particulier présentant une formation géologique en aucun cas similaire à celle d'autres sites.

## I.4.3 LE CREUSEMENT

### I.4.3 .1 Méthodes de creusement

Les principales méthodes de creusements utilisées actuellement sont communes à tous les types de tunnel. On distingue trois méthodes de creusements :

**Méthode de creusement a pleine section :** elle consiste a excaver la totalité de la section du tunnel en une seule phase.

Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou assez bonne tenue, lorsque leur section n'est pas trop importante (généralement inférieure a 12m<sup>2</sup>).

Cette méthode facilite l'organisation de chantier et est la plus rapide. Mais dans le cas d'un tunnel avec une section importante, elle nécessite un matériel plus performant et devient extrêmement couteuse.



Figure I.4. Creusement à pleine section

**Méthode de la demi-section :** cette méthode consiste à excaver dans une première phase la demi-section supérieure du tunnel suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 m.

Puis dans une deuxième phase, on procède à l'excavation de la demi-section inférieure appelée STROSS.

Elle est particulièrement conseillée pour les terrains hétérogènes de qualité moyenne, elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité vue la dimension réduite du front de taille.



Figure I. 5. Creusement en demi-section

**Méthode en section divisée :** cette méthode regroupe l'ensemble des méthodes de construction où le creusement d'un tunnel est effectué en plus de deux phases distinctes.

La division de la section à excaver est fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire qui peut rester stable par elle-même avant la mise en place du soutènement.

Son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que lorsque la section à excaver est importante, ou dans le cas d'un mauvais terrain qui ne permet pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi-section.

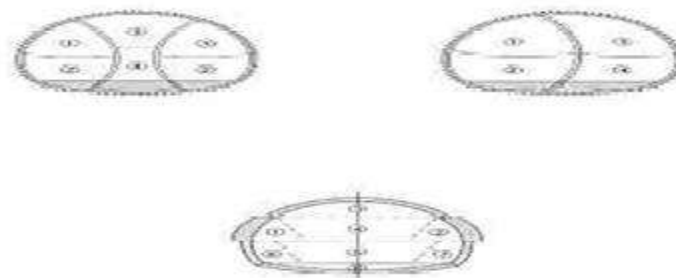


Figure I. 6 Les manières possible pour diviser la section

### I.4.3 .2 Technique de creusement

Il existe de nos jours plusieurs techniques de creusements, qui s'adaptent à tous les scenarios :

#### I.4.3 .2 .1 À l'explosif

L'abatage avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, à tel point qu'elle est également connue comme la *méthode 'conventionnelle' d'excavation*.

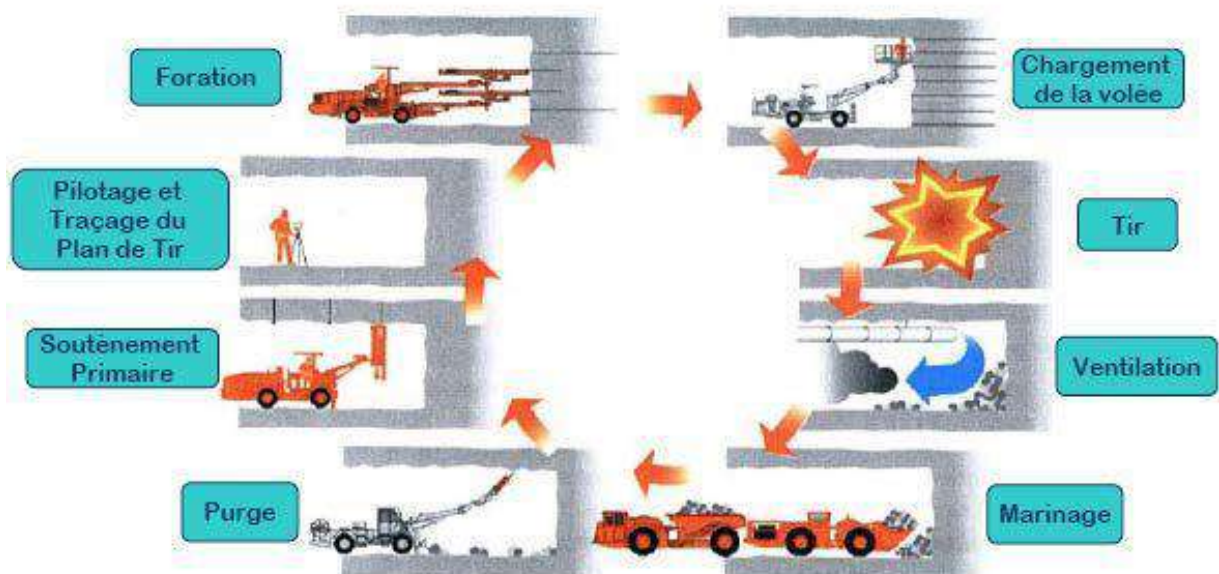


Figure I.7 Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif

#### I.4.3 .2 .2 Creusement a l'attaque ponctuelle

Les machines à attaque ponctuelle sont des machines équipées d'un bras excavateur a l'extrémité duquel est monté un outil d'abatage. Elles excavent le front de taille par balayage successifs du bras excavateur. Ainsi les géométries de front peuvent être variables. L'effort de pénétration des outils dans le font est repris par le seul poids de la machine.



Figure I.8 Exemple d'une machine a attaque ponctuelle

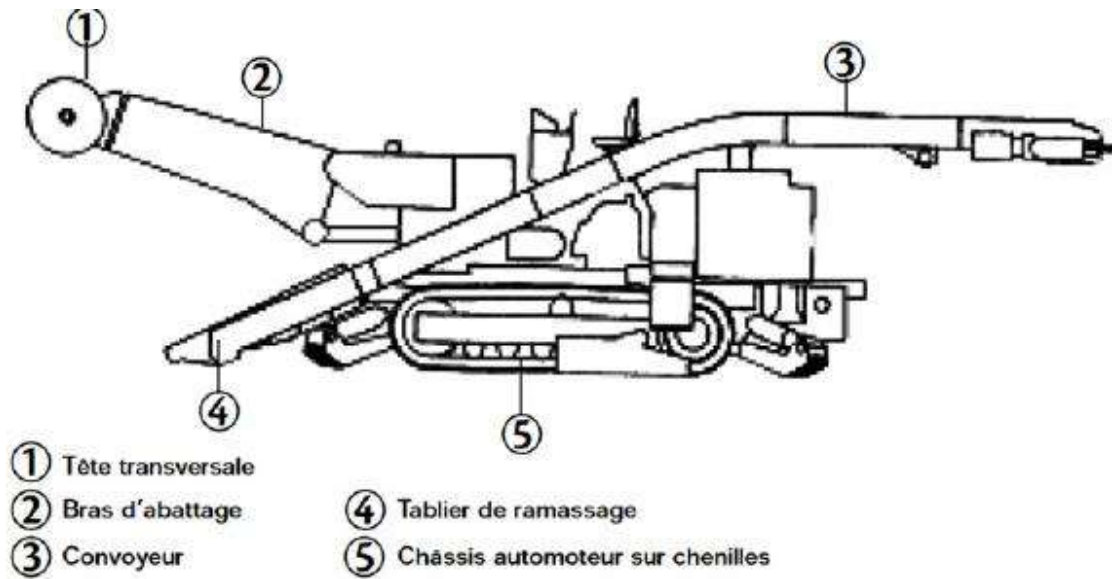


Figure I.9 les parties d'une machine a attaque ponctuelle

Les avantages des machines a attaque ponctuelle sont principalement liés a leur mobilité, flexibilité et sélectivité. Ils sont largement utilisés dans les travaux de souterrain compte tenu de leur cout.



Figure I.10 Pelle Equipée d'un BRH ou d'un Godet d'Excavation

### I.4.3 .2 .3 Creusement a l'attaque globale (Tunnelier)

Ce mode de creusement est utilisé pour les terrains a faible résistance, quand le front de taille ne peut pas assurer l'équilibre des pressions hydrostatiques ou de la pression de la terre sans soutènement.

Dans ce mode, le terrain est excavé en plein section par des techniques mécanisées qui réalisent l'excavation des terrains et assurent également le soutènement latéral et frontal.

Ces étapes peuvent être réalisées par les différents types de tunnelier.

On distingue trois types de tunnelier qui sont :

- a) **Les tunneliers à appui radial (tunneliers dits « roches dures »)** : ce genre de machine ne crée pas de soutènement de l'excavation, mais on peut y associer un atelier de boulonnage ou de pose de cintres métalliques à quelque distance du front.
- b) **Les boucliers mécanisés à front ouvert** : ces machines s'utilisent dans des terrains de caractéristiques moyennes pouvant nécessiter un soutènement immédiat des parois mais où le front d'attaque reste stable, Le soutènement peut être constitué soit de cintres métalliques, soit de boulons et grillage, soit encore de voussoirs préfabriqués en béton ou métalliques.
- c) **Les boucliers mécaniques à front confiné** : Les boucliers à front confiné constituent ce que l'on pourrait appeler la dernière génération de tunneliers, Ce type de tunneliers trouve fondamentalement son emploi dans les terrains meubles et aquifères mais permet également de s'adapter à des situations géologiques intermédiaires.

On citera les types de confinements appliqués : Confinement par pression de boue, Confinement par pression de terre, Confinement à air comprimé, Boucliers à soutènement mécanique, Boucliers mécanisés à confinement mixte.



Figure I.11 Tunnelier

### I.4.4 LE SOUTÈNEMENT

Souvent les excavations souterraines ne sont pas stables, des éboulements ou des effondrements se produisent, soit pendant l'excavation, ou après un temps plus ou moins long dans d'autre cas, la convergence de l'excavation est excessive, On est alors conduit à soutenir l'excavation.

#### I.4.4 .1 Le pré-soutènement

Le pré-soutènement peut contribuer à la préservation du noyau de terrain en avant du front de taille, qui est fortement décomprimé par le creusement. Il est

souvent utilisé en accompagnement d'une action de renforcement direct du front lui-même.

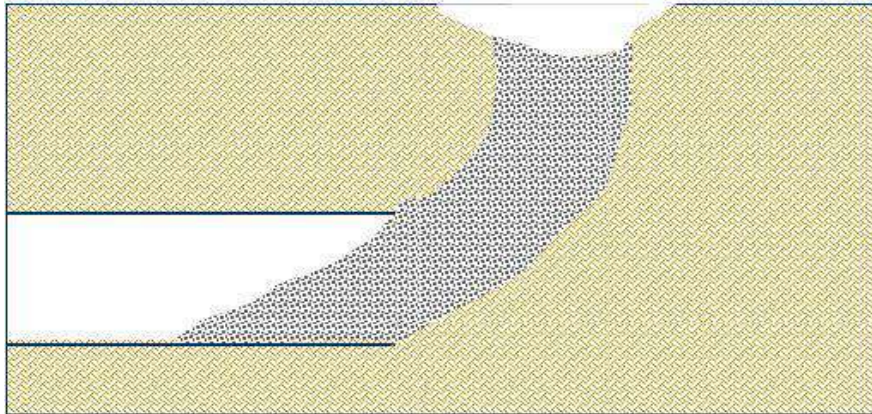


Figure I.12 Apparition de frontis sur un front d'excavation

Si le terrain est mauvais, risque de non stabilité du front conduisant à un effondrement pouvant aboutir à un fontis en surface

#### I.4.4.1 .2 Types de pré-soutènement

On peut classer les pré-soutènements en 3 types :

##### 1. Voûte-parapluie:

Exemple : *Le Jet Grouting*

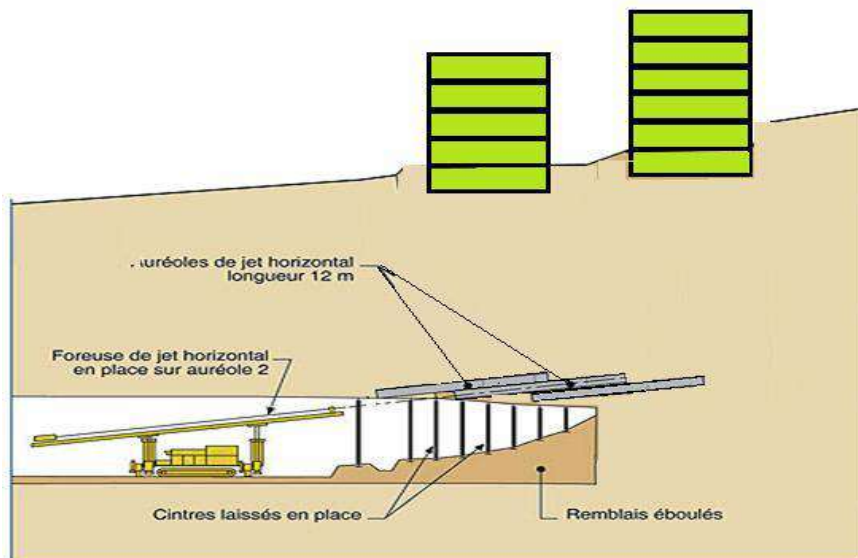


Figure I.13 Procéder d'exécution de jet grouting

##### 2. Pré-voûte:

Exemple : *Enfilage de Boulons ou de Tôles*

Il consiste à mettre en place des barres ou des plaques d'acier longitudinales, à la périphérie du front de taille, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence.

L'objectif de l'enfilage est d'assurer la sécurité immédiate de l'excavation avant la pose du soutènement.

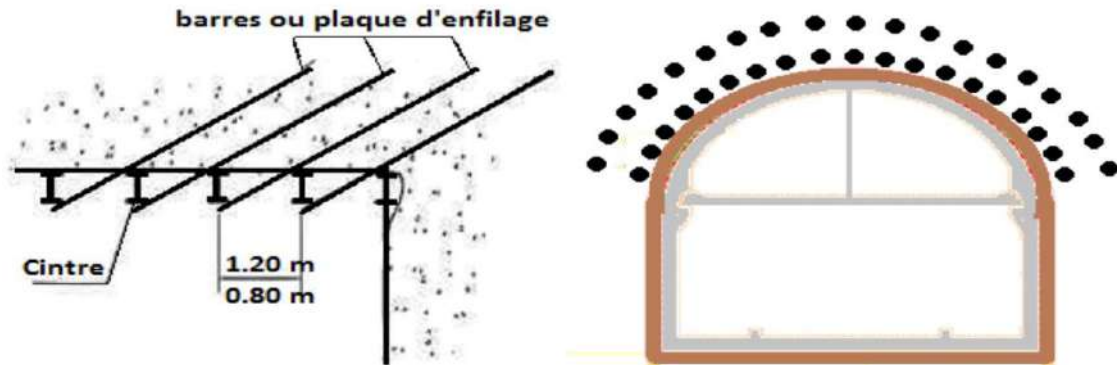


Figure I.14 Exemple de barres d'enfilage

### 3. Anneau renforce:

Il s'agit de créer un anneau épais de terrain renforcé autour du tunnel et en avant de celui-ci, généralement par un boulonnage assez dense associé à des injections

**Exemple :**

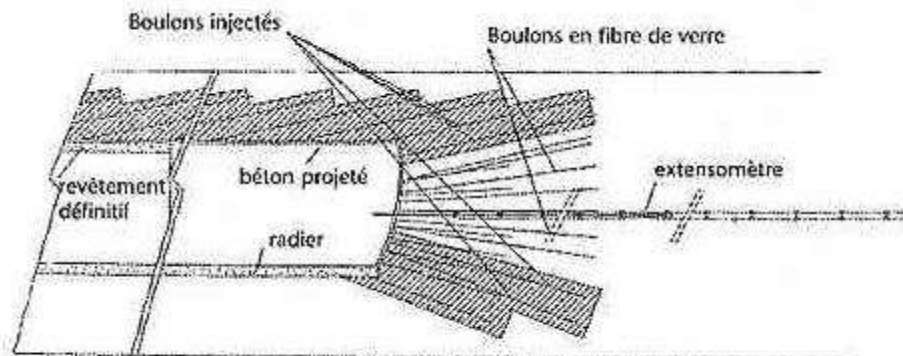


Figure I.15 Anneau renforcé

#### I.4.4 .2 Le soutènement provisoire

C'est une structure qui permet d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du revêtement définitif.

##### I.4.4.2.1 Mode d'action des soutènements

On peut en distinguer quatre catégories différentes :

1. les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant ; ce sont essentiellement :
  - 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 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 :
    - injections de consolidation ;
    - air comprimé ;
    - congélation.

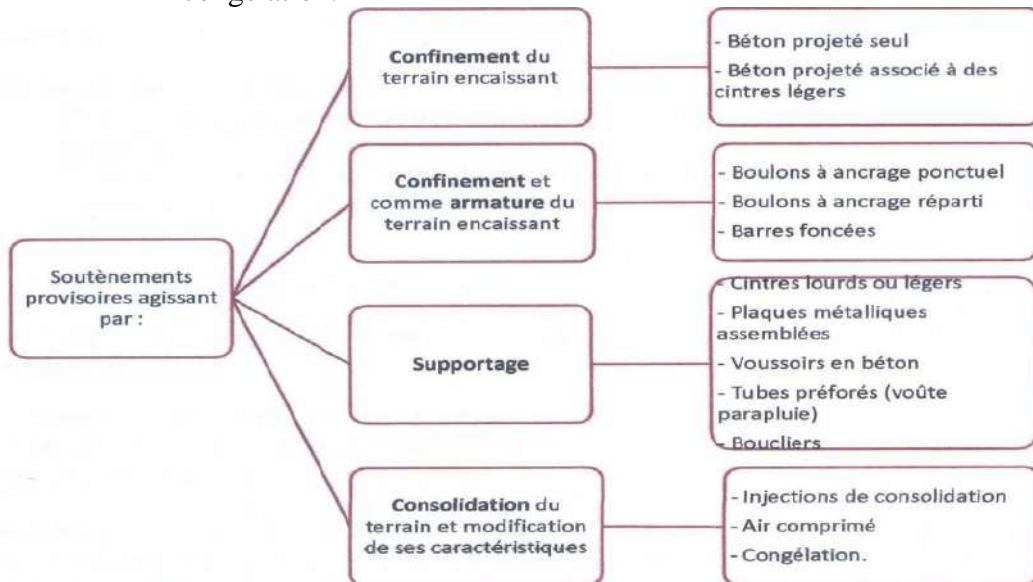


Figure I.16 Type de soutènement provisoire ( CETU)

#### I.4.4.2.1 La nouvelle méthode autrichienne

L'idée de base de la nouvelle méthode autrichienne est de tirer profit au maximum des propriétés mécaniques de la roche encaissante, si faibles soient elles,

pour soutenir et stabiliser une cavité artificielle. Le revêtement du tunnel n'est conçu que comme un traitement de la roche, qui améliore ses caractéristiques et ne lui laisse ni le temps ni la possibilité de décompresser.

La méthode est caractérisée par la mise en place d'un soutènement immédiat continu déformable constitué de boulons qui arment le terrain, d'une couche de béton projeté et éventuellement des cintres légers. Le but de soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur constitué par me terrain armé.

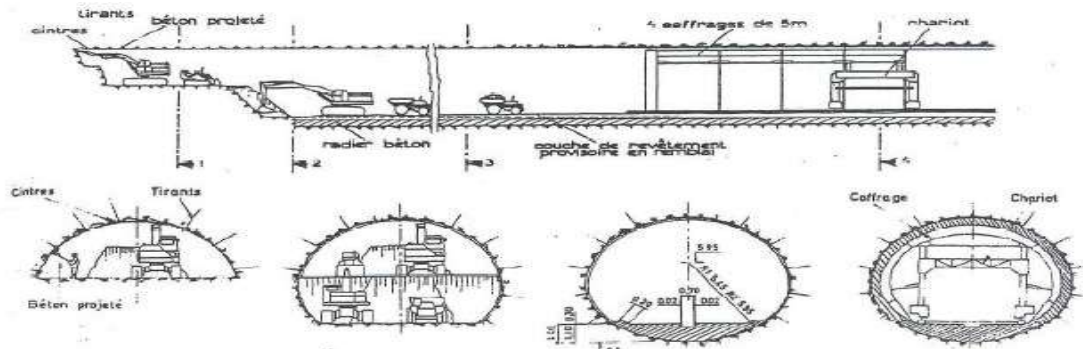


Figure I.17 Les différentes phases de la nouvelle méthode Autrichienne

#### I.4.4.2.1 Choix d'un mode de soutènement

Le choix raisonné d'un mode de soutènement comprend schématiquement deux phases successives :

- une phase d'analyse technique du problème qui aboutit à l'élimination d'un certain nombre de types de soutènement en raison de leur incompatibilité avec certaines des données techniques du projet qui peuvent être d'ordre Géotechnique, géométrique ou liées à l'environnement ;
- une phase complémentaire d'analyse économique qui fait intervenir :
  - d'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût ;
  - d'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré :
    - plus ou moins grande mécanisation,
    - longueur du tunnel,
    - délais à respecter.

#### I.4.5 LE REVETEMENT DEFINITIF

L'exécution du revêtement définitif est une étape très importante dans les différentes étapes d'exécution des tunnels.

L'excavation d'un tunnel produit une perturbation dans l'état du terrain entraînant des mouvements de la masse du terrain vers l'intérieur et conduisant à un nouvel état de contrainte. Ces mouvements et ces nouvelles contraintes seront repris

aussitôt par le soutènement provisoire (instantanément ou à court terme) mais, après un revêtement définitif sera réalisé pour reprendre le comportement à long terme

#### **I.4.5 .1 Rôle du revêtement**

Le revêtement n'est pas fait seulement pour reprendre les charges à long terme (soutènement à long terme) mais peut avoir plusieurs rôle **tels** :

##### **1. Stabilité a long terme**



**Figure I.18 Revêtement de stabilité**

##### **2. Support et protection de l'étanchéité.**



**Figure I.19 Revêtement pour protéger l'étanchéité**

##### **3. Support d'équipements d'exploitation.**



**Figure I.20 Revêtement de support**

4. Limitation des couts d'exploitation.



Figure I.21 Revêtement servant comme élément d'exploitation

5. Confort des usagers.



Figure I.22 Revêtement pour le confort des usagers

**I.4.5 .2 Cas ou le revêtement joue un rôle de soutènement**

- Massif encaissant ayant un comportement différé très actif (fluage du terrain, gonflement)
- Lorsque l'action du soutènement est supposé diminuer dans le temps.
- Lorsque le tunnel est situé dans une zone sismique (Chute de bloc).
- Lorsque la charge hydraulique est importante.

**I.4.5 VERIFICATION DE LA STABILITE**

La vérification de la stabilité d'un ouvrage souterrain et la détermination des caractéristiques de son soutènement et de son revêtement est un problème particulièrement ardu, et ce a cause du manque de règles précises. De ce fait, on fait recours a plusieurs méthodes de dimensionnement afin de converger vers la solution optimale. Les différentes méthodes de calcul sont synthétisées dans le schéma ci-dessous :

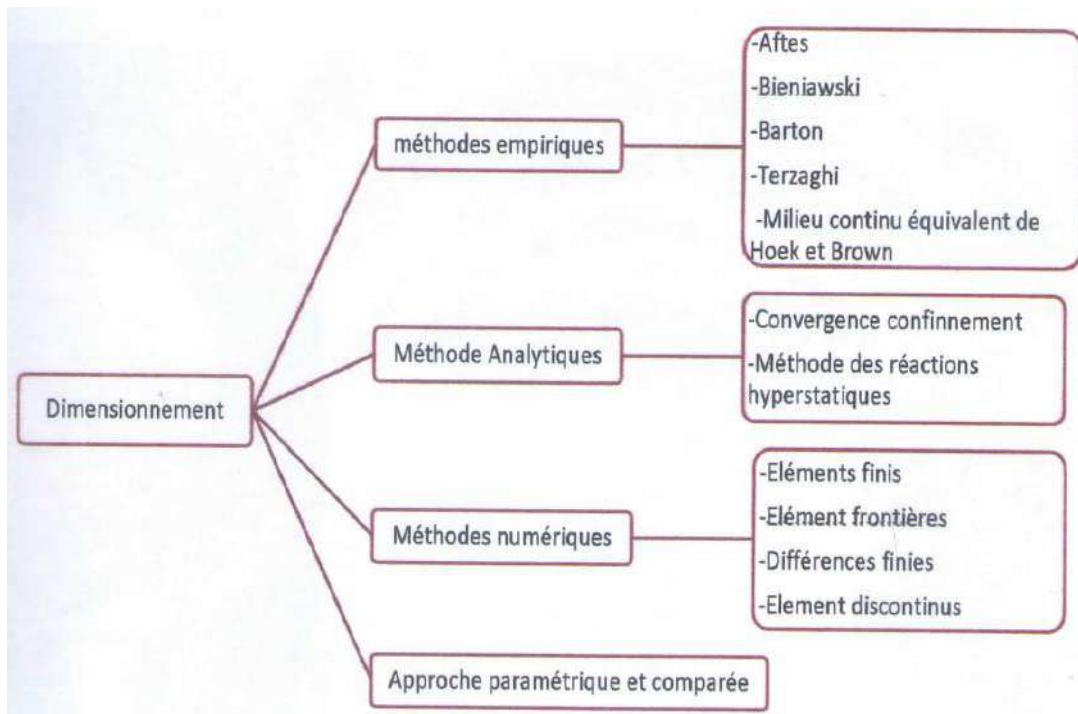


Figure I.23 Méthode de dimensionnement (CETU)

## I.5 CONCLUSION

La construction des tunnels est une discipline qui regroupe plusieurs connaissances. C'est une tâche complexe et très variable selon la zone où le tunnel est implanté.

Nous avons noté qu'à travers les âges celle-ci a beaucoup évolué, commençant par des outils simples de l'homme de la préhistoire jusqu'à en arriver aux dernières évolutions technologiques telles que le tunnelier.

C'est ainsi qu'à travers le développement récent, plusieurs organismes ont vu le jour et qui ont pour vocation faire évoluer la construction et la conception des tunnels à l'instar du CETU.



## CHAPITRE 2

# PRESENTATION DU PROJET

**CHAPITRE II**

**PRESENTATION DU PROJET**

**II.1. INTRODUCTION**

Les routes nationales sont en Algérie, des voies importantes qui relient de grandes agglomérations en traversant plusieurs wilayas du pays, Elles sont gratuites et utilisables par tout type de véhicules. Certaines sont des voies express en 2×2 voies ou possèdent un caractère autoroutier. L'Algérie compte 29 573 km de routes nationales [1], elles sont numérotées de 1 à 111 a la date du dernier classement au 30 janvier 2011 [2].

La route nationale 25 ou la RN25, construite à l'époque coloniale, est une route de 1×2 voies qui relie la wilaya de Bouira à celle de Tizi-Ouzou sur une longueur de 25 km. Elle commence au niveau de la localité de Raouraoua pour se terminer à Tagdemt dans la wilaya de Tizi-Ouzou traversant plusieurs localités de parts et d'autres. Les portions sont presque identiques soit 12 km coté Bouira et 13 km coté Tizi-Ouzou.

La croissance accrue du parc national automobile algérien, semble dépasser toutes les prévisions et en dépit des efforts louables qui ont été enregistrés en matière de développement d'infrastructures routières l'insuffisance demeure notable. Ceci est corroboré par la saturation remarquée des routes datant de l'époque coloniale.

**II.2. AMENAGEMENT DE LA RN25 EN AXE AUTOROUTIER**

Afin de résoudre le problème de saturation sur ce tronçon de route, il est apparu nécessaire de l'aménager en axe autoroutier. Ce procédé consiste à garder certaines parties de l'ancien tracé ou sortir de l'itinéraire le cas échéant et ceci en fonction des facilités qu'offre le terrain. Ainsi, plusieurs variantes ont été proposées. La première et qui va faire l'objet de ce mémoire prévoyait la réalisation d'un seul tunnel et de 4 viaducs, cependant celle-ci n'a pas été retenue compte tenu d'un ensemble de contraintes liées notamment aux réticences de la population. Celle étant retenue prévoyait la réalisation de deux tunnels et d'un nombre supérieur de viaducs.

Figure II.1 Tracé de la première variante



**NB:** L'étude est arrêtée en phase d'APS ce qui engendré un très grand problème de manque de données et nous a obligé a réaliser certaines coupes et qui doivent figurer normalement dans les données.

### II.3. LE TUNNEL

Notre étude portera sur le projet du tunnel qui prévoyait le franchissement d'une colline, située dans la commune d'El Hoceinia et près de la commune de Draa el Mizan entre la frontière de la wilaya de Bouira et de Tizi-Ouzou.

C'est un tunnel bi-tubes d'un linéaire de 950m, portail sud ouest coté de Bouira portail Est Tizi-Ouezou.



Figure II.2 localisation du tunnel par rapport au tracé

### II.4. CONCLUSION

Le projet de l'aménagement en axe autoroutier de la RN25 a pour but d'améliorer le flux de trafic routier reliant les villes de ce tronçon.

Etant donné que la première variante fut abandonné, et que celle-ci concerne le tunnel qu'on va étudier, on se retrouve face à un manque de donné flagrant, et qu'une aventure pour compenser ce manque est lancée.



## CHAPITRE 3

# CONCEPTION GEOMETRIQUE

## CHAPITRE III

### CONCEPTION GEOMETRIQUE

#### III.1 INTRODUCTION

Un tunnel routier doit permettre le passage de la circulation automobile dans des conditions de débit, de vitesse et de confort aussi homogènes que possible avec le reste de l'itinéraire, et dans les meilleures conditions de sécurité.

Dans le projet de tunnel l'un des premiers choix à faire est celui de son implantation (profil en plan, profil en long) et de sa conception transversale compte tenu des caractéristiques du tracé de l'itinéraire dans lequel il est inséré, Celle-ci dépend généralement des véhicules et des ouvrages annexes.

Dans notre cas on traitera la conception d'un tunnel en bi-tube pour un axe autoroutier, en nous basant sur le document technique pilote de la conception disponible sur le site de CETU (DPGEO fait référence au document), et on utilise le logiciel AUTOCAD pour tous les profils dans ce chapitre.

#### III.2 CONCEPTION DE LA SECTION TRANSVERSALE

##### III.2.1 DIMENSIONNEMENT TUNNEL ROUTIER EN GENERAL

Dans le cas des tunnels routiers, le profil en travers est en général rectangulaire ou circulaire et dépend essentiellement de la méthode de creusement. Les dimensions retenues dépendent des dimensions du profil en travers nécessaire à la circulation et autres dispositifs. Voici les paramètres majeurs intervenant dans le choix de la section transversale :

1. Le volume du trafic, nature du trafic, mode d'exploitation, urbain ou non urbain, pour déterminer le nombre et la largeur des voies.
2. Vitesse de base, distance d'arrêt de sécurité et distance de visibilité, niche de sécurité et construction d'espaces de stationnement pour les opérations de maintenance.
3. Espace réservé aux équipements et réseaux divers à l'intérieur du tunnel vu leur nombre et encombrement. Les réseaux mentionnés ci-après ont un impact dimensionnel sur la section :
  - Réseau(x) d'assainissement séparatif(s) ou non, collecte des liquides déversés sur les chaussées et siphons associés (évacuation des eaux de surface et de drainage du terrain, système de récupération des matières dangereuses).
  - Réseau d'eau de lutte contre l'incendie et bornes d'incendie.

- Les câbles : alimentation en énergie (basse et moyenne tension), télétransmission des informations, réseaux d'appel d'urgence,....
  - L'ensemble de la signalisation d'exploitation : feux d'affectation de voies, panneaux à messages variables, signalisation de prescription, signalisation de sécurité, signalisation directionnelle.
  - Le système de ventilation retenu en termes de l'espace nécessaire pour l'installation des accélérateurs et de leurs accessoires.
4. Les méthodes de construction et les conditions de géologie ont un impact sur le profil en travers.
  5. Cout de l'ouvrage en fonction des normes et règlementations locales de sécurité requises et le budget.
  6. Gestion de la circulation nécessaire pour réagir en cas d'incident dans le tunnel et l'évacuation des usages et les accès des secours.

En prenant en considération ces paramètres et en sachant qu'une section circulaire avec un radier en contre voute a:

- Un meilleur comportement aux conditions géotechniques défavorable pouvant créer des sollicitations horizontales et verticales.
- Géométrie mieux adaptée pour limiter les efforts de flexion.
- facilite la mise en place des équipements de ventilation et d'éclairage.

**Celle-ci sera retenue pour le projet.**

### III.2.2 DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS ELEMNTS

#### III.2.2.1 Les éléments du profil en travers

Le profil en travers d'une plate forme de tunnel comprend :

- Un isolateur à droite (ISD) constitué d'un trottoir ou d'un bute roues;
- Une bande dérasée de Droite (BDD);
- Plusieurs voies élémentaires de circulation;
- Une bande dérasée de Gauche (BDG);
- Un isolateur à gauche (ISG) constitué d'un trottoir ou d'un bute roues.

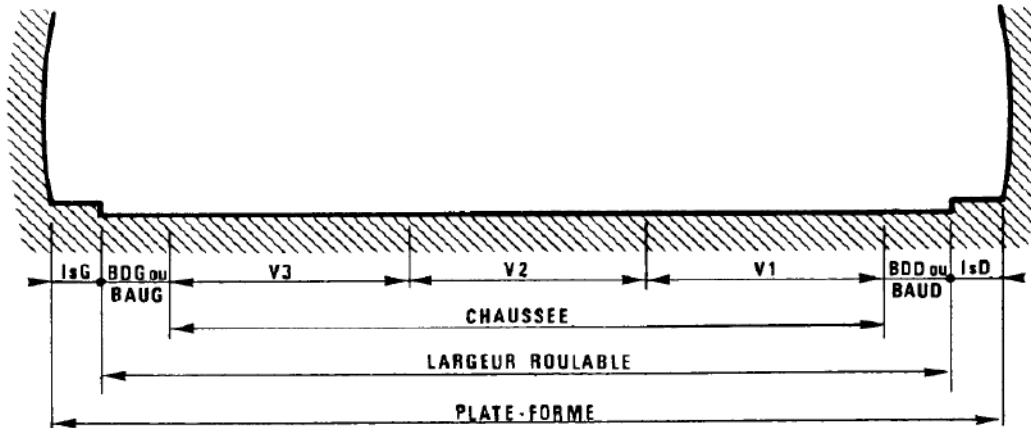


Figure III.1 Eléments du profil en travers (CETU DPGeo)

### III.2.2.2 Application sur notre projet

#### *Voies*

Après étude de trafic et évaluation des exigences du maître de l'ouvrage concernant notre projet, une variante de 2 × 3 avec une largeur de 3.5 m pour chaque voie est retenue. Et cela en tenant compte du fort pourcentage de poids lourd étant en rase compagne et pour rester homogène au tracé de la route.

#### *Bandes dérasées*

Compte tenu du fort pourcentage du poids lourd, et sachant que les bandes dérasées se situent entre 0.30m à 1m, une largeur de 0.5 m est retenue, et cela pour les deux cotés gauche et droite.

#### *Largeur roulable*

On appelle largeur roulable la partie accessible aux véhicules constituée par l'ensemble de la chaussée (au sens géométrique) et des deux bandes dérasées qui la bordent.

BDG : 0.5 m                      Chaussée : 3 × 3.5 m                      BDD : 0.5 m.

$$\Rightarrow \text{Largeur roulable} = 0.5 + 3 \times 3.5 + 0.5 = 11.5 \text{ m.}$$

**Isolateurs**

Le tunnel est localisé sur une autoroute de liaison en milieu rural. La circulation piétonne sera interdite dans le tunnel.

Les seuls piétons qui ont exceptionnellement à circuler dans les ouvrages ou la circulation piétonnière est interdite sont les agents du service d'exploitation et les usages en panne.

Les isolateurs peuvent être de simple bute-roues (de 0,25 m de large ) au minimum ou de véritable trottoir (de 0,60 a 0,75 m au minimum dans le cas courant).

La largeur minimale des trottoirs est de 0,60 m pour les piédroits concaves et 0,75 m pour les piédroits verticaux afin de disposer d'au moins 0,75 m au niveau des épaules et des coudes d'un piéton éventuel.

Toutefois leur dimensionnement ne peut être arrêté définitivement que lorsque toutes les réservations et réseaux divers (incendie, drainage, câbles électriques etc.....) devant être mis sous trottoirs auront été répertoriés et définis.

Toutefois, afin de permettre l'évacuation sécuritaire des usagers, des isolateurs d'une largeur de 0,75 m sont prévus de chaque côté de la largeur roulable.

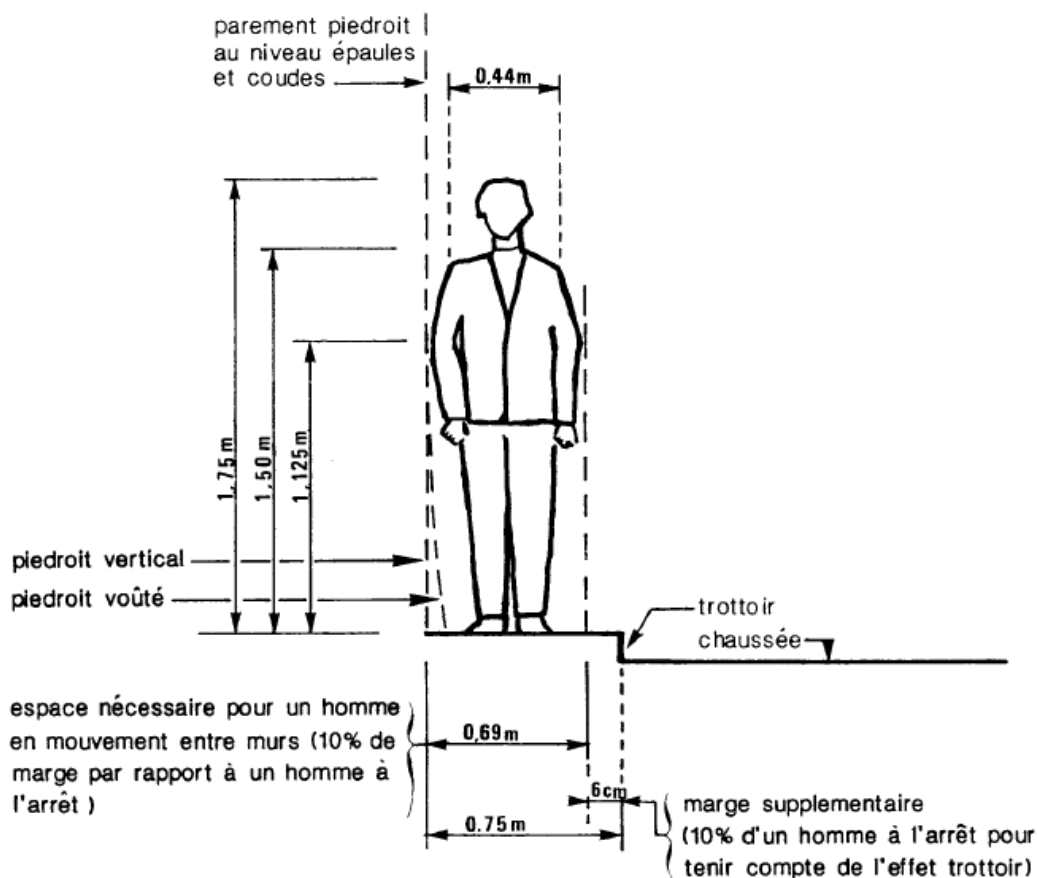


Figure III.2 encombrement type d'un type home en marche (CETU DPGEO)

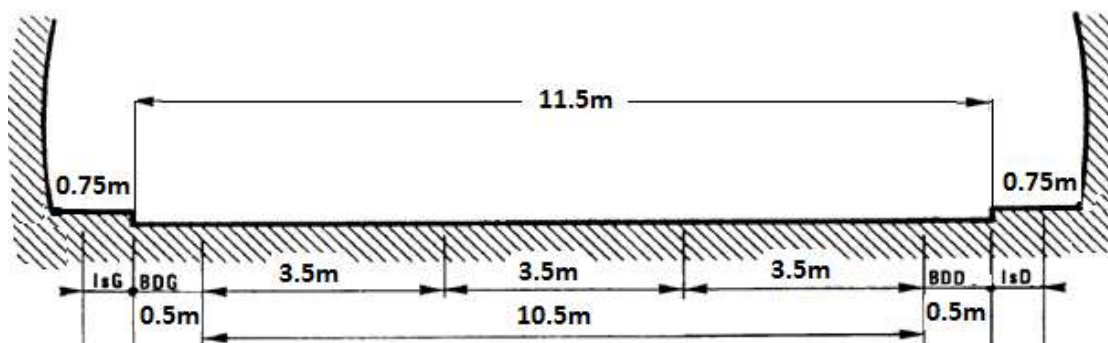


Figure III.3 Dimension de la plate forme

### *Les hauteurs*

#### Hauteur libre minimale ( $H_m$ )

Cette donnée représente la hauteur minimale que doit normalement présenter l'ouvrage tout au long de sa durée de vie afin de pouvoir assurer le passage des véhicules en mouvement.

Le CETU recommande une valeur de 4.75 pour les autoroutes, cependant en Algérie la norme exige que  $H_m$  doit être égal à 5.25 m.

#### Revanche 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 de nivellement éventuels ainsi que des rechargements qui pourraient être réalisés sur la chaussée.

Pour le tunnel et tranchées couvertes, elle peut être fixée de 0,05 à 0,10 m suivant la politique prévue pour le rechargement ultérieur de la chaussée. Il est déconseillé en général de prévoir une telle opération.

Une revanche de construction de 0,05 m est prévue pour le rechargement ultérieur de chaussée.

#### Revanche de protection des équipements ( $R_p$ )

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

Vis-à-vis des équipements, la valeur minimale à prendre en compte est de 0,10m. Il reste bien évident qu'elle s'appliquera au droit des équipements.

Une revanche de protection des équipements de 0,3 m au-dessus du gabarit.

#### Hauteur libre de l'ouvrage (ou tirant d'air) ( $H$ )

Cette valeur représente 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 le cas échéant, de la partie inférieure des équipements que supporte cette sous face.

$$H = Hm + Rc + Rp$$

$$H = 5.25 + 0.05 + 0.30 = 5.60 \text{ m}$$

### Revanche latérale

Aucune revanche latérale n'est prévue.

### Hauteur libre au-dessus de trottoirs

La hauteur libre conservée au dessus des trottoirs est de deux mètres de demi (2,5m).

### ***Vitesse de base***

Pour des raisons d'économie, il n'est pas toujours possible de maintenir dans les tunnels la même vitesse de base relative aux routes qu'ils relient. En général, la vitesse de base dans les tunnels inférieure de 10 à 20 Km/h. cela permet une réduction de la largeur de la zone hors sécurité routière en réduisant les différences de vitesse.

La vitesse de base dépend également du rayon des virages éventuels et de la distance entre échangeurs.

Le tunnel étant localisé en montagne, la vitesse de conception est de 90 Km/h, la vitesse dans le tunnel sera 80 Km/h.

### **III.2.2.3 Influence des équipements**

Il n'y a quasiment pas d'influence de l'éclairage et de la signalisation sur le profil en travers des tunnels vouté de 2 à 3 voies.

En ce qui concerne la ventilation celle-ci dépend de son type, la ventilation longitudinale par accélérateurs n'a pratiquement pas d'influence sur la géométrie des tunnels voutés et circulaires, si l'on se limite à des diamètres de ventilateurs de 0,80 m à 1,50 m environ. La place disponible en voute, au-dessus du gabarit routier et de sa hauteur libre minimale associée est suffisante. La revanche de protection au droit des groupes moto-ventilateurs sera d'au moins 0,10 m.

A noter qu'il est plus commode de placer les câbles sous le trottoir dans des caniveaux (généralement préfabriqués) plutôt que de prévoir des fourreaux. Un jeu suffisant doit être aménagé dans leur logement.

Donc au final on n'aura pas besoin d'agrandir la section pour la mise en place des différents équipements.

III.2.3 LA SECTION TRANSVERSALE

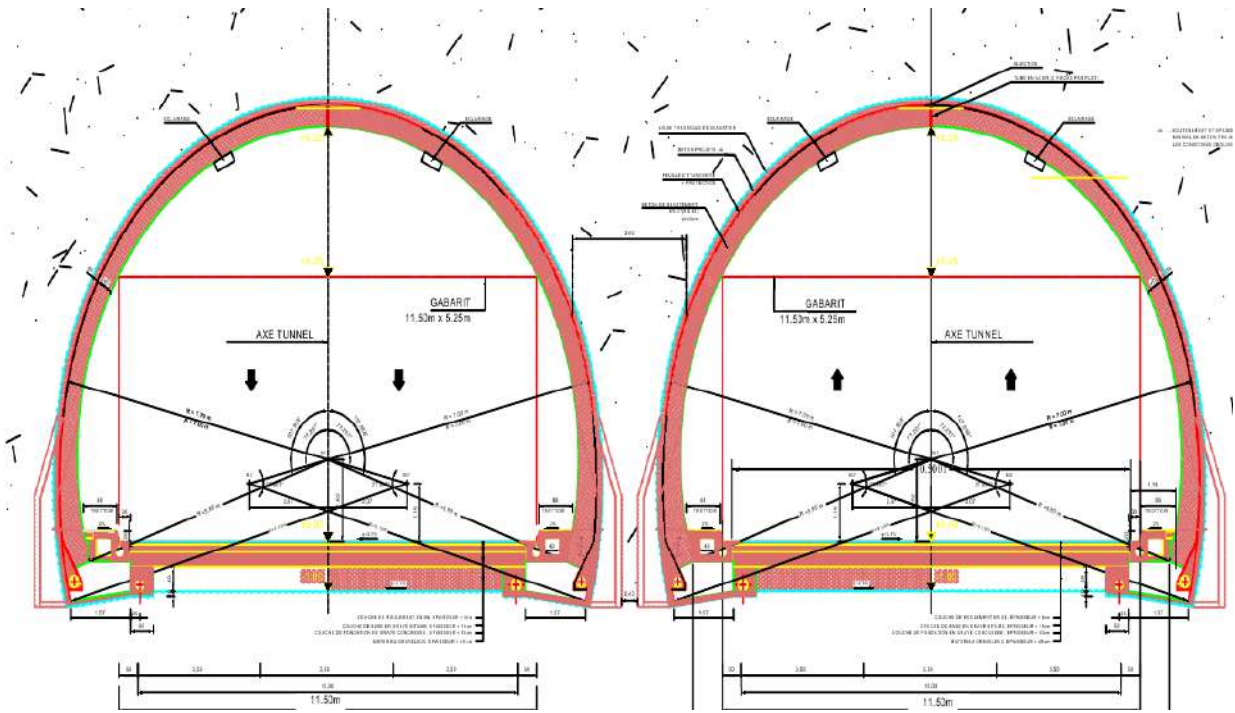


Figure III.4 Section Bi-tube obtenu avec AUTOCAD

III.3 CONCEPTION DU PORTAIS OUEST DU TUNNEL

Compte-tenu de la constitution géologique des zones destinées aux portails du tunnel à savoir :

III.3.1 L'ENTREE OUEST (BOUIRA)

III.3.1.1 Longitudinalement

A la tête ouest on a de l'argile surmontant des schistes, l'argile étant un mauvais sol, l'excaver sera une bonne solution

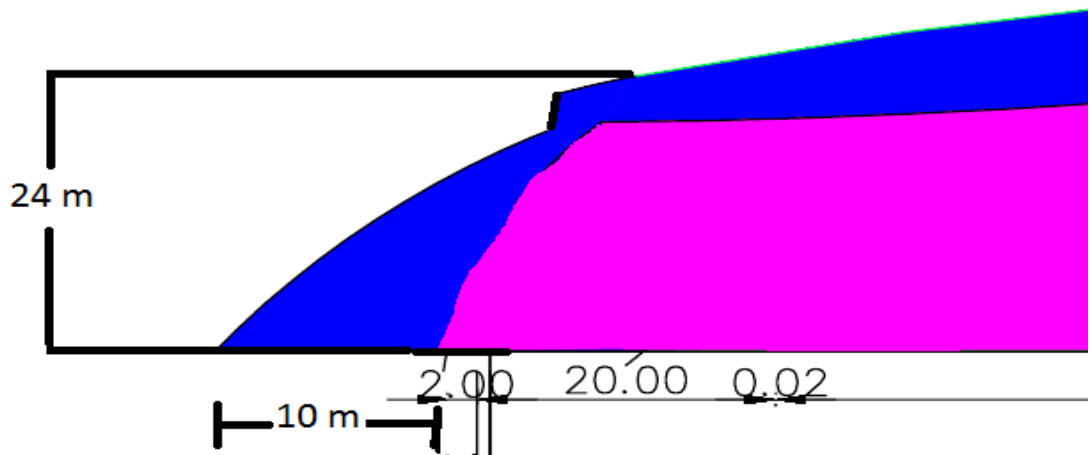


Figure III.5 L'entrée ouest du tunnel avant l'excavation

**Proposition d'une méthode d'excavation:**

La première étape consiste à venir de dessus et excaver le volume indiquée sur la figure ( Figure ..), et renforcer le talus à l'aide de boulons d'ancrage.

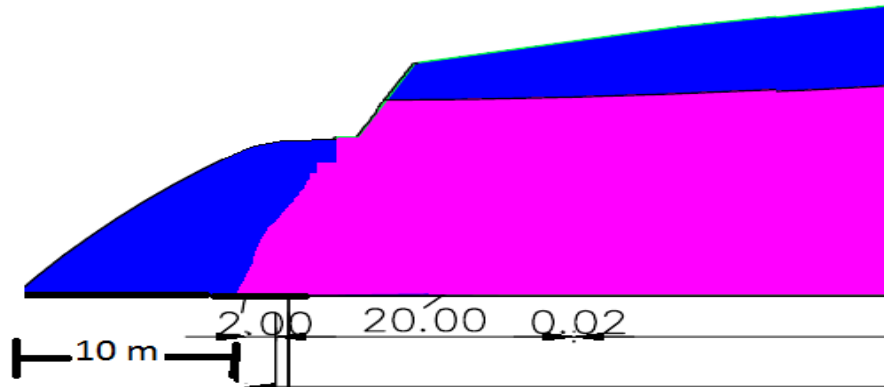


Figure III.6 Première étape de l'excavation

Pour en arriver à ce stade (indiqué sur la figure)

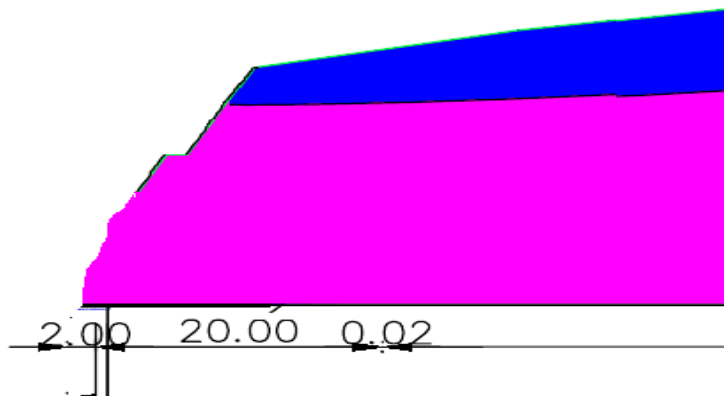


Figure III.7 Deuxième étape de l'excavation

Enfin creuser directement à partir de la couche du schiste en violet

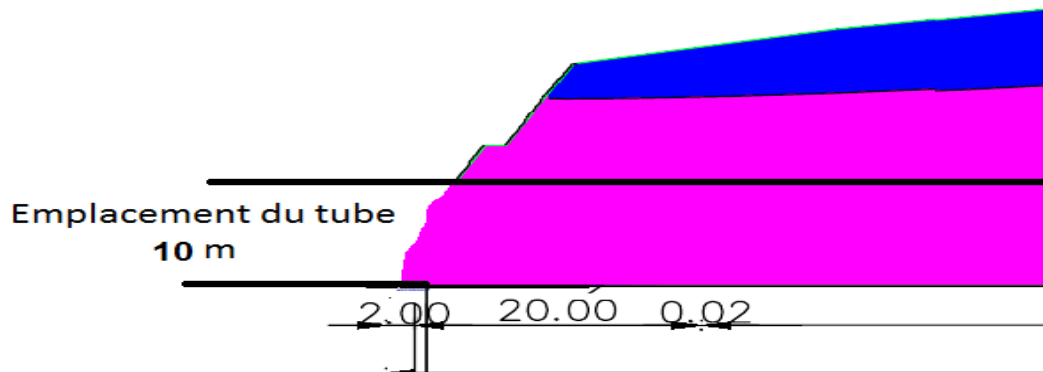


Figure III.8 L'emplacement du tunnel

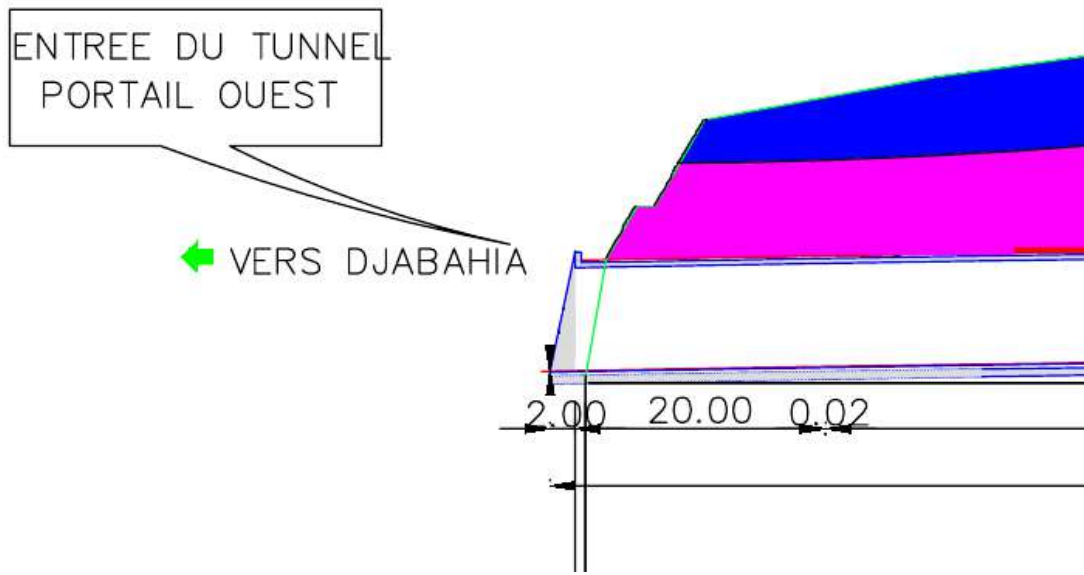


Figure III.9 Le portail après le creusement

### III.3.1.1 Transversalement

Du coté transversale une séparation de 10,80 m entre les tubes a été prévue et cela pour des raisons de la stabilité et du tracé de la route.

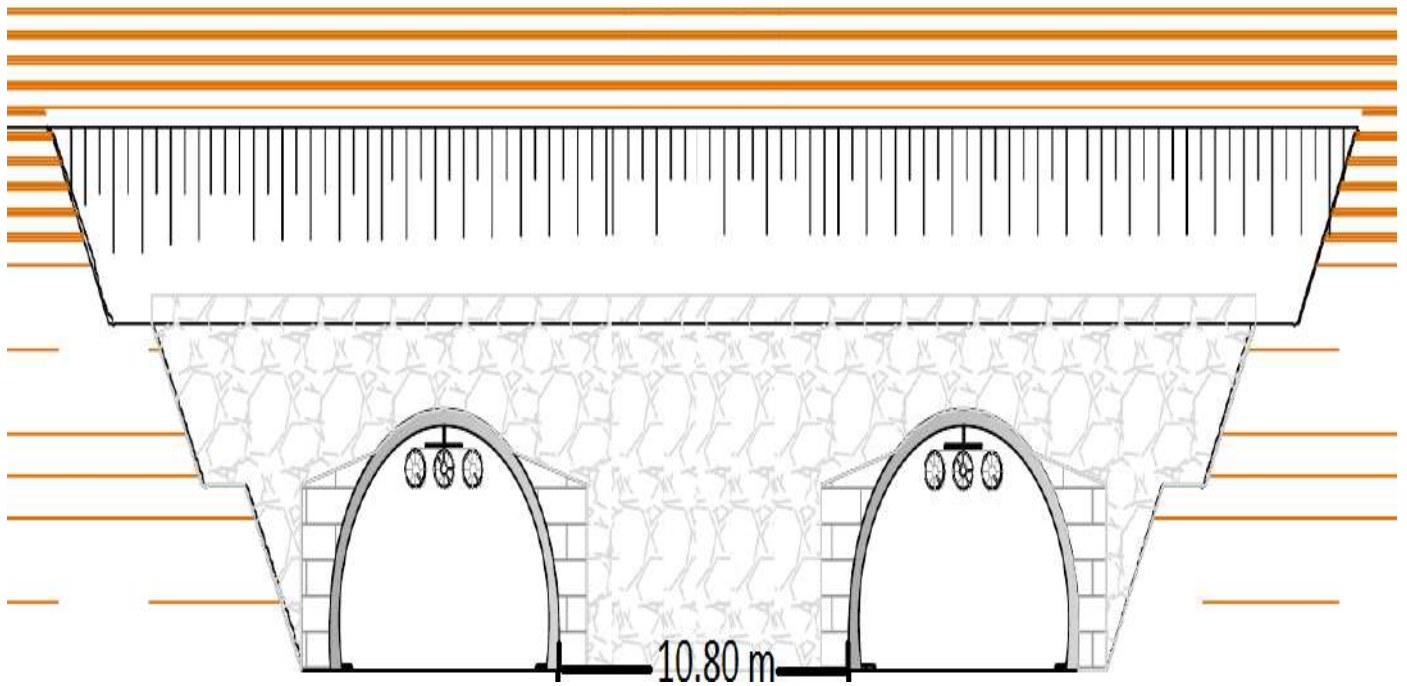


Figure III.10 Coupe transversale de l'entrée ouest

### III.4 TRACE EN PLAN

#### III.4.1 ESPACEMENT ENTRE LES TUBES

A fin de créer un pilier géologique naturel entre les deux tubes à l'entrée ouest, une séparation de 10,80 m est prévue, celle-ci va augmenter au long du tunnel pour en arriver à 30 mètres au milieu, cette distance va rétrécir pour atteindre 11,10 m à sa sortie coté est.

#### III.4.2 CARACTERISTIQUE DU TRACE

Le tracé choisi est une courbe et cela pour ces deux raisons:

- Contourner les mauvais terrains, les accidents géologiques et d'autres aléas.
- Eviter l'éblouissement d'une sortie lumineuse en bout du tunnel.

#### III.4.3 INTERCONNEXIONS DES TUBES

Pour des raisons de sécurité 4 interconnexions sont prévues, deux pour piétons et 2 pour véhicules séparés de 375 m environs.(Figure III.1.1)

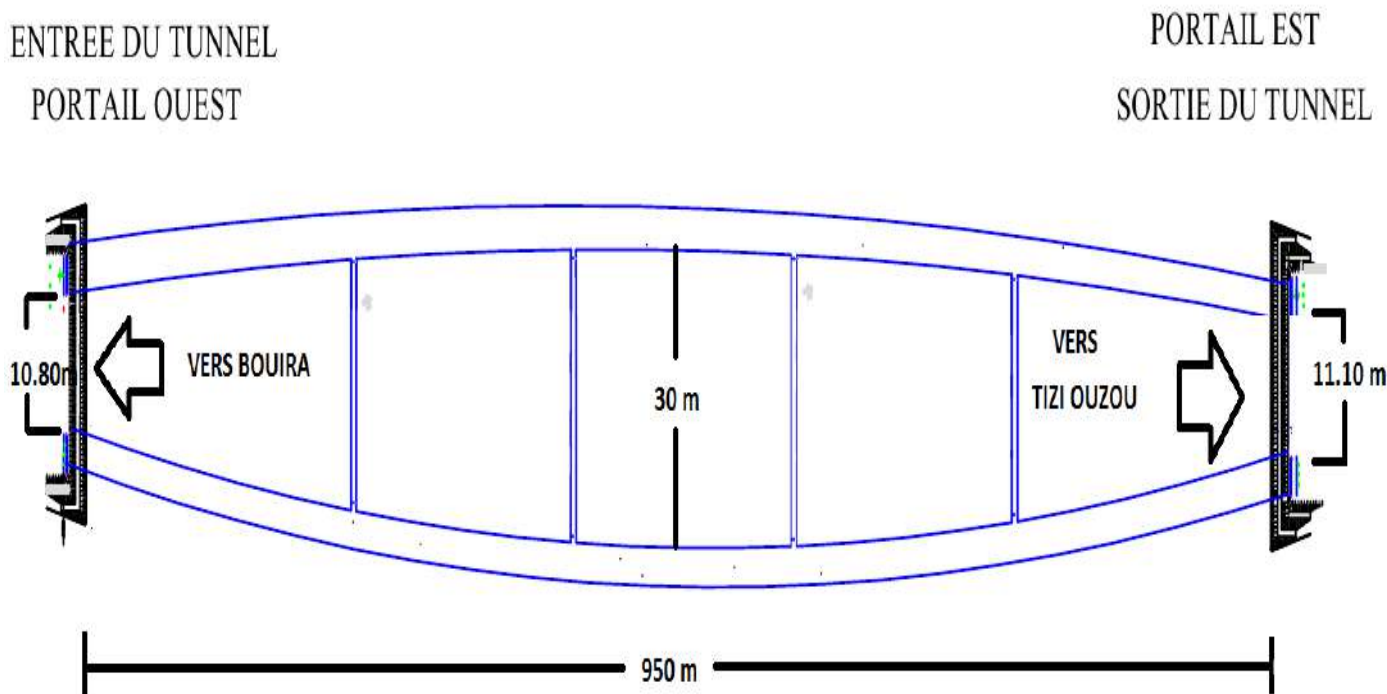


Figure III.11 Proposition d'un tracé en plan

### III.4.4 TRACE AU VOISINAGE DES TETES DU TUNNEL

A proximité de l'entrée du tunnel, la section d'approche à l'air libre ne doit présenter aucune perte de tracé ni écran de visibilité de façon que le tunnel soit visible au moins de 15 secondes à l'avance en tout circonstance. Cette condition est indispensable en rase campagne et souhaitable en zone urbaine. En outre il est recommandé d'éviter les pertes du tracé à la sortie du tunnel. Dans des cas des ouvrages unidirectionnels, certaines règles doivent être respectées vis-à-vis de l'écartement entre tubes pour des raisons de stabilité générale du massif.

#### III.4.4.1 Application sur l'entrée du tunnel

Comme cité dessus, l'entrée doit être visible d'au moins de 15 secondes à l'avance, soit environs 375 m dans notre cas (vitesse de base 90km/h en dehors du tunnel).

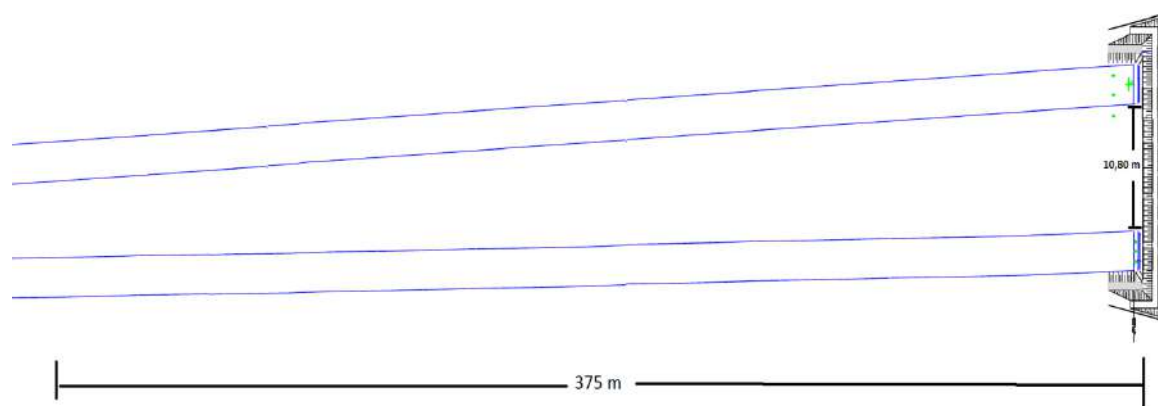


Figure III.12 Proposition d'un tracé a l'entrée du tunnel

### III.5 PROFIL EN LONG DU TUNNEL

En venant de l'ouest du tunnel (l'entrée) vers l'est (la sortie) la pente se présente comme une rampe de 0,66 % uniforme dans la totalité du tunnel.

Le CETU recommande de ne pas dépasser une déclivité de 2 % pour les tunnels de plus de 400 m pour les raisons suivantes :

- Le débit d'émission de polluants (gaz toxique et fumées) par les véhicules augmente de fonction de la déclivité.
- La vitesse des poids lourds décroît très vite avec la rampe.
- Le nombre des véhicules en pannes augmente également avec la déclivité.

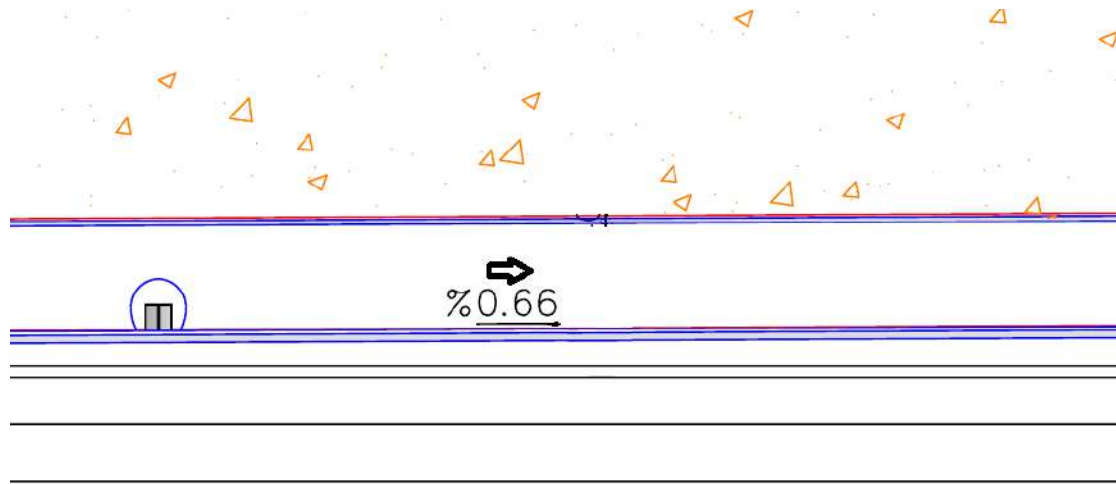


Figure III.13 Portion de la coupe longitudinale

### III.6 CONCLUSION

Les deux but principaux de ce travail présenté dans ce chapitre sont de connaitre et appliquer les normes pour la conception géométrique d'une part, et d'utiliser l'outil informatique pour le dessin (Notamment AUTOCAD) d'autre part.



## CHAPITRE 4

# RECONNAISSANCE DU TERRAIN

## CHAPITRE 4

### RECONNAISSANCE DU TERRAIN

#### IV.1 INTRODUCTION

Afin de bien choisir les méthodes de constructions d'un tunnel que ce soit l'excavation, le soutènement, ou le revêtement, la reconnaissance de la nature et des caractéristiques du terrain s'avère une nécessité, de ce fait des données telles que les paramètres géologiques, géotechniques, et l'hydrogéologiques sont cruciales, et afin de collecter ces informations on procède à une campagne de reconnaissance.

Dans ce chapitre nous allons exposer les principaux paramètres de sol, disponibles sur le rapport géotechnique réalisé pour le tunnel, et essayer de les exploiter pour les chapitres suivants.

#### IV.2 LOCALISATION DU MASSIF DE TUNNEL

Le massif ou le tunnel avait été prévu se trouve a 3°48 est de longitude et 34°17 nord de latitude sur une distance de 70KM a l'est d'ALGER et d'une vingtaine de kilomètres a l'ouest du chef lieu de la Wilaya de BOUIRA et d'une trentaine de kilomètres au sud ouest du chef lieu de la Wilaya de TIZI OUZOU.

#### IV.3 GEOLOGIE DE LA REGION

Sur le plan géologique, la zone d'étude appartient au massif de la grande Kabylie, elle entoure les chaines montagneuses du Djurdjura et des Bibans ; les terrains sédimentaires y prédominent ; ils sont d'âges éocène, miocène et quaternaire, représentés par :

- Les dépôts néogènes qui sont représentés par les formations Miocènes et Eocènes d'argile marneuses, grès de Beni-Khalfon et Dra-El Mizane ;
- Les Argiles et les Quartzites Numidiens ;
- Les Argiles Helvétiennes du Miocène ;
- Marnes, Grés et calcaires à Numm-Aturicus de l'Eocène ;

Les formations Quaternaires occupent généralement le fond des vallées. Elles sont représentées par des alluvions généralement anciennes très rarement actuelles ou marécageuses, des poudings, des grès et du sables.

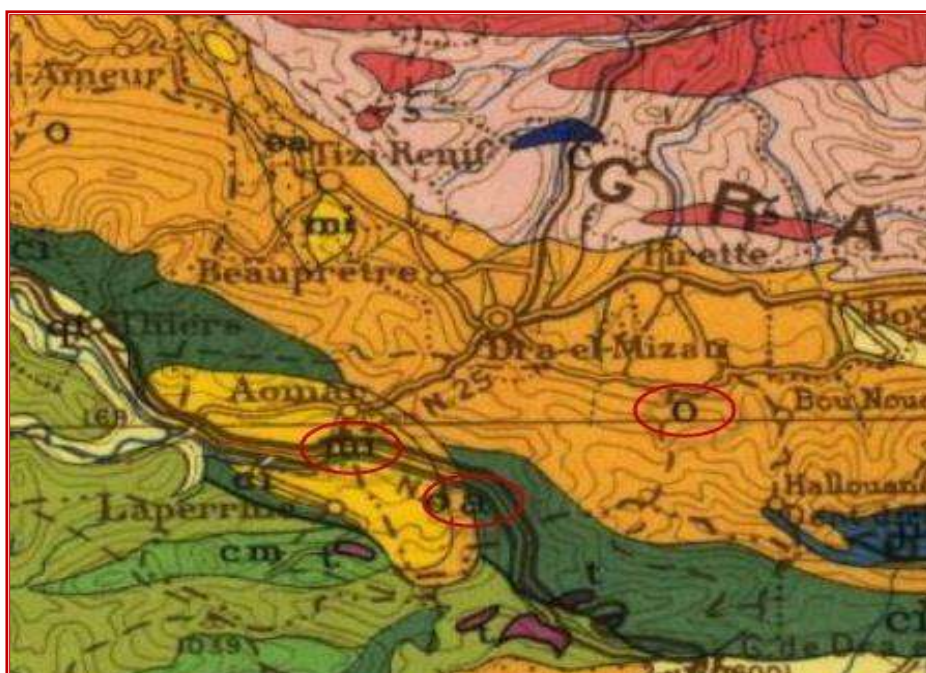
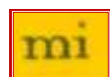


Figure IV.1 Carte géologique de la région (Institut Nationale de Cartographie et de Télédétection)

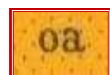
Les formations géologiques qui apparaissent le long du tracé de projet sont :



: Oligocène marin.



: Miocène inférieur marin (Burdigalien).



: Aquitanien continental.

Dans un premier temps, la carte géologique sert de base pour l'étude géologique mais elle n'est pas complète et surtout ne permet pas de connaître la succession lithologique des terrains traversés, ça serait à la compagnie de reconnaissance de la déterminer.

#### IV.4 CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE

La campagne de reconnaissances a consisté en l'exécution de six(6) sondages carottés (jusqu'à 30m), et cinq(5) sondages électriques de 40m de profondeur aux endroits indiqués sur le tracé en plan (Voir Annexe B) plus des essais labo.

#### IV.4.1 LES SONDAGES ET LEUR INTERPRETATION

**Sondage S1 :** présence d'eau a (-9 m) environ.

0.0-4.0m : Argile sableuse graveleuse et caillouteuse.

4.0-5.8m : Grès friable.

5.8-8.0m : Argile graveleuse et caillouteuse.

8.0-13.0m : Schiste altéré renfermant des passages graveleux.

13.0-15.0m : Schiste compact.

15.0-30m : Conglomérat dur.

**Sondage S2 :** présence d'eau a (-12 m) environ.

0.0-2.5m : Argile sableuse graveleuse et caillouteuse.

2.5-4.0m : Grès friable.

4.0-7.5m : Argile graveleuse et caillouteuse.

7.5-14.5m : Schiste altéré renfermant des passages graveleux.

14.5-18.5m : Schiste compact.

18.5-30.m : Conglomérat dur.

L'interprétation géologiques pour les deux sondages 1 et 2 a montré que le sol est constitué par une formation hétérogène, représentée par une couche d'argile sableuse graveleuse et caillouteuse d'une épaisseur variable entre 2.5 et 4.m environ suivi par des grès friables d'une épaisseur de 1.5m environ puis des argiles graveleuse et caillouteuse d'une épaisseur variable entre 2.2 et 3.5m ensuite des schistes altérés renfermant des passages graveleux jusqu'à 14m environ de profondeur ,l'ensemble reposent sur un substratum de schiste compact et conglomérat dur sur grande épaisseur jusqu'à la fin de sondage(-30m).

On note la présence d'eau à partir de (-9 et -12m) environ.

**Sondage S3 :** présence d'eau a (-8 m) environ.

0.0-2.0m : Sable argileux graveleux.

2.0-4.0m : Cailloux et galets à matrice sableuse.

4.0-5.0m : Grès friable.

5.0-8.0m : Schiste altéré renfermant des passages graveleux et blocs.

8.0-12.0m : Schiste compact.

12.0-16.5 m : Grès dur.

16.5-30.0m : Conglomérat dur.

- Au niveau de ce sondage, la première couche d'une épaisseur de 2m est constituée par des sables argileux graveleux suivie par des cailloux et galets à matrice sableuse jusqu'à 4m de profondeur.

La couche suivante (jusqu'à 5m de profondeur) est constituée par des grès friables, l'ensemble repose sur des schistes altéré devenant compact jusqu'à 12m de profondeur puis un substratum de grès et conglomérat dur jusqu'à la fin de sondage (-30m).

On note aussi la présence d'eau à partir de (-8m) environ.

**Sondage S4 :** présence d'eau a (-7m) environ.

0.0-1.5m : Argile sableuse graveleuse.

1.5-7.0m : Schiste altéré renfermant des passages graveleux et caillouteux.

7.0-8.5m : Grès dur.

8.5-15.0m : Schiste compact.

15.0-21.5m : Grès dur.

21.5-30.m : Conglomérat dur.

**Sondage S5 :** présence d'eau a (-15 m) environ.

0.0-2.0m : Argile sableuse graveleuse.

2.0-10.0m : Schiste altéré renfermant des passages graveleux et caillouteux.

10.0-12.5m : Grès friable.

12.5-20.0m : Schiste altéré devenant compact.

20.0-24.5m : Grès dur.

24.5-30.m : Conglomérat dur.

**Sondage S6 :** présence d'eau a (-10 m) environ.

0.0-3.5m : Argile sableuse graveleuse et caillouteuse.

3.5-12.5m : Schiste altéré renfermant des passages graveleux.

12.5-14.0m : Grès friable.

14.0-22.5m : Schiste altéré devenant compact.

22.5-30.0m : Grès dur.

L'examen de l'ensemble des coupes géologiques des sondages 4,5 et 6 à montré que le sol est constitué par une formation hétérogène, représenté par une couche d'argile sableuse graveleuse et caillouteuse d'une épaisseur variable entre 1.5 et 3.5m environ suivi par des schistes altéré renfermant des passages graveleux et caillouteux d'une épaisseur variable entre 5.5 et 9m environ puis des grès d'une

épaisseur variable entre 1.5 et 2.5m ensuite des formations dur composées par des schistes ,grès et conglomérat sur grande épaisseur jusqu'à la fin de sondage(-30m).

Le niveau de la nappe d'eau est variable entre (-7 et -15m) environ.

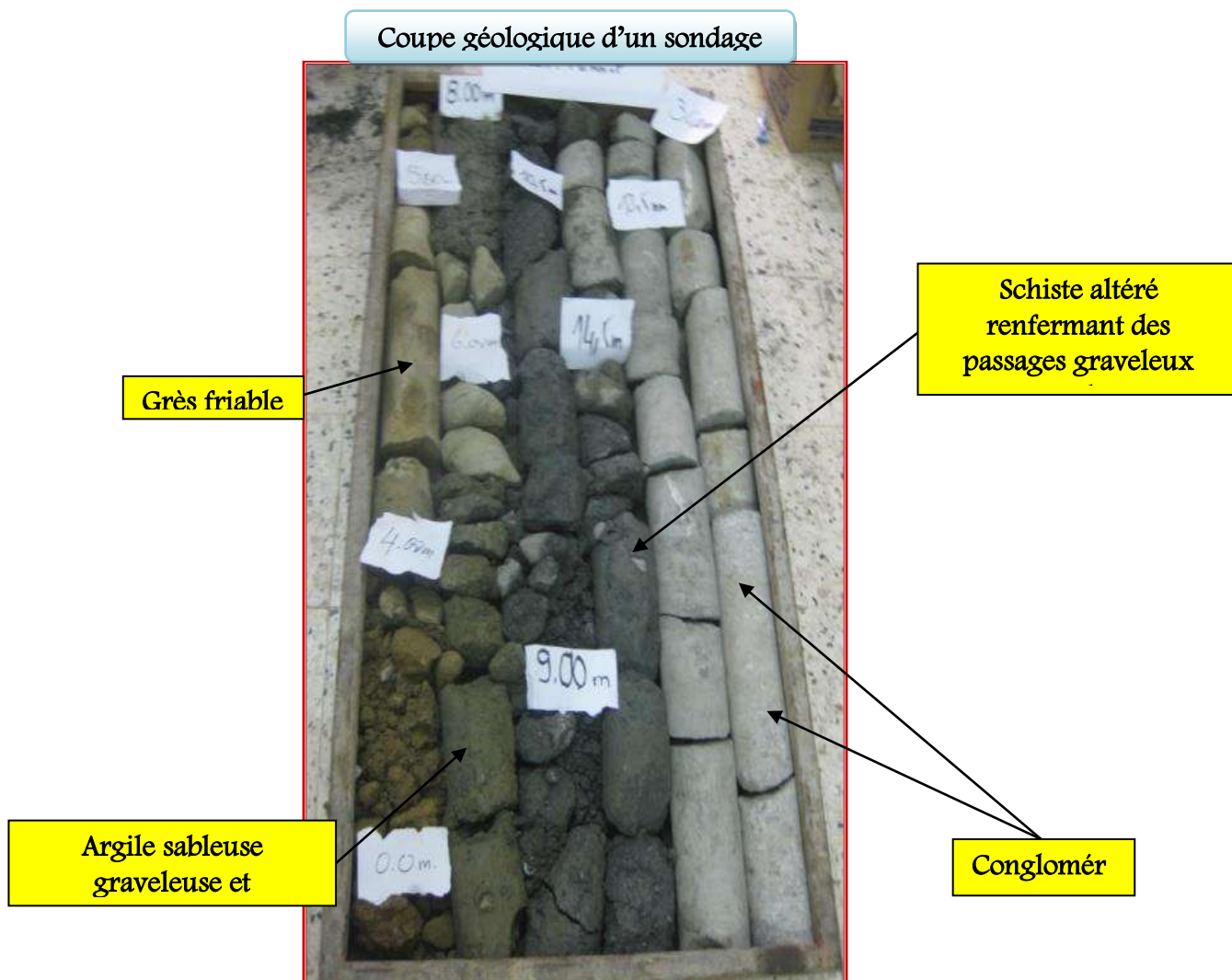


Figure IV.2 Coupe géologique d'un sondage

La coupe du premier sondage est en détailles dans l'Annexe A.

#### IV.4.2 NIVEAU DE LA NAPPE PHREATIQUE

Plusieurs piézomètres ont été installés dans les sondages aux différents endroits, afin de détecter la présence de la nappe d'eau (niveau hydrostatique).

Les mesures piézométriques ont révélé les données suivantes :

Piézomètre (N°)	Niveau d'eau/T.N (m)
01: Au niveau de (S1)	-8.8
02: Au niveau de (S2)	-12.3
03: Au niveau de (S3)	-7.9
04: Au niveau de (S4)	-7.2
05: Au niveau de (S5)	-15.3
06: Au niveau de (S6)	-10

Tab IV.1 Niveau de la nappe phréatique

#### IV.4.3 ESSAI GEOPHYSIQUE

L'essai géophysique qui a été réalisé est la résistivité du sol (Méthode SCHLUMBERGER) par sondage géophysique, on entend une prospection électrique qui fournit des renseignements sur la constitution du sous sol en grande profondeur.

Elle consiste en la mesure de la résistivité apparente  $\rho_a$  (exprimée en  $\Omega m$ ).

Cette caractéristique dépend de la granulométrie, de la teneur en eau, de la minéralisation de l'eau et du contenu en argile. /++\*

$$\rho_a = k \frac{V}{I}$$

$$K = 2\pi \left( \frac{1}{AM} - \frac{1}{AN} - \frac{1}{BM} + \frac{1}{BN} \right)$$

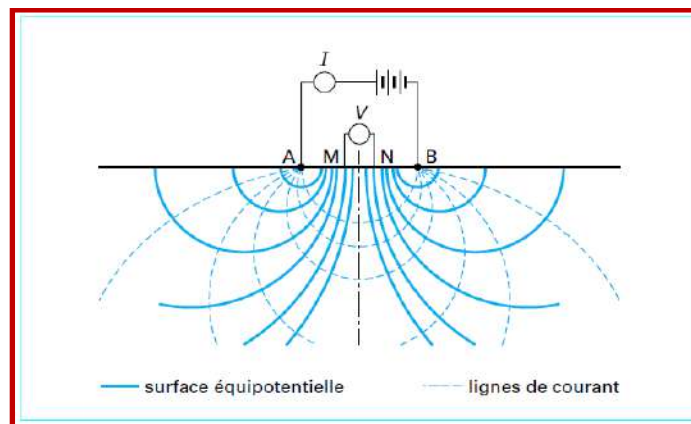


Figure IV.3 Description de la méthode de SCHLUMBERGER

- Prospection électrique par courant continu -

Les résultats obtenus sont donnés sous forme de profils indiquant les valeurs de la résistivité en fonction de la profondeur.

Cinq(5) sondages électriques de la méthode géophysique, ont été exécutés jusqu'à une profondeur de 40 m.

Ces sondages ont permis de reconnaître les différentes natures de terrains en fonction de la valeur de la résistivité.

Et qui ont confirmés les résultats données par les sondages carottés.

#### IV.4.4 ESSAIS EN LABORATOIRE

L'étude en laboratoire permet de déterminer les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques.

Ont été réalisés dans le laboratoire les essais physiques, mécaniques et chimiques suivants :

- Mesure de teneur en eau naturelle (**W**) et degré de saturation (**Sr**).
- Mesure de densité sèche ( **$\gamma_d$** ) et humide ( **$\gamma_h$** ).
- Analyse granulométrique et sédimentométrie.
- Limite d'Atterberg.
- Essai au bleu de méthylène(VBS).
- Essai de traction (essai Brésilienne).
- Essai de résistance à la compression.
- Essais de cisaillements à la boîte de Casagrande.
- Analyses chimiques (teneur en gypse, insolubles carbonate et sulfate).

(LES RESULTATS DES ESSAIS SONT DANS L'ANNEXE A)

##### \*-Analyse granulométrique et sédimentométrie :

1-Les essais de granulométrie effectués sur les échantillons d'argile sableuse graveleuse à montré que cette formation est de texture **fine**, dont les pourcentages des passants à **80 $\mu$**  sont varient entre 59 et 80%.

2-Le pourcentage(%) des passants à **80 $\mu$**  est compris entre 75 et 90 % pour les schistes altérés donc il s'agit d'une formation **fine**.

**IV.4.4 .2 Caractéristiques mécaniques des sols**

**IV.4.4 .2.1 Essai de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE**

La boîte de CASAGRANDE a été utilisée pour l'essai de cisaillement, et le bâti œdométrique de TERZAGHI pour l'essai de compressibilité.

Sondage		Cisaillement	
N°	Prof (m)	Cu (bars)	Øu (°)
1	3.5-4.0	0.26	13
	6.5-7.0	0.29	10
	10-10.5	0.32	11
2	2.0-2.5	0.30	11
	7.0-7.5	0.33	11
3	7.5-8.0	0.39	9.5
4	4.0-4.5	0.42	7
	6.0-6.5	0.4	8
5	4.5-5.0	0.46	7
	16.5-17.0	0.38	8.5
6	3.0-3.5	0.27	12.5
	6.0-6.5	0.39	9

**Tab. IV.2 Résultats des essais de cisaillement**

Par caractéristiques mécaniques de cisaillement, nous entendons la cohésion et l'angle de frottement interne qu'on déduit de l'essai de cisaillement.

\*- Les argiles sableuses et les schistes altérés ayant des caractéristiques mécaniques de cisaillement moyennes (cohésion et degré de frottement moyen).

**IV.4.4 .2.2 Essai de résistance à la compression simple :**

L'essai de la compression simple a été substitué à l'essai de cisaillement à la boîte pour déterminer les deux paramètres intrinsèque du sol, soient la cohésion et l'angle de frottement.

Les valeurs de la résistance à la compression simple  $R_c$  sont compris entre :

1. 32 et 48 MPa pour le conglomérat, qualifiant une formation moyenne à dur.
2. 17 et 20 MPa pour le schiste compact, qualifiant une formation moyenne.
3. 29 et 36 MPa pour le grès, qualifiant une formation moyenne.

Voir l'annexe A pour les résultats en détails.

## IV.5. LE MASSIF

### IV.5. 1 PROFIL GEOLOGIQUE DU MASSIF

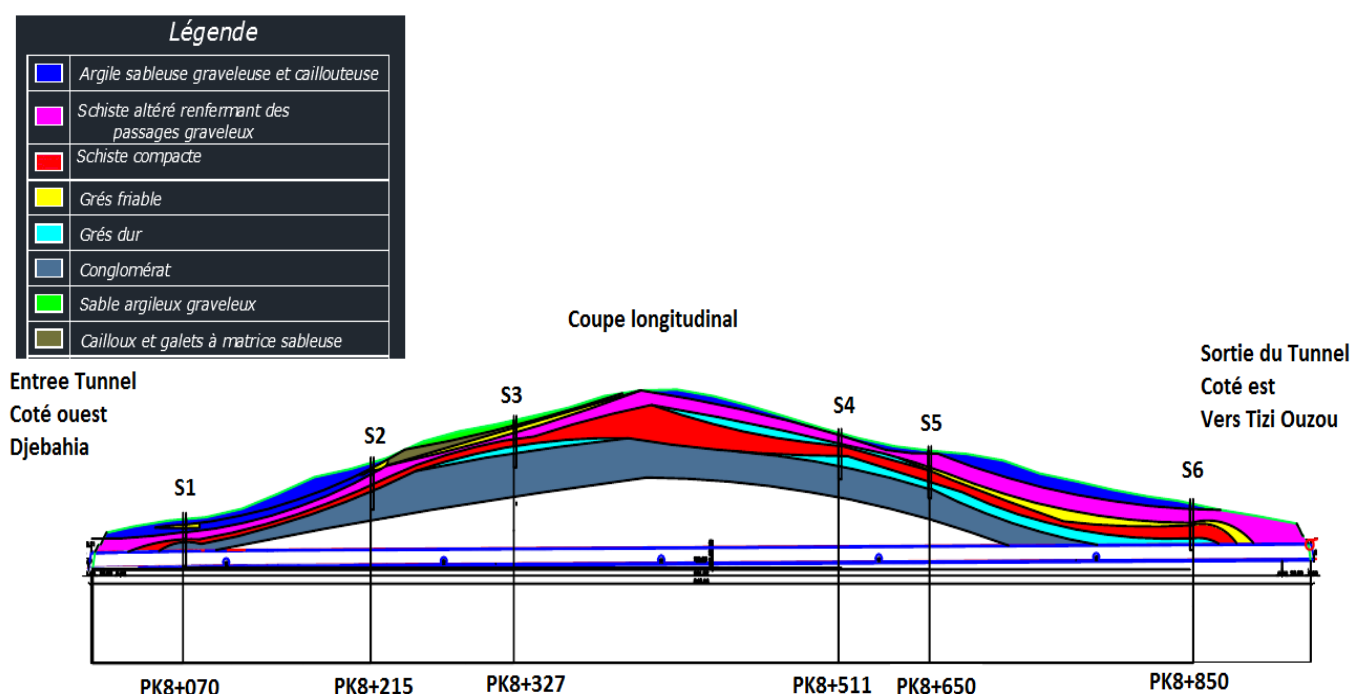


Figure IV.4 Coupe géologique et profil en long du tunnel

D'après les sondages effectués on a pu établir ce profil géologique, cependant vu que ces sondages ne dépassent pas 30m, on ne peut pas prévoir la nature du sol au delà de cette profondeur, mais l'étude doit être complétée par des spécialistes pour continuer le projet du tunnel.

Et on a vu bon de se limiter à une portion où on connaît sa nature lithologique.

### IV.5. 2 LA ZONE D'ETUDE

Notre zone d'étude se situe entre les PK 8+000 (l'entrée ouest du tunnel) et Le PK 8+100.

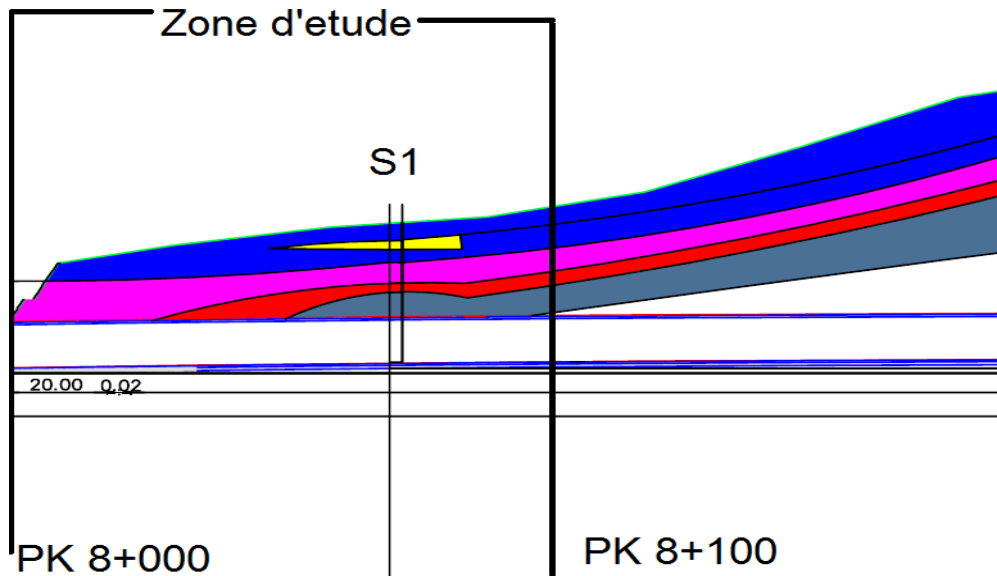


Figure IV.5 Localisation de la zone d'étude

A partir de la coupe on peut voir que la zone passe par trois terrains différents, de cela on découpe notre étude en trois parties.

### IV.5. 3 CARACTERISTIQUES DES SOLS TRAVERSEES

En allant de gauche à droite on rencontra :

1. **Terrain 1:** Des schistes altérés, d'après les essais effectués ont donnés ses caractéristiques mécaniques.
2. **Terrain 2:** Des schistes compact, ou seulement l'essai de compression simple a été effectué d'où le besoin d'avoir ses caractéristiques mécaniques.
3. **Terrain 3:** Conglomérat, ou seulement l'essai de compression simple a été effectué d'où le besoin d'avoir ses caractéristiques mécaniques.

#### IV.5.3 .1 RocLab pour déterminer les paramètres mécaniques

RocLab est un logiciel pour déterminer les paramètres de résistance de la masse rocheuse, basé sur la dernière version du critère de défaillance Hoek-Brown généralisée. RocLab fournit une implémentation simple et intuitive du critère de défaillance Hoek-Brown, permettant aux utilisateurs d'obtenir facilement des estimations fiables des propriétés de masse de roche et de visualiser les effets de la modification des paramètres de la masse rocheuse.

**Terrain 2: Rc=18.3 Mpa**

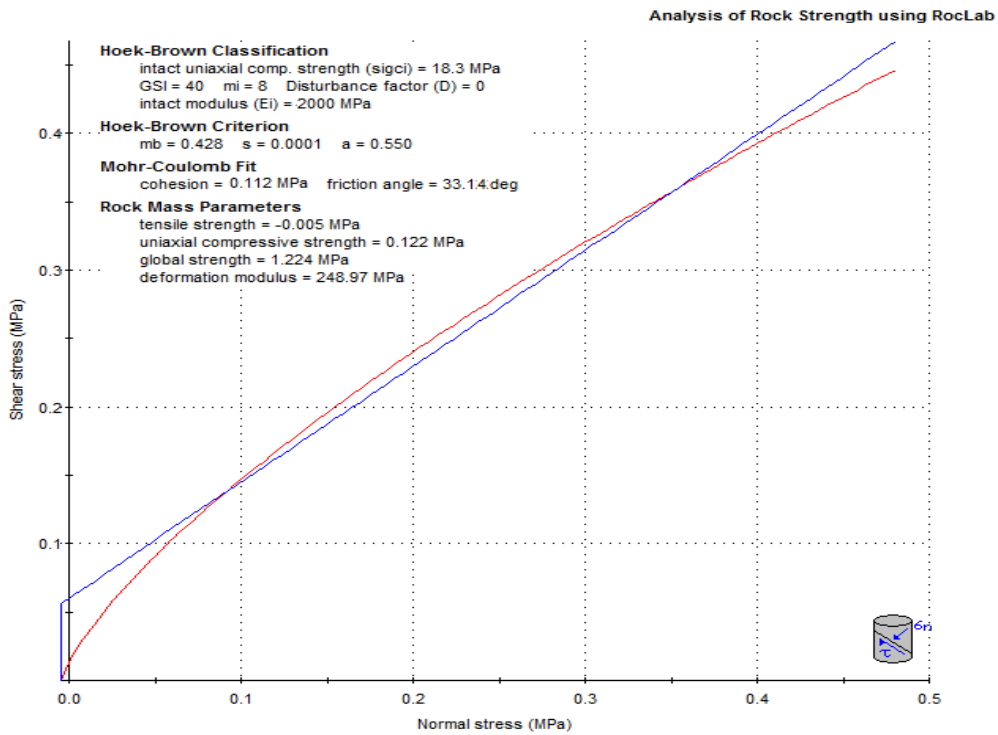


Figure IV.6 Courbe du Terrain 2 obtenu avec Roclab

**Terrain 3: Rc=41.5 Mpa**

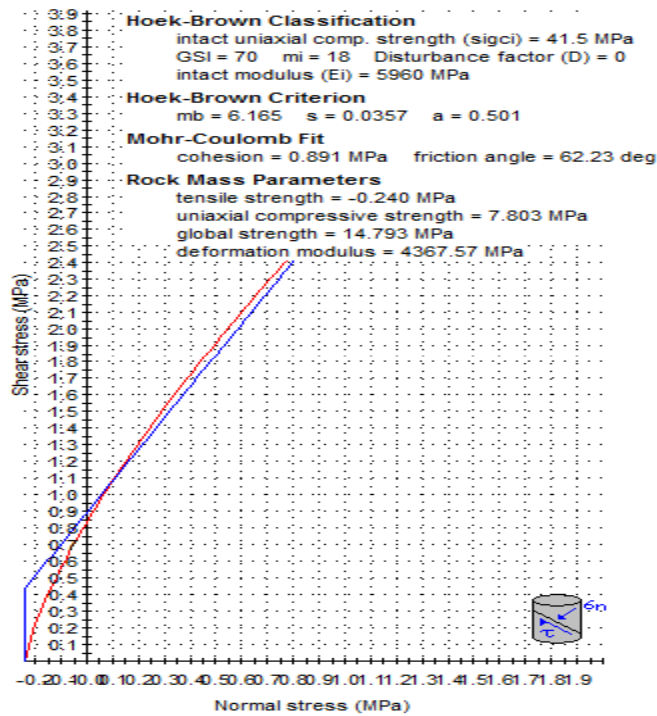


Figure IV.7 Courbe du Terrain 3 obtenu avec Roclab

Terrain et sa nature	PK	Variation de la profondeur (m)	Module de Young (E) Mpa	Cohésion C (Kpa)	Angle de frottement $\phi$ (°)
T1 : Schiste altéré	8+000-8+025	12 à 15	1000	32	11
T2 : Schiste compacte	8+025-8+047	15 à 20	2000	112	33.14
T3 : Conglomérat	8+047-8+100	20 à 25	6000	891	62.23

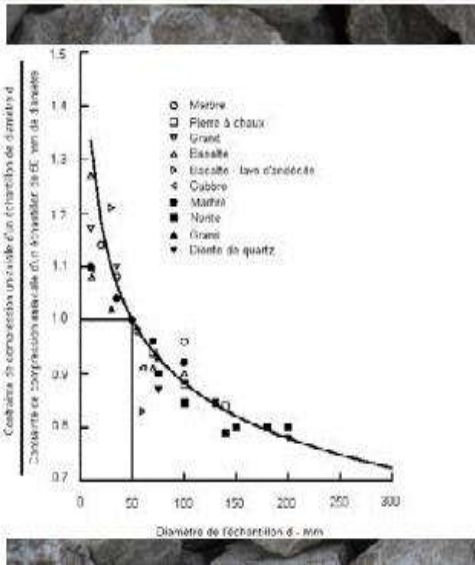
Tab IV.3 Récapitulatif des trois terrains

#### IV.6 CONCLUSION

L'investigation géotechnique est une étape primordiale dans le déroulement d'un projet car l'interprétation des divers essais in situ et en laboratoire permet d'aboutir à une caractérisation des paramètres mécaniques des différentes unités identifiées par le relevé géologique, ce qui est nécessaire pour les phases de calculs.

Ainsi nous avons présenté dans ce chapitre les principaux essais effectués in situ et en labo, pour la reconnaissance du terrain ou le tunnel était prévu d'y être, Cependant ces données ne sont complet et ne permettent pas de connaître la nature mécanique des différents couche de sol, et heureusement qu'il y a de nos jours l'outil informatique pour compenser ce manque, de ce fait on a fait recours au logiciel Roclab, qui nous a donné ces paramètres manquant.

Nous avons aussi déterminé dans ce chapitre la zone d'étude qu'on va aborder dans les chapitres qui suivent.



## CHAPITRE 5

# CLASSIFICATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

## CHAPITRE V

### CLASSIFICATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

#### V.1. INTRODUCTION

A partir de la classification des massifs rocheux il existe plusieurs méthodes pour le pré-dimensionnement des ouvrages souterrains, ces méthodes se basent sur différents paramètres géologiques géotechniques, le système le plus ancien est celui de Terzaghi, autres classifications ont été proposées ultérieurement, soit le RQD (Rock Quality Designation) de DEERE, le système-RMR de BIANIAWSKI, le système-Q de BARTON et autres. Ces méthodes de classifications proviennent d'une série d'observation des projets déjà réalisés, donc sur l'expérience acquise antérieurement.

Dans ce chapitre nous allons nous baser sur la méthode de Z.BIENIAWSKI afin de classer notre massif rocheux et choisir et déterminer la méthode de creusement et un pré-soutènement type.

#### V.2. PRESENTATION DE LA METHODE DE Z.BIENIAWSKI

Le système rock mass rating (RMR) a été développé par BIENIAWSKI (1973) qui s'est basé sur son expérience dans la construction des tunnels, celle-ci a connu plusieurs mise a jour, la dernière version est celle de 1989 et c'est cette dernière qu'on va utiliser.

Le système de classification RMR (Rock Mass Rating) évalue le massif rocheux en considérant 6 critères. Un certain nombre de points en suite est attribué à chacun de ces critères. Pour avoir à la fin une valeur pour le RMR qui varie de 0 a 100 selon la qualité du terrain.

Les différents paramètres du RMR sont :

- ❖ la résistance à la compression uni-axiale de la roche
- ❖ la valeur de l'indice RQD pour la masse rocheuse.
- ❖ l'espacement des discontinuités de la roche.
- ❖ La Nature des discontinuités de la roche.
- ❖ les conditions hydrauliques.
- ❖ l'orientation des discontinuités.

Les intervalles des notes de chaque paramètre est résumé dans le tableau suivant :

Paramètres		Points - RMR						
Résistance de la roche	Résistance à la compression (MPa)	<1	1 à 5	5 à 25	25 à 50	50 à 100	100 à 250	>250
	Résistance à une charge ponctuelle (MPa)	-	-	-	1 à 2	2 à 4	4 à 10	>10
	Note	0	1	2	4	7	12	15
Qualité de la roche	RQD	<25%	25 - 50%	50 - 75%	75 - 90%	90-100%		
	Note	3	8	13	17	20		
Espacement des Joints	Espacement	< 6cm	6 - 20 cm	20 - 60 cm	0.6 - 2m	> 2 m		
	Note	5	8	10	15	20		
conditions d'état des joints	Longueur	< 1	1 à 3	3 à 10	10 à 20	> 20		
	Note	6	4	2	1	0		
	Ouverture (mm)	fermé	< 0.1	0.1 - 1	1.0 - 5.0	> 5		
	Note	6	5	4	1	0		
	Rugosité	Très RUG	RUG	RUG Légère	Lisse	Polé		
	Note	6	5	3	1	0		
	Remplissage	aucun	<5mm dur	>5mm dur	<5mm Mou	>5mm Mou		
	Note	6	4	2	2	0		
	Altération	Pas Altéré	Peu Altéré	Alt Modéré	Très Altéré	Décomposé		
	Note	6	5	3	1	0		
conditions hydrogéologique	débit en l/min/10m de tunnel	0	0 - 10	10 - 25	25 - 125	>125		
	Note	15	10	7	4	0		
Orientation des joints	Orientation	défavorable	moyenne	favorable	très favorable			
	Note	-10	-5	-2	0			

Tab V.1 Classification de BIENIAWSKI

Note globale	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
<b>Classe de rocher et descriptions</b>	I Très bon rocher	II Bon rocher	III Rocher moyen	IV Rocher médiocre	V Rocher très médiocre
<b>Temps de tenue moyen</b>	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 minutes pour 0,5m de portée

Tab V.2 Classe de roche et temps de tenu moyen

Après la détermination de la classe de roche, on détermine le mode d'excavation et le mode de soutènement

Classe de RMR	Mode d'excavation	Mode de soutènement		
		Boulons d'ancrage	Béton projeté	Cintres métallique
1	Creusement à pleine section Pas d'avancement : 3m	Généralement pas nécessaire		
2	Creusement à pleine section Pas d'avancement : 1,5-3m Soutènement complet à 20m du front	Espacement : 1,5-2,0m Occasionnellement treillis soudé en voûte	50mm en voûte si nécessaire	Non rentable
3	Creusement en demi section Pas d'avancement : 1,5-3m en demi section supérieure Soutènement mis en place à une distance inférieure à 20m du front	Espacement : 1,0-1,5m Treillis soudé+30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100mm en voûte et 50mm sur les piédroits Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers avec un espacement de 1,5-2,0m
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	Espacement : 0,5-1,0m Treillis soudé+30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150mm en voûte et 100mm sur les piédroits Treillis soudé et boulons de 1,5 à 3m d'espacement	Cintres moyens+ 50mm de béton projeté avec un espacement de 0,7-1,5m
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	Non recommandé	200mm en voûte et 150mm sur les piédroits Treillis soudé, boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement avec un espacement de 0,7m

Tab V.3 Excavation et mode de soutènement

### V.3. APPLICATION SUR NOTRE PROJET

Pour classer le sol et déterminer son soutènement provisoire, on s'est basé sur le logiciel RMR disponible en ligne sur le site du CETU: (Lien <http://www.outils-cetu.fr/didactu/tunnel/dimensionnement/empiriques/bieniawski/Calcul.php>)

**1. Terrain 1 : (Schiste altéré renfermant des passages graveleux)**

Paramètres liés au massif									
Résistance de la roche à la compression :		5-25 MPa							
R.Q.D (classification de Deere) :		< 25%							
Espacement des joints :		200-600 mm							
Nature des joints :		Surfaces lustrées ou remplissage < 5 mm ou Joint ouvert 1 à 5 mm, Joints continus							
Venues d'eau (p° d'eau/ contrainte principale) :		0,2 - 0,5							
Orientation des joints :		Pendage 0° - 20°							
Type de soutènement							RMR	Classe de la roche	Temps de tenue moyenne (sans soutènement)
Boulons d'ancrages (1)		Béton projeté			Cintres Métallique				
Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacement			
0,5 - 1,0 m	Treillis soudé + 30 - 50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	Treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espacement	cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0,7 - 1,5 m	24	IV- Rocher médiocre RMR: 21-40	5 heures pour 1,5m de portée

**Mode d'excavation : Classe de la roche IV**

Creusement en demi section, Pas d'avancement : 1,5-3m en demi section supérieure Soutènement mis en place au fur et a mesure de l'avancement a une distance inférieure a 10m du front.

**2. Terrain 2 : (Schiste compact)**

Paramètres liés au massif	
Résistance de la roche à la compression :	5-25 MPa
R.Q.D (classification de Deere) :	< 25%
Espacement des joints :	200-600 mm
Nature des joints :	Surfaces légèrement rugueuses, Epaisseur < 1 mm, Epontes non altérées
Venues d'eau (p° d'eau/ contrainte principale) :	Surfaces légèrement rugueuses, Epaisseur < 1 mm, Epontes non altérées
Orientation des joints :	Pendage 0° - 20°

Type de soutènement							RMR	Classe de la roche	Temps de tenue moyenne (sans soutènement)
Boulons d'ancrages (1)		Béton projeté			Cintres Métallique				
Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piedroits	Complément de soutènement	Type	Espacement			
1,0 - 1,5 m	Treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	cintres légers	1,5 - 2,0 m	50	III- Rocher moyen RMR: 41-60	1 semaine pour 3m de portée

**Mode d'excavation : Classe de la roche III**

Creusement en demi section, Pas d'avancement : 1,5-3 en demi section supérieure Soutènement mis en place au fur et a mesure de l'avancement a une distance a 20m du front.

**3. Terrain 3 : (Conglomérat)**

Paramètres liés au massif	
Résistance de la roche à la compression :	25-50 MPa
R.Q.D (classification de Deere) :	75%-90%
Espacement des joints :	0,6-2 m
Nature des joints :	Surfaces légèrement rugueuses, Epaisseur < 1 mm, Epontes non altérées
Venues d'eau (p°d'eau/ contrainte principale) :	< 0,1
Orientation des joints :	Pendage 0° - 20°

Type de soutènement							RMR	Classe de la roche	Temps de tenue moyenne (sans soutènement)
Boulons d'ancrages (1)		Béton projeté			Cintres Métallique				
Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piedroits	Complément de soutènement	Type	Espacement			
1,5 - 2,0 m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50 mm	néant	néant	non rentable		66	II-Bon rocher RMR: 61-80	6 mois pour 4m de portée

**Mode d'excavation : Classe de la roche III**

Creusement a pleine section, Pas d'avancement : 1,5-3 soutènement complet a 20m du front.

**V.4. SOUTÈNEMENT RETENU SELON BIENIAWSKI**

En suivant la méthode de BIENIAWSKI on peut retenir le soutènement suivant :

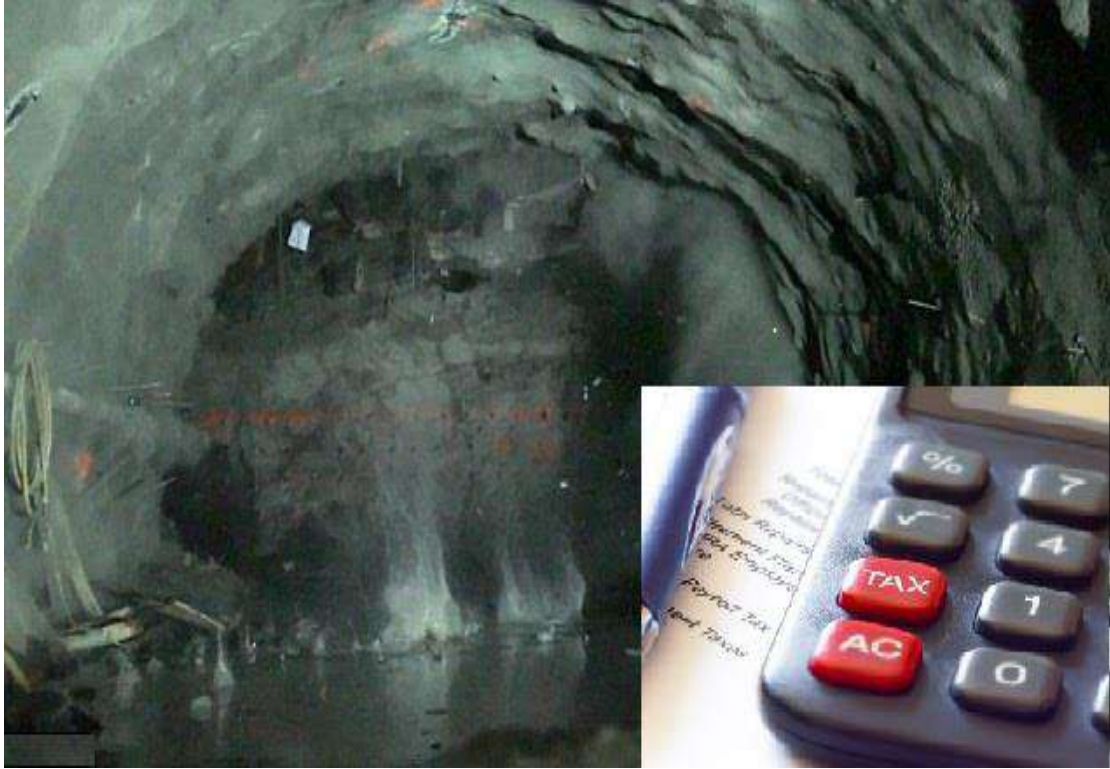
- **T1:** Cintre HEB180 espacé de 1m+ 30 cm de béton projeté.
- **T2:** Cintre HEB120 espacé de 1,5 +15cm de béton projeté.
- **T3:** 5cm de béton projeté.

On note qu'il n'y a pas de cintre et peu de volume de béton projeté dans le terrain 3, on explique ça par ça cohésion très élevée.

**V.5. CONCLUSION**

Dans ce chapitre on a présenté la méthode BIENIAWSKI pour la classification des roches et le pré-dimensionnement, et on l'a appliqué sur notre zone d'étude, pour déterminer le pré-soutènement et le mode d'excavation de chaque terrain.

Cependant ces deux paramètres doivent être vérifié et pourront être changé si c'est nécessaire, et c'est qu'on va voir dans les chapitres suivant.



## CHAPITRE 6

# EVALUATION DES CHARGES

**CHAPITRE VI**

**EVALUATION DES CHARGES**

**VI.1. INTRODUCTION**

L'évaluation et le calcul des charges appliquées au revêtement et au soutènement est l'un des problèmes majeur du dimensionnement, cela est due à l'absence d'une méthode précise. Les principales charges proviennent de la poussée des éléments constituant le terrain.

Cette étape d'évaluation des charges s'avère nécessaire pour pouvoir dimensionner l'ouvrage que ce soit le soutènement provisoire ou le revêtement définitif.

**VI.2. TYPES ET ORIGINES DES PUSSEES SOUTERRAINES**

**VI.2.1 PUSSEE DE DETENTE OU DE DISLOCATION**

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 ou de la roche.

En raison de l'affaissement de la calotte provoqué par la pression, la masse de roche située au-dessus de l'excavation a une tendance à l'affaissement et si le haut de l'excavation n'est pas soutenu, ceci provoquera le détachement progressif du rocher de la masse principale.

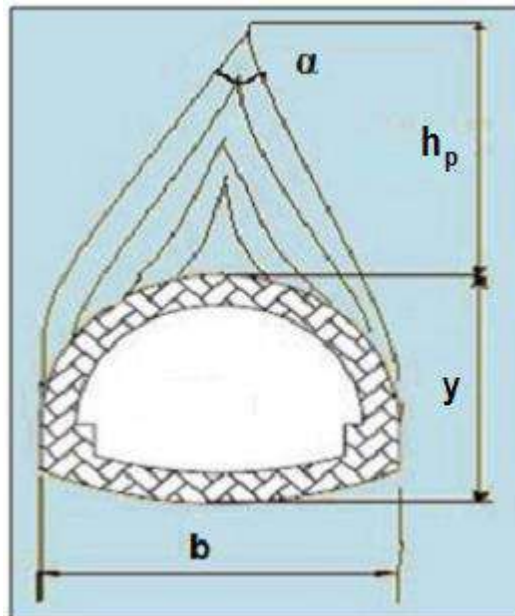


Figure VI. 1 Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant un souterrain

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 avec le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les cotés du triangle forment un angle ( $\alpha$ ).

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

$$hp = \frac{y}{2 \tan \frac{\alpha}{2}} = \frac{b}{2 \sin(\emptyset)}$$

Avec :

y : hauteur de couverture.

b : la largeur de l'excavation.

$\alpha$  : angle au sommet de profil d'équilibre.

$\emptyset$ : angle de frottement interne.

### VI.2.2 POUSSEE GEOLOGIQUE (poussée souterraines réelles)

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 ou, 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.

Enfin c'est dans quelques roches argileuses ou délitées, que 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 provoquant une augmentation de volume par rapport d'eau.
- Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates.

### VI.2.3 POUSSEE DUE AU GONFLEMENT

Dans quelques roches argileuses ou délitées, ainsi que dans les argiles proprement dites, que nous retrouvons, sous certaines conditions, la dernière forme de la poussée souterraine, la poussée due au gonflement.

Selon TERZAGHI, de tels gonflements sont provoqués, comme dans les argiles, par la détente des roches possédant des propriétés particulières. Des environs soumis a des charges élevées, l'eau s'écoule en direction des masses détendues (déplacement de l'eau interstitielle), ce qui entraine leur gonflement, mais diminue leur résistance et accroît leur compressibilité, et parmi les causes chimiques pouvant être a l'origine de la poussée résultant du gonflement, la plus connue est due a la transformation de l'anhydrite(CaSo4) en gypse, au contact de l'eau.

### VI.3 CALCUL DES CHARGES

#### VI.3.1 CONTRAINTE VERTICALE

##### VI.3.1 .1 Méthode de poids des terres

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage. L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i \cdot h_i$$

T1 :

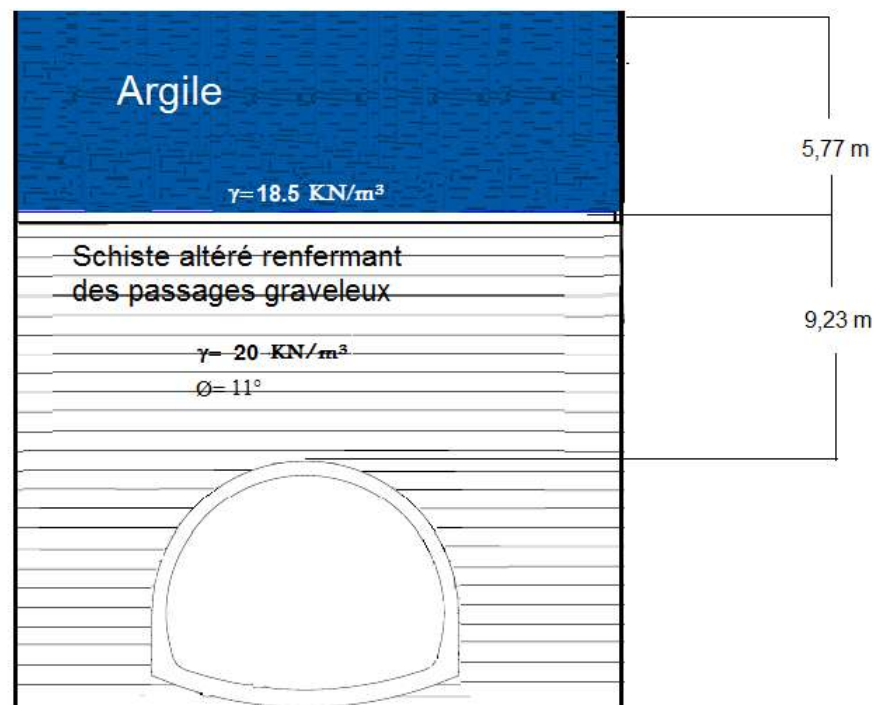


Figure VI.2 Coupe de stratification Terrain 1

$$\sigma_v = 18,5 \times 5,77 + 20 \times 9,23$$

$$\sigma_v = 291,34 \text{ KPa}$$

T2 :

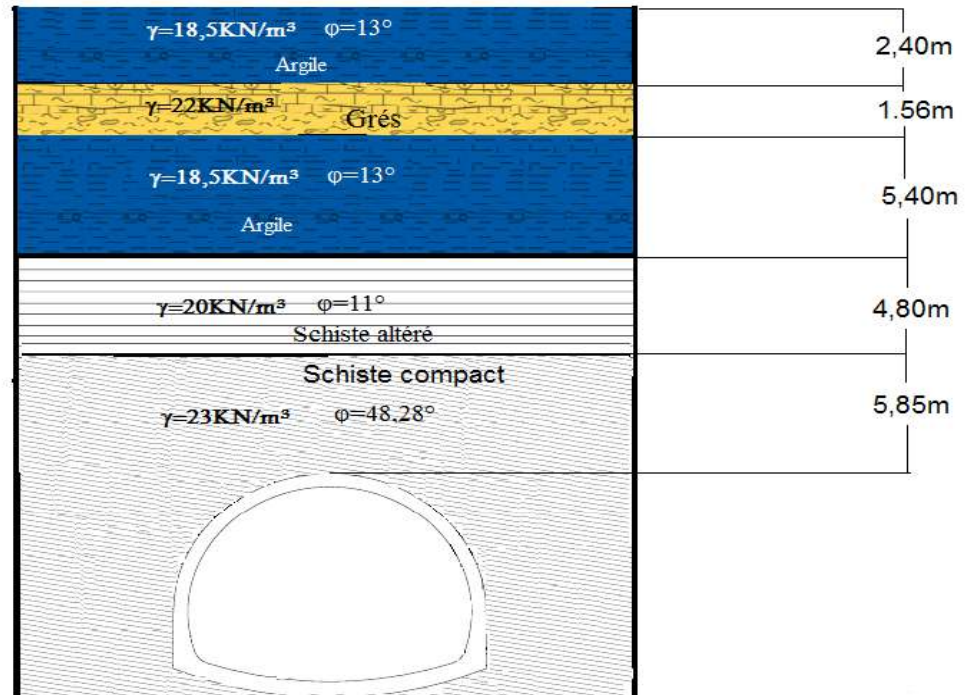


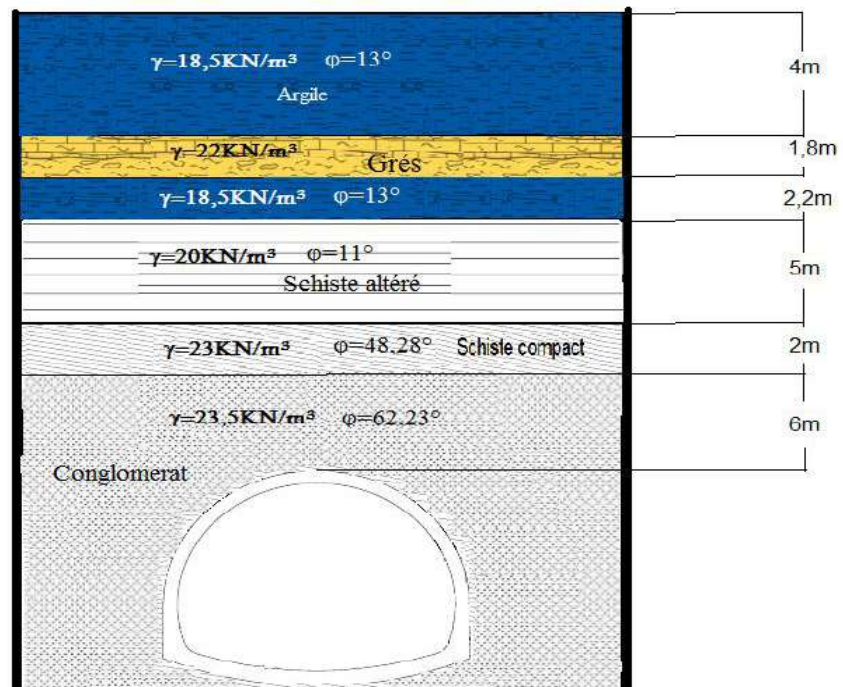
Figure VI.3 Coupe de stratification Terrain 2

$$\sigma_v = 18,5 \times 7,80 + 22 \times 1,56 + 20 \times 4,80 + 23 \times 5,85$$

$$\sigma_v = 409,17\text{KPa}$$

T3 :

Figure VI.4 Coupe de stratification Terrain 3



$$\sigma_v = 18,5 \times 6,20 + 22 \times 1,80 + 20 \times 5 + 23 \times 2 + 23,5 \times 6$$

$$\sigma_v = 441,3 \text{ KPa}$$

Terrain	T1	T2	T3
$\sigma_v$	291.34	409.17	441.3

Tab VI.1 Récapitulatif des résultats méthode poids des terres

### VI.3.1 .2 Méthode de TERZAGHI

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion cependant sa validité a été étendue aux terrains cohérents.

TERZAGHI admet que la masse de sol qui entoure la galerie se déplace déjà lors de l'excavation, et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement. Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition.

Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravée par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$  agissant le long des plans de glissement.

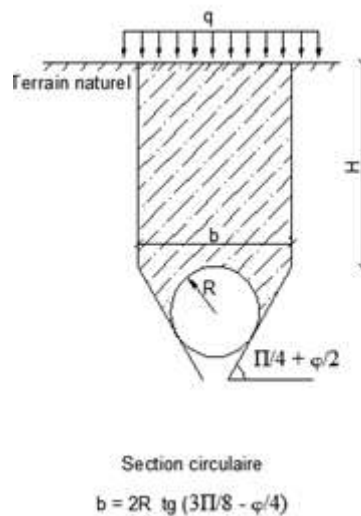


Figure VI.5 hypothèses de base de la théorie de la poussée souterraine de TERZAGHI

Ainsi la valeur de la charge verticale  $P_v$  est donnée par la formule :

$$P_v = \frac{yb - 2C}{2tg\phi} \left( 1 - e^{-\frac{2Htg(\phi)}{b}} \right)$$

Pour un tunnel de section circulaire (On suppose que notre tunnel est de section circulaire) :

$$b = 2R \operatorname{tg} \left( \frac{8\pi}{3} - \frac{\phi}{4} \right)$$

Application au projet:

Terrain	T1	T2	T3
$\phi$	11	48.28	62.23
b	28.83	19.73	17.37
C	32	112	891
Hp	15	20	21
y	22.5	23	23.5
yb	648.67	463.65	408.22
Pv	296.84	91.17	-357.31

Tab VI.2 Récapitulatif résultats méthode de TERZAGHI

**NB:** Pour le terrain 3, la méthode de TERZAGHI donne des valeurs négatives, on explique ça par la reprise des charge due a la cohésion du terrain, en fait il faut appliquer des surcharges supérieurs a la valeur donnée pour que le sol ou le soutènement commencent à reprendre les charges.

VI. 3.1.3 Charge vertical ascendante en radier

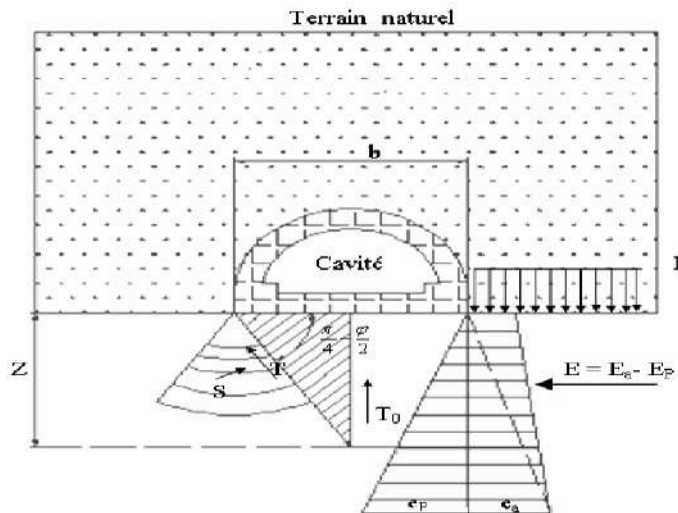


Figure VI.6 Méthode de TSIMBAREVITCH

❖ A une profondeur z sous le radier, la valeur de la poussée des terres (Poussé active) est

$$E_a = (p + \gamma Z) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2C \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \text{ Avec } p = P_v$$

❖ A la même profondeur Z, la grandeur de la butée des terres (poussée passive)

$$\text{sera : } E_p = Z\gamma \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + 2C \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\text{Pour } E_a = E_p \text{ on aura : } Z = \frac{2C(\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) - P K_a}{\gamma(K_a - K_p)}$$

Avec :

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) : \text{Coefficient de poussée du terrain.}$$

$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$  : Coefficient de butée du terrain.

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

$$E = E_a - E_p = \frac{\gamma Z}{2}(Z + 2H)K_a - \frac{1}{2}\gamma Z^2 K_p$$

Cette résultante peut être décomposée en deux composantes :

$$T = E \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$S = E \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts venant des deux côtés on obtient une résultante  $T_0$  :

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

La résultante exerce son action suivant l'axe centrale verticalement, cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une charge q soit par une forme contre voûte du radier, la charge doit être répartie sur la longueur Y, calculée par la formule suivante :

$$Y = \frac{Z}{\sqrt{K_a}}$$

On aura donc la contrainte sous le radier :  $\sigma = \frac{T_0}{Y}$

**Application :**

En ce qui concerne notre projet on ne va calculer la charge ascendante verticale que pour le premier terrain les autres ont des caractéristiques qui garantissent le non soulèvement du radier.

**Tab VI.3 Charge vertical ascendante au radier**

	$\sigma_0(KPa)$	H(m)	Ka	Kp	Z(m)	E(KPa)	$T_0(KPa)$	Y(m)	$\sigma (KPa)$
<b>T1</b>	<b>584.42</b>	<b>27</b>	<b>0.68</b>	<b>1.47</b>	<b>25.45</b>	<b>4756.93</b>	<b>3921.31</b>	<b>30.86</b>	<b>127.05</b>

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer :

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

$$\sigma_{lim} = 340.18KPa$$

**VI.3.2 CONTRAINTE HORIZONTALE**

On applique la méthode de TERZAGHI pour les roches:

On a :

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{\nu}{1-\nu} \quad (\text{Seulement en cas des roches})$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de poisson

Pour les valeurs du coefficient on prend comme suit :

T1:  $\nu = 0.38$

T2 :  $\nu = 0.32$

T3 :  $\nu = 0.25$

**Tab VI.4** Contrainte horizontale

Terrain	T1	T2	T3
$\sigma_h(\text{KPa})$	<b>181.93</b>	<b>42.90</b>	//

**NB :** Pour le 3eme terrain la contrainte est négative comme pour le cas de la contrainte verticale cela est due à la cohésion élevée.

**VI.4 CONCLUSION**

On a opté pour l'utilisation de la méthode de TERZAGHI et la méthode des poids des terres, et la méthode de TSIMBARIÉVITCH pour évaluer les pressions agissantes au niveau du radier.

On constat que la méthode des de TERZAGHI n'est pas applicable pour les tunnels de faible profondeur.

Les charges calculées dans ce chapitre seront utilisées pour la vérification du soutènement tiré du chapitre précédent.



## CHAPITRE 7

# CONVERGENCE-CONFINEMENT

## CHAPITRE VII

## CONVERGENCE CONFINEMENT

## VII.1. INTRODUCTION

La méthode de convergence-confinement permet d'analyser l'interaction entre le massif et le soutènement par opposition aux anciennes méthodes qui remplaçaient le massif par un système de charges agissant a priori sur le soutènement ou qui ne considéraient pas les phases d'excavation. C'est une méthode de dimensionnement de tunnels simple pour tenir compte des conditions de mise en œuvre du soutènement derrière le front de taille au prix d'une simplification des lois de comportement et d'une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif.

Dans ce qui suit on va présenter l'étude du terrain I, l'étude des deux autres terrains sera présentée dans l'annexe B.

## VII.2. PRINCIPE DE LA METHODE

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope  $P$ . Le déplacement radial  $u$  des parois de la galerie non encore excavée est évidemment nul.

•Pour modéliser l'excavation de la galerie, nous supposons d'abord la cavité remplie d'un liquide à une pression  $P_i$  correspondant à l'état initial isotrope  $P$ .

**Comportement du massif**

Ensuite, en diminuant la pression  $P_i$ , on provoque un déplacement radial  $u$  correspondant à la décompression du massif. Cette pression  $P_i$  est diminuée depuis la valeur  $P$  jusqu'à la pression nulle. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe de pression déplacement est linéaire du point A au point B. Dans un second temps, lorsque le critère de résistance du matériau du massif est atteint sur les parois de la cavité, une zone décomprimée apparaît autour du tunnel. Elle s'étend vers l'intérieur du massif au fur et à mesure que la pression  $P_i$  décroît. C'est la portion BC de la courbe. La courbe ABC est appelée courbe caractéristique du massif excavé.

**Comportement du soutènement**

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure  $P_i$  qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur  $u_{s0}$  pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

L'équilibre final

Qui permet de déterminer la pression de soutènement, est obtenu en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique. Le point d'intersection i définit alors le point d'équilibre.

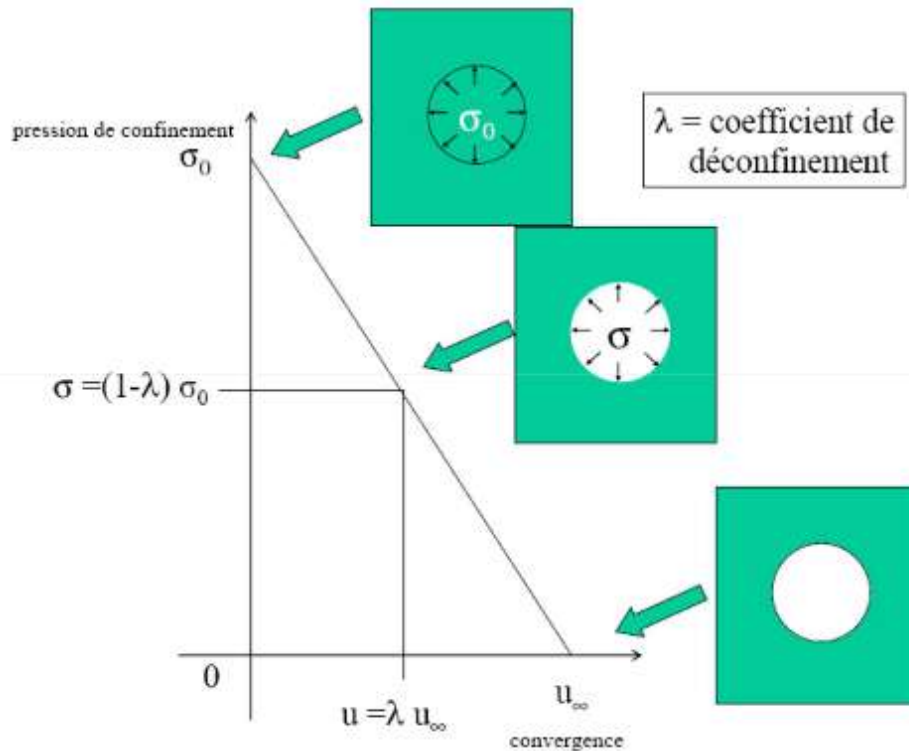


Figure VII.1 Les étapes de dé-confinements

**VII.3. HYPOTHESES DE LA METHODE**

La méthode convergence-confinement utilise les hypothèses suivantes :

- Tunnel de section circulaire (avec D, diamètre équivalent de l'excavation).
- Massif homogène et isotrope.
- Contraintes initiales homogènes et isotropes  $\sigma^0$ .
- Le soutènement est supposé exercer une pression radiale uniforme sur les parois de l'excavation.
- Le tunnel est d'une profondeur supérieure à 4 son rayon d'excavation.

**NB:** Dans la réalité les hypothèses de bases sont rarement toutes vérifiées, néanmoins l'approche est valable pour obtenir des " ordres de grandeurs" d'épaisseur de soutènement.

## VII.4. TRACE DE LA COURBE CONVERGENCE-CONFINEMENT

### VII.4.1 COURBE CARATCTERISTIQUE DU TERRAIN

Les Données du terrain:

- ❖ Module d'élasticité des Schiste altéré E=1000 MPA
  - ❖ Rayon d'excavation R=6,80m
- (Le rayon d'excavation a été calculé a l'aide du logiciel AUTOCAD  $S=145m^2 \rightarrow R=6.80m$ )
- ❖ Cohésion C=32KPA
  - ❖ Angle de frottement  $\varphi = 11^\circ$
  - ❖ Masse volumique  $\gamma = 20Kn/m^3$
  - ❖ Coefficient de poisson  $\vartheta = 0,38$
  - ❖ Charge verticale  $\sigma_0 = 291,34KPA$

Le Calcul :

- ❖ Résistance à la compression

$$R_c = \frac{2C \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = \frac{2 * 32 * \cos(11)}{1 - \sin(11)} = 77,63 \text{ KPA}$$

- ✚ Coefficient de butée

$$K_p = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = \frac{1 + \sin(11)}{1 - \sin(11)} = 1,47$$

- ✚ La nature de milieu

Si  $\sigma_0 < R_c/2$  le creusement n'entraîne que des déformations élastiques, la courbe caractéristique du terrain est une droite qui recoupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse :

$$\mu_e = \frac{1 + \vartheta}{E} \sigma_0 R$$

Si  $\sigma_0 > R_c/2$  le début de la déformation s'opère de façon élastique, comme dans le cas précédent, tant que la pression fictive du soutènement reste supérieure à Pa, la pression d'apparition d'une zone en état limite de rupture à la paroi de l'excavation.

Lorsque  $p$  est inférieur à  $P_a$ , il se développe autour de la cavité une zone en état limite de rupture, nous appellerons  $r_p$  son rayon, lorsque  $p$  diminue,  $r_p$  augmente.

**NB** : Pour le terrain 1 on est dans le 2ème cas ou  $\sigma_0 > R_c/2$

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin(\varphi)) - C \cos(\varphi) = 291,34 * (1 - \sin(11)) - 32 * \cos(11) = 204,33 \text{ KPA}$$

✚ Le taux de dé confinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{291,34 - 204,33}{291,34} = 0,299$$

✚ Le déplacement de la paroi à l'apparition

$$\mu_a = \lambda_a * \mu_e = \lambda_a * \frac{1 + \vartheta}{E} * \sigma_0 * R = 0,29 * \frac{1 + 0,38}{1000} * 291,34 * 6,80 = 0,81 \text{ mm}$$

✚ Calcul de déformation

$$\mu(\lambda) = \frac{1 + \vartheta}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{\alpha + 1} \left[ 2 \left( \frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{\alpha+1} + \alpha - 1 \right] R$$

Ou  $\alpha = 1$  car les déformations se font à volume constant

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

Avec  $K_p = 1,47$ ,  $\alpha = 1$  et  $\lambda \in [\lambda_a; 1]$  on aura :

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[ \frac{0,84}{1,04 - \lambda} \right]^{2,12}$$

Et

$$\mu(\lambda) = 0,81 \left[ \frac{r_p(\lambda)}{R} \right]^2 \text{ mm}$$

On aura donc

Tableau VII. 1 Caractéristiques du terrain

<b><u>Courbe caractéristique du terrain</u></b>				
$\lambda$	rp ( $\lambda$ ) (m)	$\mu$ ( $\lambda$ ) (mm)	$\sigma$ (En piédroits) (Mpa)	$\sigma$ (En voûte) (Mpa)
0,000	6,800	0,00	0,314	0,314
0,291	6,800	0,86	0,223	0,223
0,321	7,165	0,95	0,214	0,214
0,351	7,559	1,06	0,204	0,205
0,381	7,986	1,18	0,195	0,196
0,411	8,449	1,32	0,185	0,187
0,441	8,953	1,49	0,176	0,178
0,471	9,503	1,68	0,166	0,169
0,501	10,103	1,89	0,157	0,160
0,531	10,762	2,15	0,148	0,152
0,561	11,485	2,45	0,138	0,143
0,651	14,142	3,71	0,110	0,117
0,681	15,230	4,30	0,100	0,109
0,711	16,447	5,02	0,091	0,101
0,741	17,812	5,89	0,082	0,093
0,771	19,351	6,95	0,072	0,085
0,801	21,093	8,25	0,063	0,077
0,831	23,077	9,88	0,053	0,070
0,861	25,348	11,92	0,044	0,062
0,951	34,539	22,13	0,015	0,043
0,981	38,712	27,80	0,006	0,038
1,000	41,798	32,41	0,000	0,035

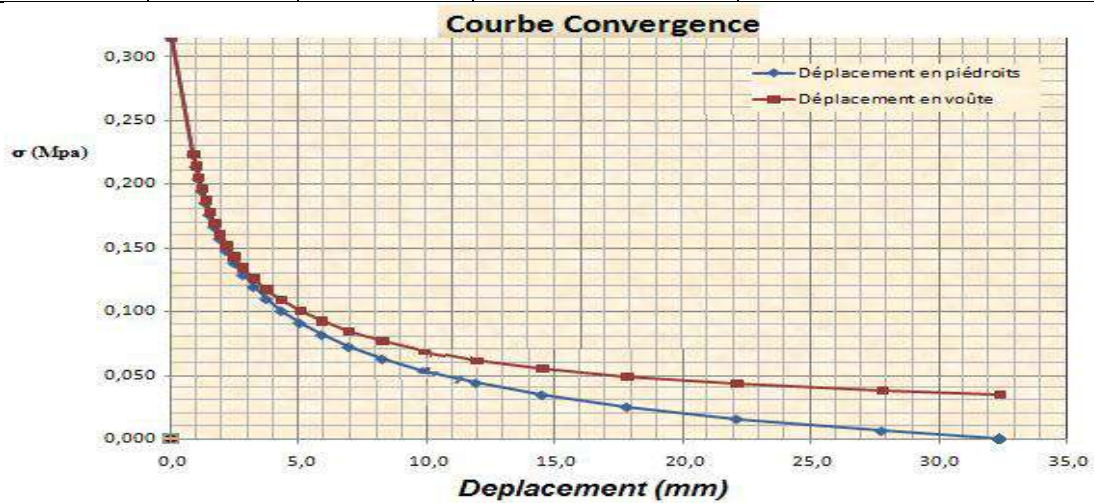


Figure VIII.2 Courbe caractéristique du terrain 1

## VII.4.2 COURBE CARATCTERISTIQUE DU SOUTENEMENT

### Cintre métallique :

#### Caractéristique de cintre HEB180 :

- ❖ Section  $A_c = 65,3 \text{ cm}^2$
- ❖ Module de Young de l'acier  $E_c = 210000 \text{ MPA}$
- ❖ Limite d'élasticité  $\sigma_e = 235 \text{ MPA}$
- ❖ Espacement des cintres  $a = 1\text{m}$

### VIII.4.1.2. Méthode de calcul

- ✚ Raideur de cintre

$$K_c = \frac{E_c * A_c}{a * R} = \frac{210000 * 65,3}{1 * 6,80} * 10^{-4} = 201,66 \text{ MPA}$$

- ✚ Pression maximale de cintre

$$P_{cmax} = \frac{\sigma_e * A_c}{a * R} = \frac{235 * 65,3}{1 * 6,80} * 10^{-4} = 0,23 \text{ MPA}$$

- ✚ Déplacement de cintre

$$\mu_{max} = \frac{P_{cmax} * R}{K_c} + \mu_d = \frac{0,23 * 6,80}{201,66} * 10^3 + 10,4 = 17,15 \text{ mm}$$

Tableau VII.2 Caractéristiques du soutènement avec HEB180

$P_c \text{ (MPA)}$	$\mu \text{ (mm)}$
0	9,4
0,23	17,15

## VIII.4.2. Béton projeté

### VIII.4.2.1. Caractéristique de béton

- ❖ Epaisseur  $e_p = 30\text{cm}$
- ❖ Résistance à la compression  $f_{c28} = 25\text{MPA}$
- ❖ Module d'élasticité  $E_b = 10818,86 \text{ MPA}$
- ❖ Coefficient de poisson  $\vartheta = 0,2$
- ❖ Limité d'élasticité à l'ELS  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPA}$

**VIII.4.2.2. Méthode de calcul**

✚ Raideur de béton

$$K_b = \frac{E_b * e}{(1 - \nu^2)R} = \frac{10818,86 * 30}{(1 - 0,2^2) * 6,80} * 10^{-2} = 497,19 \text{ MPA}$$

✚ Portance maximale de béton

$$P_{bmax} = \frac{\sigma_{bmax} * e}{R} = \frac{15 * 30}{6,80} * 10^{-2} = 0,66 \text{ MPA}$$

✚ Déplacement de soutènement (béton)

$$\mu_{bmax} = \frac{P_{bmax} * R}{K_b} + \mu_d = \frac{0,66 * 6,8}{497,19} * 10^3 + 9,4 = 18,43 \text{ mm}$$

Tableau VII.3 Caractéristiques du soutènement avec Béton projeté

$P_b$ (MPa)	$\mu$ (mm)
0	9,4
0,66	18,43

**VIII.4.3 Combinaison de soutènement**

✚ Déplacement de combinaison

Tableau VII. 4 Caractéristique de la combinaison de soutènement

Combinaison (béton + cintres)	
u (mm)	$\sigma$ (Mpa)
9,40	0,00
17,01	0,78

Et on obtient la courbe de soutènement suivante

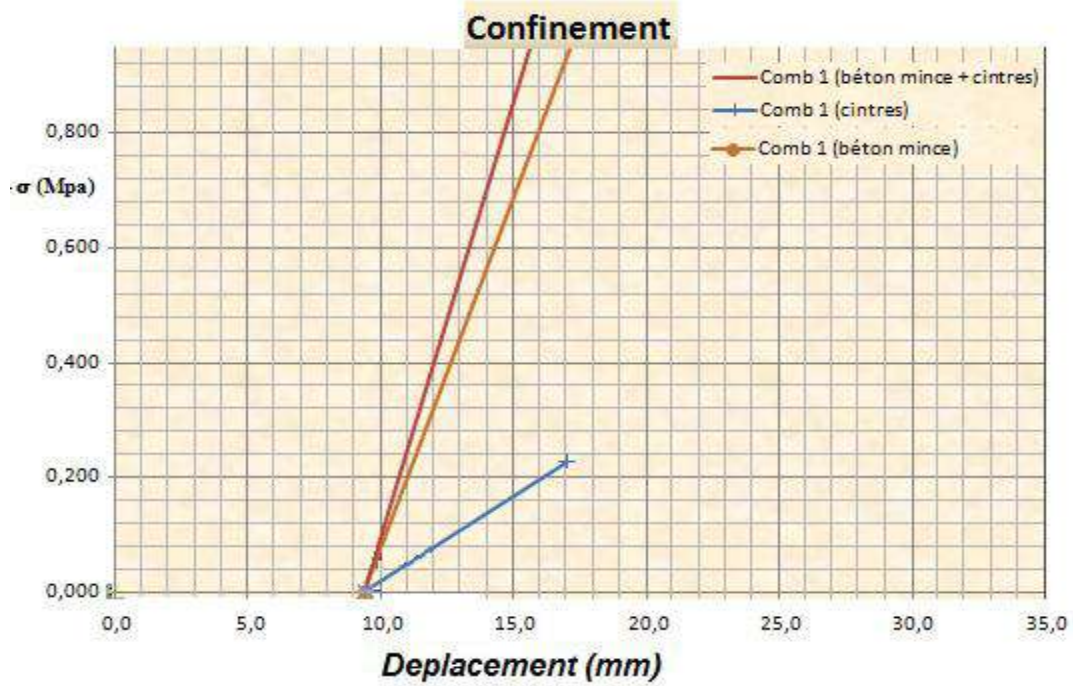


Figure VII.3 Courbe caractéristique du soutènement

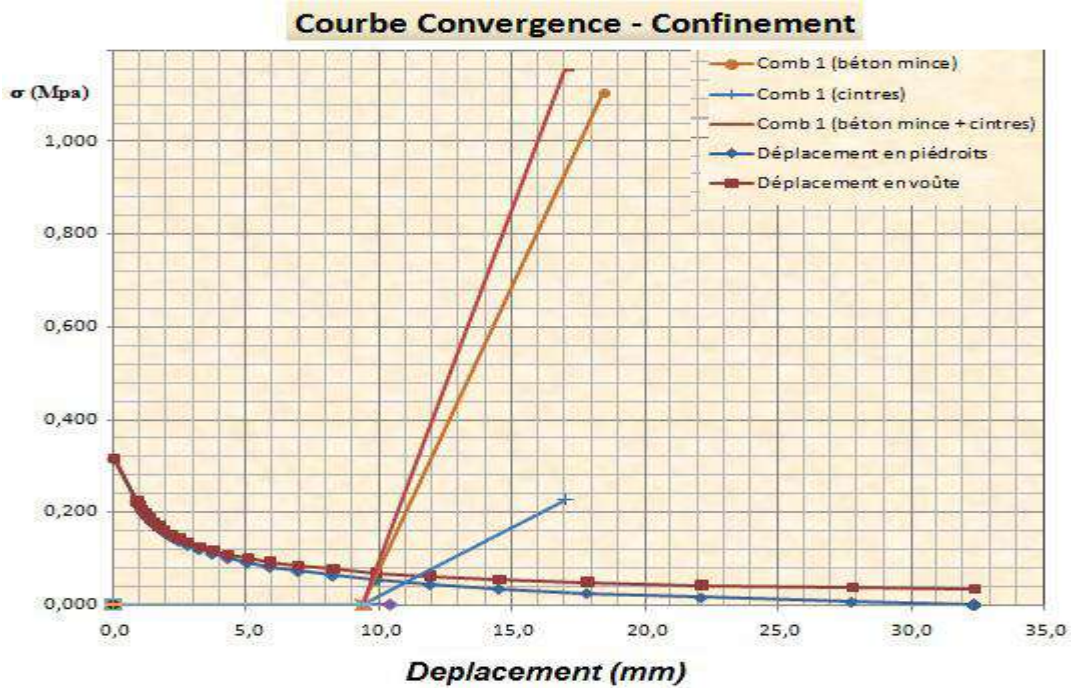


Figure VII.4 Courbe de Convergence-Confinement terrain 1

**NB:** Les calculs des deux autres terrains sont dans l'annexe B, on ne présente que leurs résultats ici.

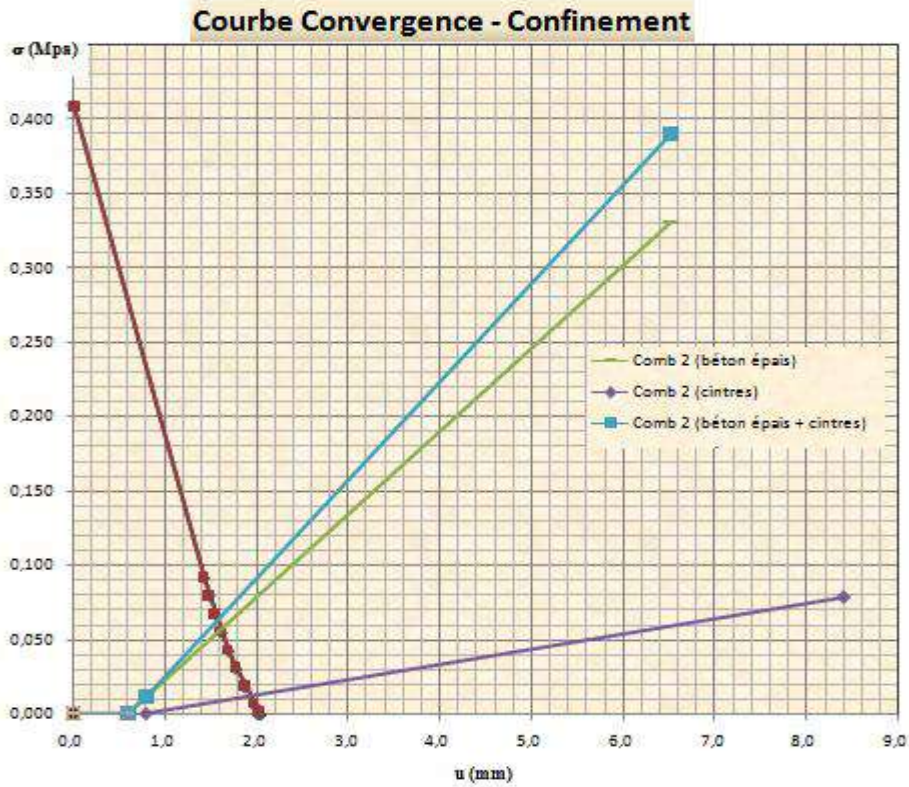


Figure VII.5 Courbe de Convergence-Confinement terrain 2

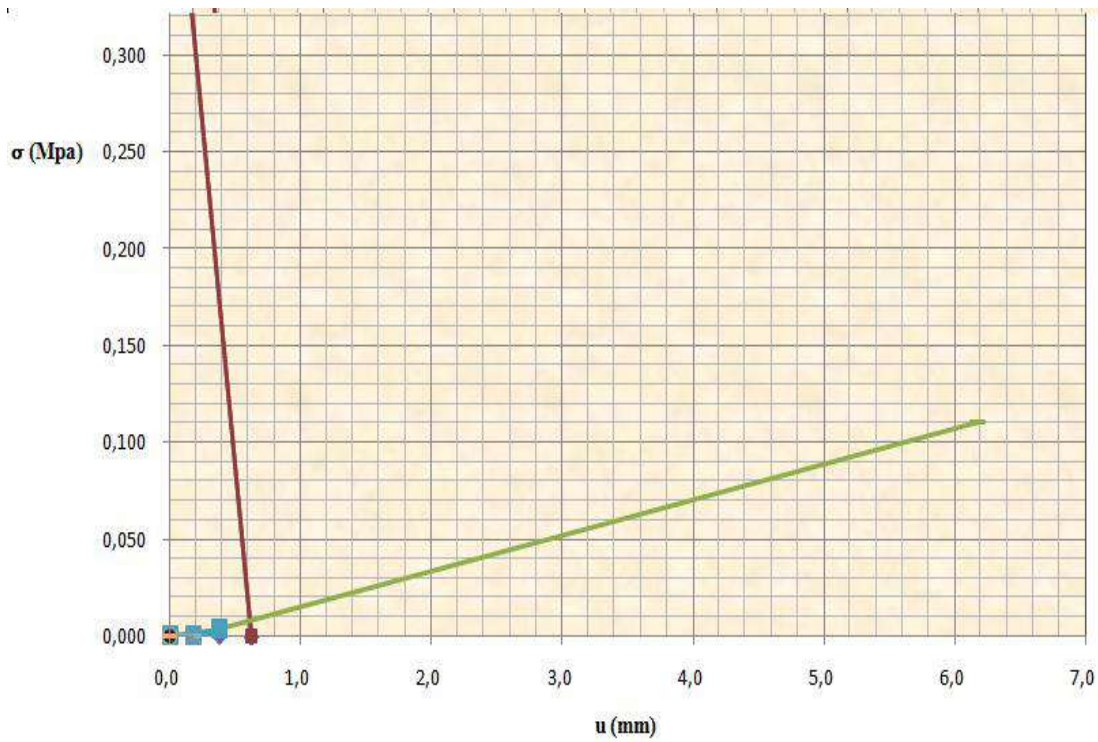


Figure VIII.6 Courbe de Convergence terrain 3

## VII.5. ANALYSE DES RESULTATS

- Pour le **terrain 1** : Pour un creusement à pleine section la convergence prévisionnelle est de 10mm qui est une bonne valeur.
- Pour le **terrain 2** : Pour un creusement à pleine section la convergence prévisionnelle est de 1,5mm, qui est une très bonne valeur, donc un creusement en pleine section est le meilleur choix.
- Pour le **terrain 3** : Pour un creusement à pleine section la convergence est de 0,6mm sans soutènement, qui est très faible valeur donc on peut le laisser sans soutènement, cela est dû la très grande cohésion du terrain.

## VII.6. CONCLUSION

Le soutènement obtenu à partir de la classification de BIENIAWSKI est une combinaison de béton projeté + cintre métallique, et c'est qui représente la courbe de confinement.

La courbe de convergence est obtenue par les caractéristiques du sol.

Les courbes convergence-confinement qui sont l'interaction entre les deux courbes citées précédemment nous ont donné des déplacements très acceptables, malgré le fait que le creusement se fasse à pleine section.



## CHAPITRE 8

# VERIFICATION DU SOUTENEMENT

**CHAPITRE VIII**

**VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT**

**VIII.1. INTRODUCTION**

Ce chapitre sera traité en deux parties ; dans la première partie nous allons modéliser le soutènement des différentes sections du tunnel avec le logiciel de géotechnique GEO5 en utilisant le module F.E.M, pour voir le comportement du soutènement sous l'effet des charges de terrain, Puis nous procéderons a la vérification par rapport aux effort engendrés par ces charges.

La deuxième partie sera consacrée à la modélisation du tunnel avec le logiciel PLAXIS 2D afin de voir le comportement du soutènement en interaction avec le terrain, et ainsi d'évaluer les déplacements, les déformations ainsi que les efforts appliqués sur le soutènement provisoire et comparer les résultats avec ceux qui sont déjà obtenus avec la méthode convergence confinement dans le chapitre précédent, et enfin vérifier les modes de creusement.

**VIII.2. PARTIE 1 : Vérification des sollicitations**

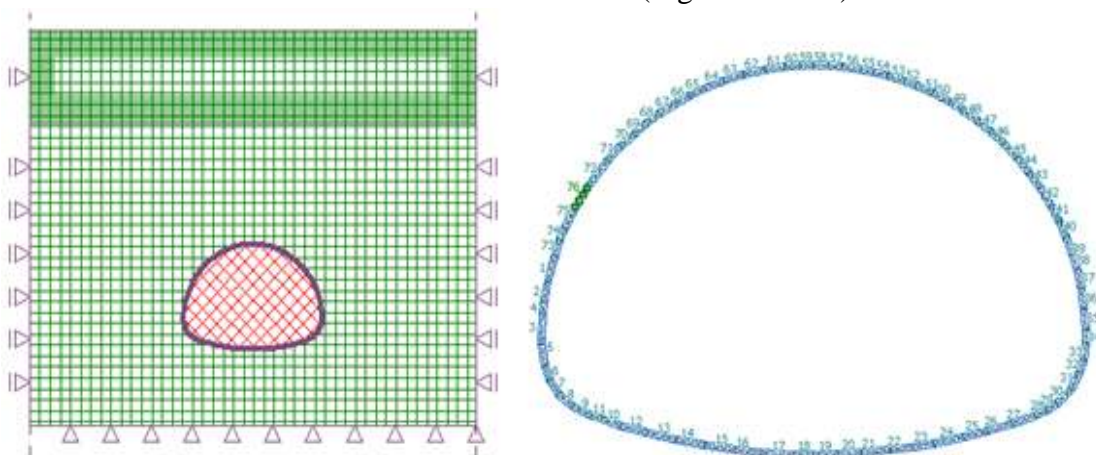
**VIII.2.1 PRESENTATION DU LOGICIEL GEO5**

**GEO5** est une suite de programmes pour l'analyse géotechnique. Chaque programme analyse un type de structure spécifique, pour notre cas on utilise le module F.E.M qui utilise la méthode des éléments finis pour la modélisation de la section et le calcul des sollicitations.

**VIII.2.2 MODELISATION**

Avec le logiciel GEO5 les charges seront recalculées par l'application, voici les étapes du modélisation :

1. On modélise le terrain et la section (Figure VIII.1 ).



**Figure VIII.1** Le terrain avec les nœuds a gauche la section a droite

2. On calcul la section équivalente du soutènement (Voir la partie de vérification du soutènement).

3. On introduit les valeurs du soutènement équivalent.

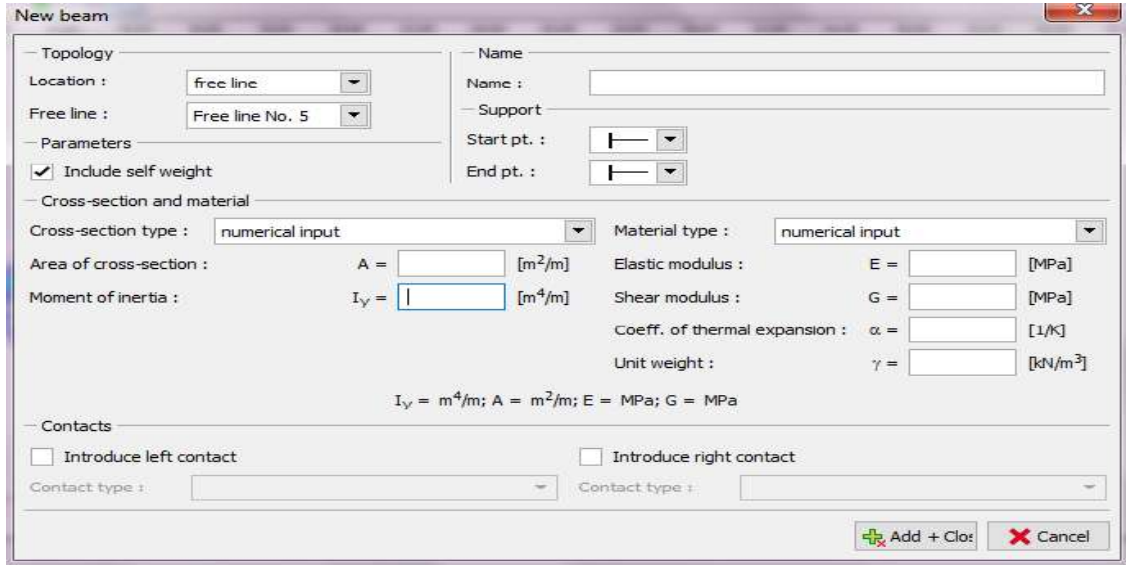


Figure VIII.2 Boîte de dialogue pour introduire les valeurs du soutènement équivalent

4. On lance le calcul.

### VIII.2.3 LES RESULTATS

Les résultats sont mieux exposés dans l'annexe D.

**T1 : (On à considérer que l'excavation se fait a section complète)**

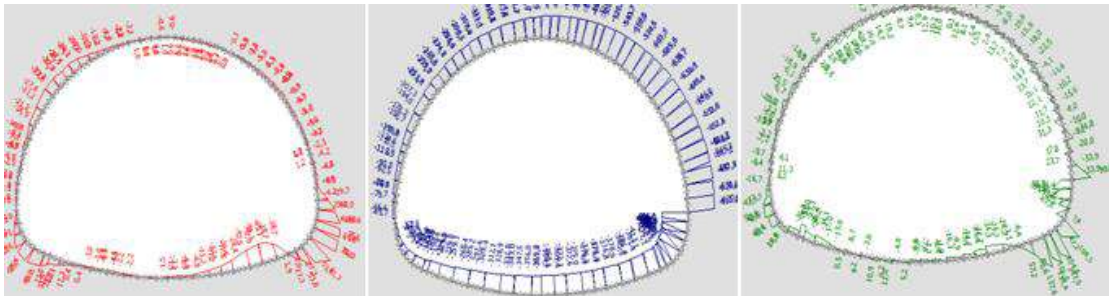
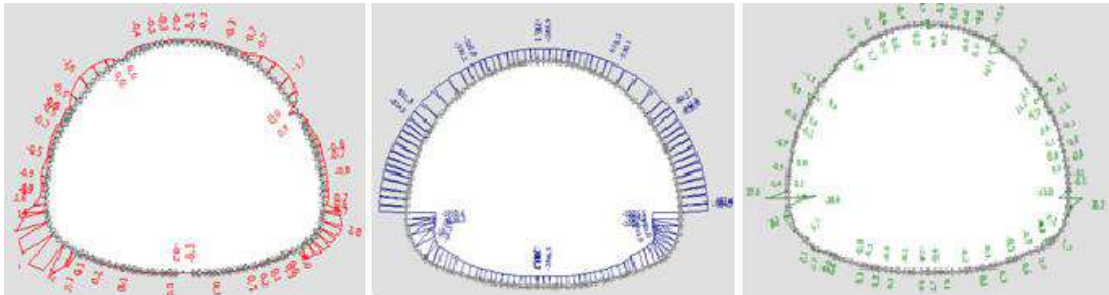


Figure VIII.3 Résultats des efforts engendrés sur la section complète dans le terrain T1

**T2 :**

Figure VIII.4 Résultats des efforts engendrés sur la section complète dans le terrain T2



T3 :

Pour le troisième terrain il n'y eut quasiment pas de sollicitation sur le béton projeté, en fait l'excavation tient même sans soutènement cela est abordé dans la deuxième partie de ce chapitre.

Sollicitation	Mmax(KN.m)	Tmax(KN)	Nmax(KN)
T1	81,3	653,6	137
T2	4,8	1006,2	38,6

Tableau VIII.1 Les sollicitations sur les deux soutènements

### VIII.2.4 VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT

Calcul de la section équivalente pour le terrain 1: (HEB180 + 30 cm BP, a=1m)

#### Béton projeté

Tableau VIII.2 Les propriétés mécaniques de Béton projeté

Eb (MPa)	Ab (cm <sup>2</sup> )	Ib (cm <sup>4</sup> )	Eb*Ab (MN)	Eb*Ib (MN*m <sup>2</sup> )
10818,865	3000	225000	3245,60	24,34

Ib : moment d'inertie de la section de béton.

Ab : section de béton projeté.

Eb : module de Young de béton utilisé.

#### Cintre métallique:

Tableau VIII.3 : Les propriétés mécaniques du Cintre métallique profilé HEB180

Ec (MPa)	Ac (cm <sup>2</sup> )	Ic (cm <sup>4</sup> )	Ec*Ac (MN)	Ec*Ic (MN*m <sup>2</sup> )
210000	65,3	3831	1371,3	8,05

Ic : moment d'inertie de profilé HEB180.

Ac : section de profilé HEB180.

Ec : module de Young de profilé utilisé.

#### Section équivalente:

$$E_{eq} * A_{eq} = E_b * A_b + E_c * A_c = 4616,90 \text{ MN}$$

$$E_{eq} * I_{eq} = E_b * I_b + E_c * I_c = 32,39 \text{ MN} * \text{m}^2$$

On aura donc :

$$e_{eq} = 29,01 \text{ cm} , E_{eq} = 15912,87 \text{ MPA}$$

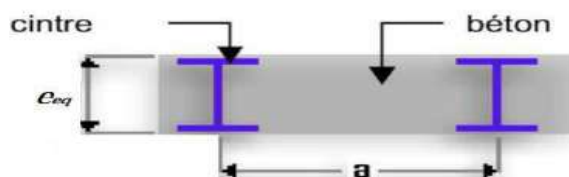


Figure VIII.5 cintre enfouie dans le béton projeté

**Calcul de la section équivalente pour le terrain 1: (HEB120 + 15 cm BP, a=1,5m)**

**Béton projeté**

Tableau VIII.4 Les propriétés mécaniques de Béton projeté

Eb (MPa)	Ab (cm <sup>2</sup> )	Ib (cm <sup>4</sup> )	Eb*Ab (MN)	Eb*Ib (MN*m2)
10818,865	1500	42187,50	2434	4,56

Ib : moment d'inertie de la section de béton.

Ab : section de béton projeté.

Eb : module de Young de béton utilisé.

**Cintre métallique:**

Tableau VIII.5 : Les propriétés mécaniques du Cintre métallique profilé HEB120

Ec (MPa)	Ac (cm2)	Ic (cm4)	Ec*Ac (MN)	Ec*Ic (MN*m2)
210000	34	864	714	1,81

Ic : moment d'inertie de profilé HEB120.

Ac : section de profilé HEB120.

Ec : module de Young de profilé utilisé.

**Section équivalente:**

$$Eeq * Aeq = Eb * Ab + Ec * Ac = 3148 MN$$

$$Eeq * Ieq = Eb * Ib + Ec * Ic = 6,39 MN * m^2$$

**Vérification:**

Tableau VIII.6 Vérification du soutènement T1

	Contrainte normale	Cisaillement
Béton projeté	$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_{bt}}{A'_b} + \frac{M_{bt}}{W'_b} \right) = 7,54 MPA$	$\tau = \frac{T_{bmax}}{a * d} = 0,225 MPA$
	$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 MPA$	$\tau_u = 2,5 MPA$
	Contrainte normal vérifié pour le Béton projeté	pas de cisaillement dans le Béton projeté
Cintre métallique	$\sigma_s = \gamma_s \left( \frac{N_c}{A'_c} + \frac{M_c}{W'_c} \right) = 55,49 MPA$	$\tau = \frac{T_s * S}{I * \delta} = 82 MPA$
	$\sigma_e = 161,30 MPA$	$\tau_{lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{235}{\sqrt{3}} = 135,67MPA$
	contrainte normal vérifié pour les cintres	pas de cisaillement dans les cintres

--	--	--

**Tableau VIII.7 Vérification du soutènement T2**

	Contrainte normale	Cisaillement
Béton projeté	$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_{bt}}{A'_b} + \frac{M_{bt}}{W'_b} \right) = 7,41 \text{ MPA}$	$\tau = \frac{T_{bmax}}{a * d} = 0,221 \text{ MPA}$
	$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$	$\tau_u^- = 2,5 \text{ MPA}$
	Contrainte normal vérifié pour le Béton projeté	pas de cisaillement dans le Béton projeté
Cintre métallique	$\sigma_s = \gamma_s \left( \frac{N_c}{A'_c} + \frac{M_c}{W'_c} \right) = 30,28 \text{ MPA}$	$\tau = \frac{T_s * S}{I * \delta} = 52 \text{ MPA}$
	$\sigma_e = 161,30 \text{ MPA}$	$\tau_{lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{235}{\sqrt{3}} = 135,67 \text{ MPA}$
	contrainte normal vérifié pour les cintres	pas de cisaillement dans les cintres

**Tableau VIII.8 Répartition des efforts du premier soutènement**

	M (KN*m)	T (KN)	N (KN)
Béton projeté	60,97	96	457,52
Cintre métallique	20,32	41,10	196,08

**Tableau VIII. 9 Répartition des efforts du second soutènement.**

	M (KN*m)	T (KN)	N (KN)
Béton projeté	1,72	29,85	778,04
Cintre métallique	3,07	8,75	228,16

### VIII.2.5 CONCLUSION

Toutes les contraintes sont vérifiées, donc les deux types de soutènement suffisent à reprendre les efforts engendrés, pour le troisième terrain on a vu qu'il n'y a quasiment presque pas de sollicitation.

Maintenant que nous avons vérifié le soutènement sous l'effet des charges (sans prendre en considération son interaction avec le sol), nous passons à la vérification du soutènement en interaction avec le sol grâce au logiciel PLAXIS 2D.

### VIII.3. PARTIE 2 : Interaction du soutènement avec le sol

#### VIII.3.1 PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS 2D

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Conçu par des géotechniciens numériques, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds) et avec prise en compte des pressions interstitielles.

#### VIII.3.2 MODELISATION

On a construit trois modèles géologiques correspondant aux trois terrains décrits dans les précédents chapitres, Les caractéristiques géométriques et géologiques du massif ainsi que les propriétés du soutènement du tunnel diffèrent d'un modèle à un autre.

Le modèle de sol élasto-plastique drainé de Mohr-Coulomb a été choisi pour cette simulation, ce modèle nécessite cinq paramètres fondamentaux : le module d'Young  $E$ , le coefficient de Poisson  $\nu$ , la cohésion  $c$ , l'angle de frottement  $\varphi$ , et l'angle de dilatance  $\psi$ .

Afin de minimiser le temps de calcul et l'accumulation d'erreurs, par symétries nous modéliserons un seul tube qui sera représentatif d'un cas de tunnel en bitube.

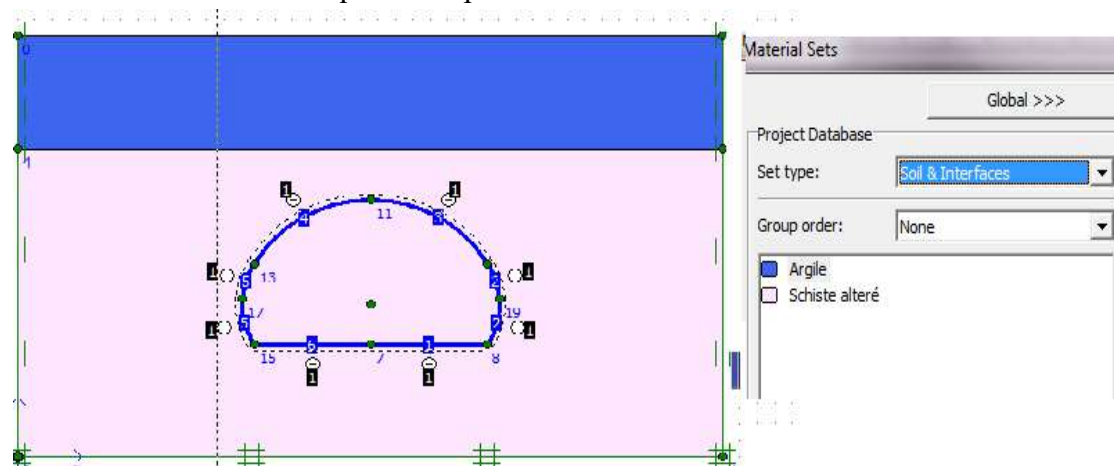


Figure VIII.6 Modélisation avec PLAXIS de terrain 1

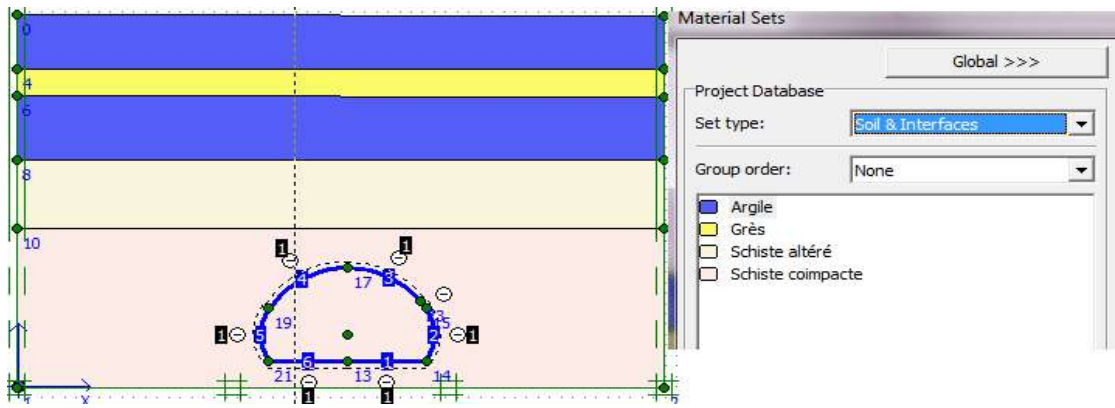


Figure VIII.7 Modélisation avec PLAXIS du terrain 2

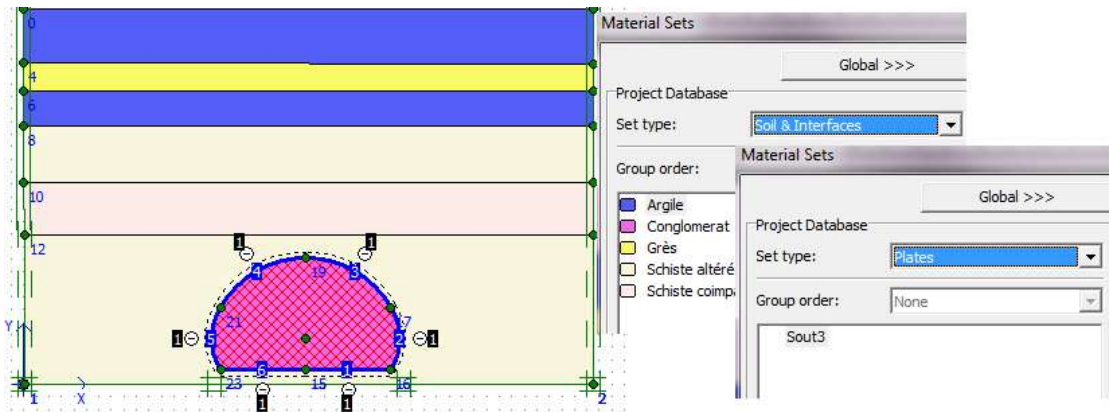


Figure VIII.8 Modélisation avec PLAXIS du terrain 3

**NB :** La section choisi ne correspond pas a 100% a celle utilisée dans le chapitre conception a cause de la difficulté d'introduire cette dernière, cependant celle-ci est très proche dans les dimensionnements.

### VIII.3.3 LES RESULTATS

Les coupes sont dans l'annexe D

	T1	T2	T3
Déplacement sans soutènement (mm)	(collapse)	3,70	0,96
Déplacement avec soutènement (mm)	(collapse)	3,02	0,91

Tab VIII.10 Valeurs du déplacement obtenues avec PLAXIS

#### A titre de comparaison :

Déplacement Terrain	T1	T2	T3
Convergence-confinement (mm)	10	1,5	0,60
2D (mm) PLAXIS	//	3,02	0,91

Tab VIII.11 Comparaison PLAXIS CC

### **Interprétation :**

Pour le 1er terrain on voit qu'il ne tient pas, on explique ça par la cohésion très faible du sol et la grande section d'excavation, pour ces deux paramètres impossible que le sol tient.

Pour le 2eme et le 3eme terrain on remarque qu'on est dans le même ordre de grandeur, les valeurs sont proches, cependant la méthode convergence confinement donne des valeurs plus petites, et normalement l'inverse qui se produira.

On explique cela par les hypothèses de l'application de la méthode qui ne sont pas toutes vérifiées surtout celle de la profondeur minimale du tunnel (la couverture du tunnel doit être supérieur a quatre (4) fois le diamètre équivalent de la section) qui n'est pas vérifiée.

### **VIII.4. CONCLUSION**

Dans la première partie nous avons trouvé que tous les soutènements proposés suffisent à reprendre les efforts engendrés par les charges.

Dans la deuxième partie nous avons vérifié les déplacements quand le soutènement interagit avec le sol, les résultats étaient acceptable pour le terrain 2 et 3, mais on a eu une rupture pour le premier.

Pour les trois terrains et malgré que les résultats des deux derniers sont acceptable, une excavation en section divisée est nécessaire cela est a cause de la grande surface d'excavation.

## CONCLUSION GENERALE

La complexité de l'entreprise qu'est la réalisation d'un tunnel représente un défi aussi intrigant que passionnant pour l'ingénieur, de même la présente étude fut une expérience enrichissante et satisfaisante pour un futur ingénieur.

Ce travail, a d'abord fait l'objet d'une étude bibliographique initiée par un aperçu historique suivi par la présentation des différentes méthodes de calcul des ouvrages contemporains leurs modes de creusement ainsi que les types de soutènement provisoire et définitif.

Ensuite nous sommes passés au volet conception géométrique de notre tunnel, ce qui a constitué une expérience du dessin assisté par ordinateur tout en appliquant les normes récoltées des données du CETU vu l'absence de normes Algérienne.

En troisième lieu nous avons présenté la partie utile du rapport géotechnique de la reconnaissance du terrain et nous avons comblé les absences de ses données via l'outil informatique, et nous avons déterminé notre zone d'étude.

Nous sommes passés ensuite à la classification de notre massif rocheux en utilisant la méthode BIENIAWSKI par laquelle nous avons déterminé notre pré-soutènement, puis nous avons utilisé la méthode convergence-confinement qui nous a donné des résultats de déformations acceptables, ce travail nécessitant une vérification nous avons procédé à une modélisation du terrain via les deux logiciels GEO5 et PLAXIS 2D.

Ces derniers ont donné respectivement les résultats des sollicitations appliquées sur le soutènement pour le premier, lesquelles ont été utilisées pour vérifier sa stabilité vis-à-vis des charges des terrains appliqués, en se référant au BAEL et qui ont été jugées conformes. Quant au second il a été utilisé pour la vérification de l'interaction du sol et du soutènement, il en a résulté de grandes déformations pour le premier terrain, des valeurs plus acceptables et proches des résultats donnés précédemment par la méthode convergence confinement pour les deux autres terrains.

En ce qui concerne l'excavation dans tous les cas elle doit être faite en section divisée compte tenu de la surface à excaver.

Au final, L'élaboration de ce projet nous a permis de découvrir les étapes essentielles de réalisation d'un tunnel et d'avoir un aperçu de la complexité de l'étude à effectuer, mais surtout ce travail nous a démontré que l'ingénieur, avec ces analyses et ces appréciations reste le maître de la situation et qu'en aucun cas on peut le faire substituer par l'ordinateur.

## **Bibliographie:**

### **Ouvrages**

- Cours Tunnel Mr. AKCHICHE USTHB FGC/USTHB.
- HEBIB RAFIK ; cours méthode de réalisation des ouvrages souterrains - ENSTP 2017.
- Cours OUVRAGES SOUTERRAINS ENPC PARIS TECH, 2014/2015.
- Centre d'études des tunnels; L'ensemble des dossiers Pilote des tunnels 1993.
- Marc Panet ; le calcul des tunnels par la méthode de convergence confinement ; Presse de L'ENPC 1995.
- Cherchali,C (1993). TUNNEL Calcul soutènement Provisoire Tome1.
- BAEL99, Béton armé aux états limites BAEL 91 modifié 99.
- EUROCODE3. (1993) Calcul des structures en acier. AFNOR.

### **Site web**

[1] MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS. Le réseau routier. En ligne, 01/12/13,

lien : [<http://www.mtp.gov.dz/fr/pemalink/3937.html>]

[2] JOURNAL OFFICIEL DE LA REPUBLIQUE ALGERIENNE

DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE N°06. 25 Safar 1432 correspondant au 30

janvier 2011.

G.REVERDY. Petite histoire des tunnels. N°26 de Culture et techniques Génie Civil

Lien : [<http://www.planete-tp.com/les-tunnels-r203.html>]

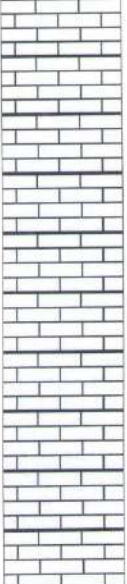
ANNEXE A

RECONNAISSANCE DU TERRAIN

## Résultats des essais labo : Caractéristiques physiques des sols

Sondage		Résultats des essais labo							
N°=	Prof (m)	W(%)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	Sr (%)	80 $\mu$	WL(%)	IP(%)	V.B.S
S1	3.5-4.0	16	1.6	1.85	71	73	41	19	5
	4.0-4.5	3	2.2	2.25	26	/	/	/	/
	6.5-7.0	20	1.65	1.95	74	80	39	19	~
	10-10.5	23	1.7	2	68	82	47	25	7
	16-16.5	2	2.25	2.3	15	/	/	/	/
	26.5-27	1.5	2.3	2.35	14	/	/	/	/
S2	2.0-2.5	18	1.55	1.8	76	74	39	17	6
	3.5-4.0	2	2.25	2.3	15	/	/	/	/
	7.0-7.5	22	1.7	2.05	76	78	43	20	6.5
	18-18.5	4	2.2	2.25	29	/	/	/	/
	20-20.5	1	2.3	2.3	12	/	/	/	/
S3	3.5-4.0	7	2.1	2.2	45	17	/	/	/
	4.5-5.0	2	2.2	2.25	14	/	/	/	/
	7.5-8.0	26	1.8	2.25	73	83	44	23	8
	11.5-12	3	2.15	2.2	33	/	/	/	/
	16.0-16.5	2	2.35	2.4	15	/	/	/	/
	29.5-30	2.5	2.3	2.35	13	/	/	/	/
S4	4.0-4.5	21	1.75	2.15	66	78	46	24	7.5
	6.0-6.5	25	1.8	2.25	72	75	45	24	~
	20.0-20.5	1.5	2.3	2.35	15	/	/	/	/
	24.5-25.0	2.5	2.4	2.45	13	/	/	/	/
S5	4.5-5.0	22	1.65	2	63	76	48	25	8
	8.5-9.0	26	1.75	2.2	69	77	46	24	~
	16.5-17.0	33	1.7	2.25	75	90	45	23	7.5
	26.0-26.5	1	2.4	2.4	10	/	/	/	/
S6	3.0-3.5	19	1.65	1.95	75	59	38	20	6.5
	6.0-6.5	23	1.7	2.05	63	79	45	22	7.5
	13.5-14.0	2	2.3	2.3	12	/	/	/	/
	16.0-16.5	26	1.9	2.35	70	88	46	24	~

Etude : Etude géotechnique d'aménagement en axe autoroutier <b>Sondage N° : 1</b>													
Dossier N°: 10/77/2012					Profondeur totale : 30 ML								
Date essai :					Coordonnées : X = Y =								
Niveau Nappe : 9 m					Z =								
Prof (m)	Récupération					R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100								
1											Argile sableuse graveleuse et caillouteuse		
2													
3													
4													
5											Grès friable		
6											Argile graveleuse et caillouteuse		
7													
8											Schiste altéré renfermant des passages graveleux		
9													
10													
11													
12											Schiste compact		
13													
14											Conglomérat dur		
15													
16													
17													
18													
19													
20													

Etude : Etude géotechnique d'aménagement en axe autoroutier <b>Sondage N° : 1</b>												
Dossier N°: 10/77/2012					Profondeur totale : 30 ML							
Date essai :					Coordonnées : X = Y =							
Niveau Nappe : 9 m					Z =							
Prof (m)	Récupération				R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75								
21											Conglomérat dur	
22												
23												
24												
25												
26												
27												
28												
29												
30												
31												
32												
33												
34												
35												
36												
37												
38												
39												
40												

**Essai de résistance à la compression simple :**

L'essai de la compression simple a été substitué à l'essai de cisaillement à la boîte pour déterminer les deux paramètres intrinsèque du sol, soient la cohésion et l'angle de frottement.

Sondage N°	Prof(m)	R <sub>c</sub> (bars)
1	26.5-27.0	430
2	18.0-18.5	200
	20.0-20.5	320
3	11.5-12.0	170
	16.0-16.5	360
	29.5-30.0	450
4	8.0-8.5	290
	13.5-14.0	180
	24.5-25.0	480
5	20.0-20.5	300
	26.0-26.5	460
6	23.0-23.5	350

Les valeurs de la résistance à la compression simple R<sub>c</sub> qui est comprise entre :

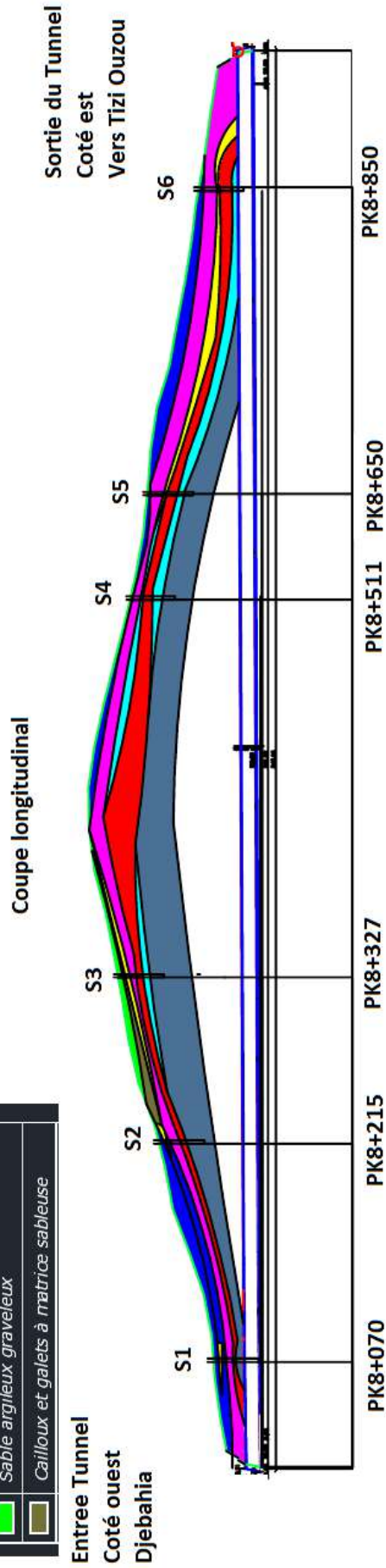
\* 320 et 480 bars pour le conglomérat, qualifiant une formation très rigide et très dur.

\* 170 et 200bars pour le schiste compact, qualifiant une formation rigide.

\* 290 et 360 bars pour le grès, qualifiant une formation très rigide et très dur.

**Légende**

	Argile sableuse graveleuse et caillouteuse
	Schiste altéré renfermant des passages graveleux
	Schiste compacte
	Grès friable
	Grès dur
	Conglomérat
	Sable argileux graveleux
	Cailloux et galets à matrice sableuse



# ANNEXE B

## CONVERGENCE CONFINEMENT

## CALCUL TERRAIN 2

### B.1 COURBE CARACTÉRISTIQUE DU TERRAIN 2

#### Les Données du terrain:

❖	Module d'élasticité des Schiste altéré	$E=2000 \text{ MPA}$
❖	Rayon d'excavation	$R=6,80\text{m}$
❖	Cohésion	$C=112\text{KPA}$
❖	Angle de frottement	$\varphi= 33.14^\circ$
❖	Masse volumique	$\gamma = 23 \text{ Kn}/\text{m}^3$
❖	Coefficient de poisson	$\vartheta = 0,32$
❖	Charge verticale	$\sigma_0 = 409,17\text{KPA}$

#### Le Calcul :

- ❖ Résistance à la compression

$$R_c = \frac{2C \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = \frac{2 * 112 * \cos(33.14)}{1 - \sin(33.14)} = 413,76 \text{ KPA}$$

- ✚ Coefficient de butée

$$K_p = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = \frac{1 + \sin(33.14)}{1 - \sin(33.14)} = 3,41$$

- ✚ La nature de milieu

On est dans le cas où  $\sigma_0 > R_c/2$

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin(\varphi)) - C \cos(\varphi) = 409,17 * (1 - \sin(33,14)) - 112 * \cos(33,14) = 91,70 \text{ KPA}$$

- ✚ Le taux de dé confinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{409,17 - 91,70}{409,17} = 0,776$$

- ✚ Le déplacement de la paroi à l'apparition

$$\mu_a = \lambda_a * \mu_e = \lambda_a * \frac{1 + \vartheta}{E} * \sigma_0 * R = 0,776 * \frac{1 + 0,32}{2000} * 409,17 * 6,80 = 1,43 \text{ mm}$$

- ✚ Calcul de déformation

$$\mu(\lambda) = \frac{1 + \vartheta}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{\alpha + 1} \left[ 2 \left( \frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{\alpha+1} + \alpha - 1 \right] R$$

Ou  $\alpha = 1$  car les déformations se font à volume constant

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

Avec  $K_p = 3,41$ ,  $\alpha = 1$  et  $\lambda \in [\lambda_a; 1]$  on aura :

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[ \frac{1}{1 - \lambda} \right]^{0.41}$$

Et

$$\mu(\lambda) = 1,42 \left[ \frac{r_p(\lambda)}{R} \right]^2 m$$

**Courbe caractéristique du terrain**

$\lambda$	rp ( $\lambda$ ) (m)	$\mu$ ( $\lambda$ ) (mm)	$\sigma$ (En piédroits) (Mpa)	$\sigma$ (En voûte) (Mpa)
0,000	6,800	0,00	0,409	0,409
0,776	6,800	1,42	0,092	0,092
0,806	6,936	1,48	0,079	0,080
0,836	7,082	1,55	0,067	0,067
0,866	7,238	1,61	0,055	0,055
0,896	7,408	1,69	0,043	0,043
0,926	7,591	1,78	0,030	0,031
0,956	7,791	1,87	0,018	0,019
0,986	8,010	1,98	0,006	0,007
1,000	8,121	2,03	0,000	0,001

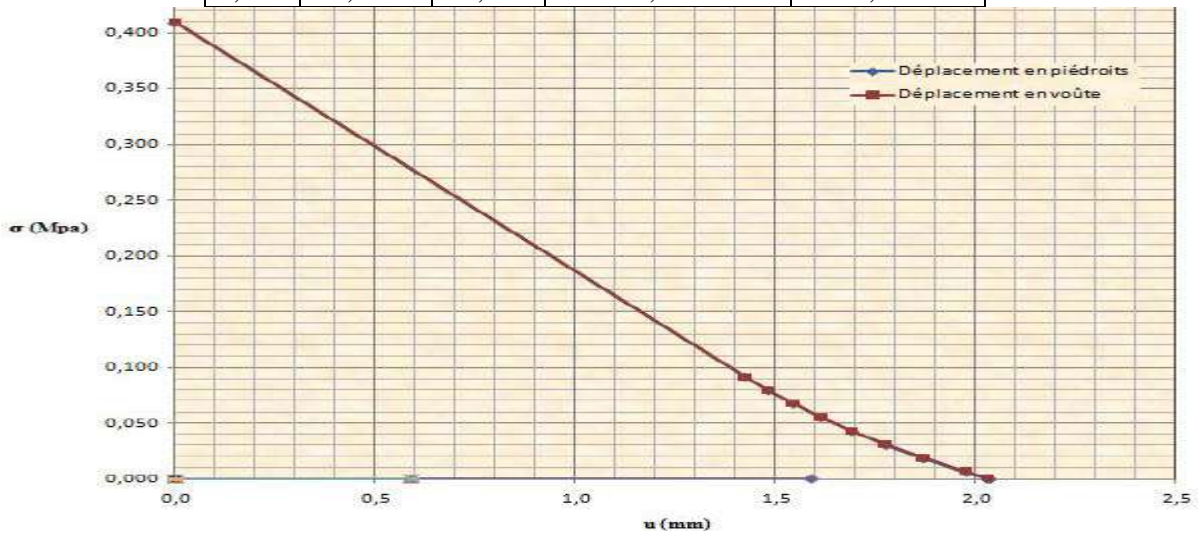


Figure VIII. 1 Courbe caractéristique du terrain 2.

**B2.COURBE CARATCTERISTIQUE DU SOUTENEMENT****Cintre métallique :****Caractéristique de cintre HEB120 :**

- ❖ Section  $A_c = 34,0 \text{ cm}^2$
- ❖ Module de Young de l'acier  $E_c = 210000 \text{ MPA}$
- ❖ Limite d'élasticité  $\sigma_e = 235 \text{ MPA}$
- ❖ Espacement des cintres  $a = 1,5\text{m}$

**Calcul**

- ✚ Raideur de cintre

$$K_c = \frac{E_c * A_c}{a * R} = \frac{210000 * 34,0}{1,5 * 6,80} * 10^{-4} = 70 \text{ MPA}$$

- ✚ Pression maximale de cintre

$$P_{cmax} = \frac{\sigma_e * A_c}{a * R} = \frac{235 * 34,0}{1,5 * 6,80} * 10^{-4} = 0,08 \text{ MPA}$$

- ✚ Déplacement de cintre

$$\mu_{max} = \frac{P_{cmax} * R}{K_c} + \mu_d = \frac{0,08 * 6,80}{70} * 10^3 + 0,8 = 8,40 \text{ mm}$$

u (mm)	$\sigma$ (Mpa)
0,8	0
8,40	0,08

**Béton projeté :****Caractéristique de béton**

- ❖ Epaisseur  $e_p = 15\text{cm}$
- ❖ Résistance à la compression  $f_{c28} = 25\text{MPA}$
- ❖ Module d'élasticité  $E_b = 10818,86 \text{ MPA}$
- ❖ Coefficient de poisson  $\vartheta = 0,2$
- ❖ Limité d'élasticité à l'ELS  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPA}$

Calcul :

✚ Raideur de béton

$$K_b = \frac{E_b * e}{(1 - \vartheta^2)R} = \frac{10818,86 * 15}{(1 - 0,2^2) * 6,80} * 10^{-2} = 248,60 \text{ MPA}$$

✚ Portance maximale de béton

$$P_{bmax} = \frac{\sigma_{bmax} * e}{R} = \frac{15 * 15}{6,80} * 10^{-2} = 0,33 \text{ MPA}$$

✚ Déplacement de soutènement (béton)

$$\mu_{bmax} = \frac{P_{bmax} * R}{K_b} + \mu_d = \frac{0,33 * 6,8}{248,60} * 10^3 + 0,6 = 9,62 \text{ mm}$$

Tableau VIII. 3Caractéristiques du soutènement avec Béton projeté

$P_b \text{ (MPa)}$	$\mu \text{ (mm)}$
0	0,6
0,33	9,62

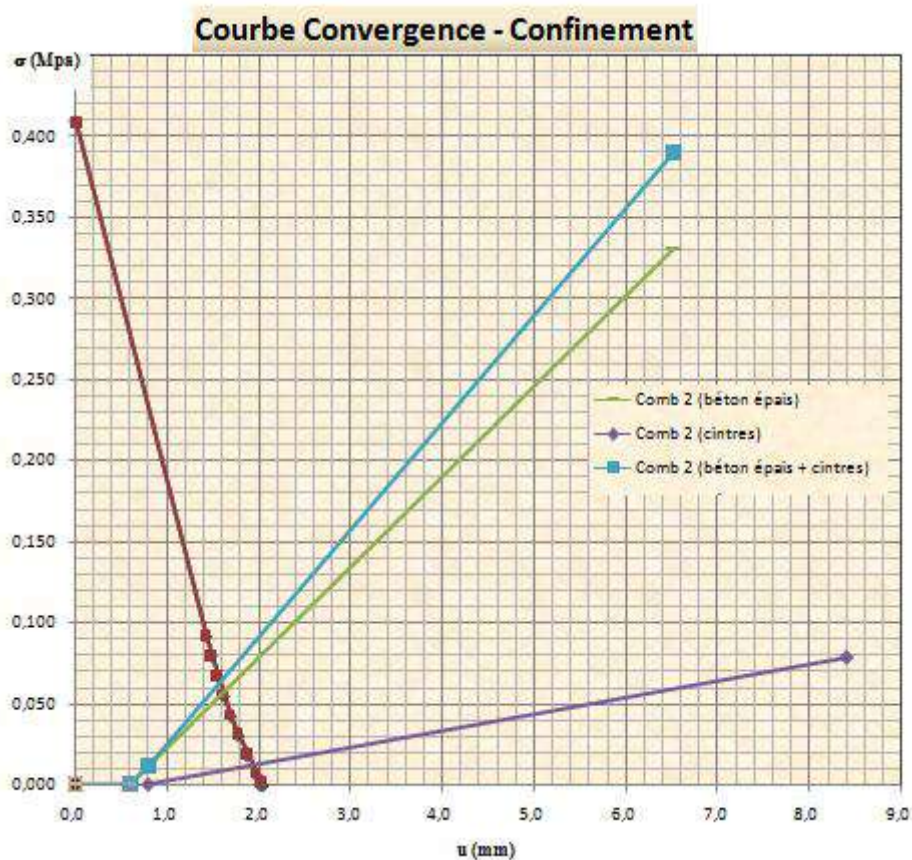


Figure VIII. Courbe de Convergence-Confinement terrain 2

### CALCUL TERRAIN 3

#### B.1 COURBE CARACTÉRISTIQUE DU TERRAIN 2

##### Les Données du terrain:

❖	Module d'élasticité des Schiste altéré	$E=6000 \text{ MPA}$
❖	Rayon d'excavation	$R=6,80\text{m}$
❖	Cohésion	$C=891\text{KPA}$
❖	Angle de frottement	$\varphi= 62,23^\circ$
❖	Masse volumique	$\gamma = 23,5 \text{ Kn/m}^3$
❖	Coefficient de poisson	$\vartheta = 0,25$
❖	Charge verticale	$\sigma_0 = 441,3\text{KPA}$

##### Le Calcul :

- ❖ Résistance à la compression

$$R_c = \frac{2C \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = \frac{2 * 891 * \cos(62.23)}{1 - \sin(62.23)} = 7209 \text{ KPA}$$

- ✚ Coefficient de butée

$$K_p = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = \frac{1 + \sin(62,23)}{1 - \sin(62,23)} = 16,36$$

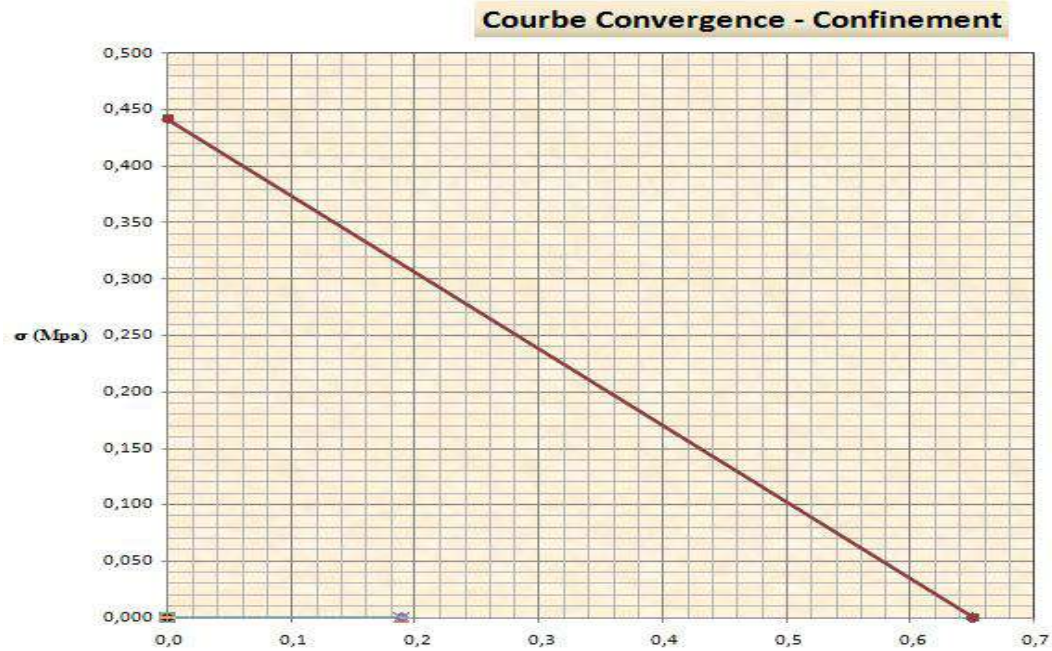
- ✚ La nature de milieu

On est dans le cas où  $\sigma_0 < R_c/2$  (Zone élastique)

la courbe caractéristique du terrain est une droite qui recoupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse :

$$\mu_e = \frac{1 + \vartheta}{E} \sigma_0 R$$

$$\mu_e = \frac{1 + 0,25}{6000} * 441,3 * 6,80 = 0,62\text{mm}$$



**B4.COURBE CARATCTERISTIQUE DU SOUTENEMENT**

**Béton projeté :**

On a  $e=5\text{cm}$  de Béton projeté

**Calcul :**

✚ Raideur de béton

$$K_b = \frac{E_b * e}{(1 - \nu^2)R} = \frac{10818,86 * 5}{(1 - 0,2^2) * 6,80} * 10^{-2} = 82,86 \text{ MPA}$$

✚ Portance maximale de béton

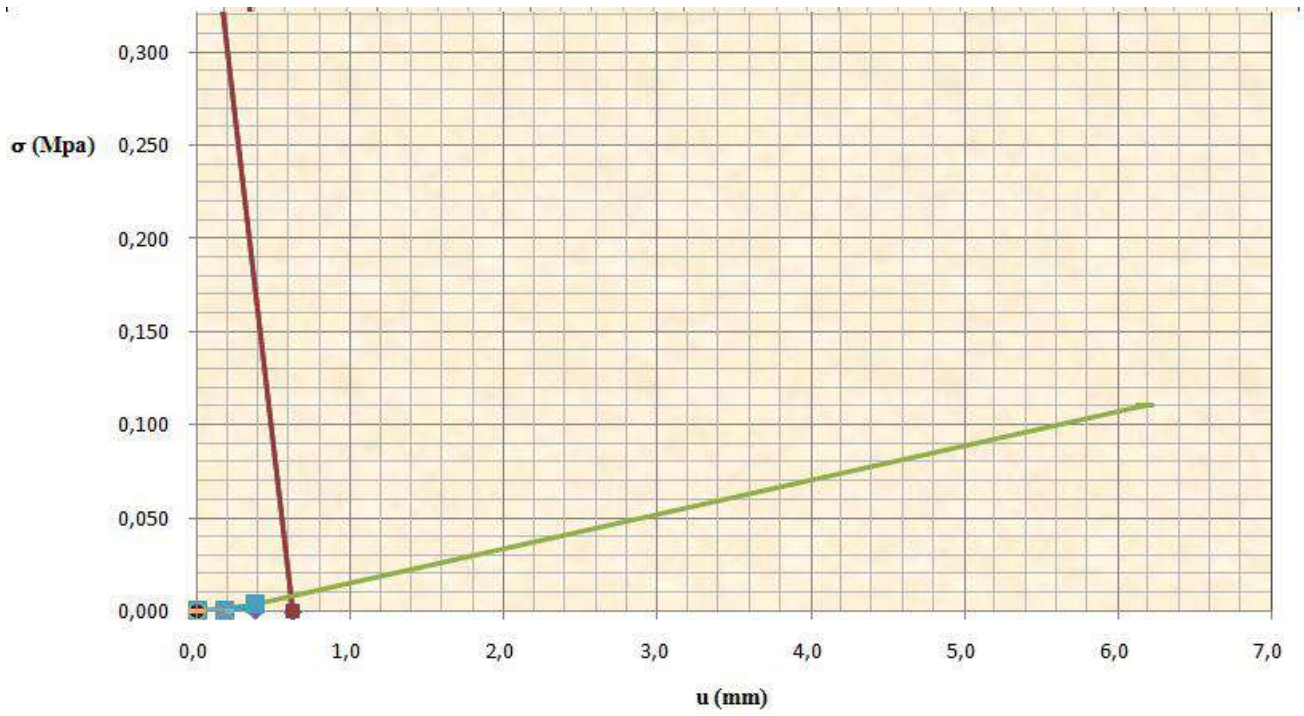
$$P_{bmax} = \frac{\sigma_{bmax} * e}{R} = \frac{15 * 5}{6,80} * 10^{-2} = 0,11 \text{ MPA}$$

✚ Déplacement de soutènement (béton)

$$\mu_{bmax} = \frac{P_{bmax} * R}{K_b} + \mu_d = \frac{0,11 * 6,8}{82,86} * 10^3 + 0,2 = 9,62 \text{ mm}$$

**Tableau VIII. 3Caractéristiques du soutènement avec Béton projeté**

$P_b$ (MPA)	$\mu$ (mm)
0	0,2
0,11	9,22



Courbe de Convergence-Confinement terrain 3.

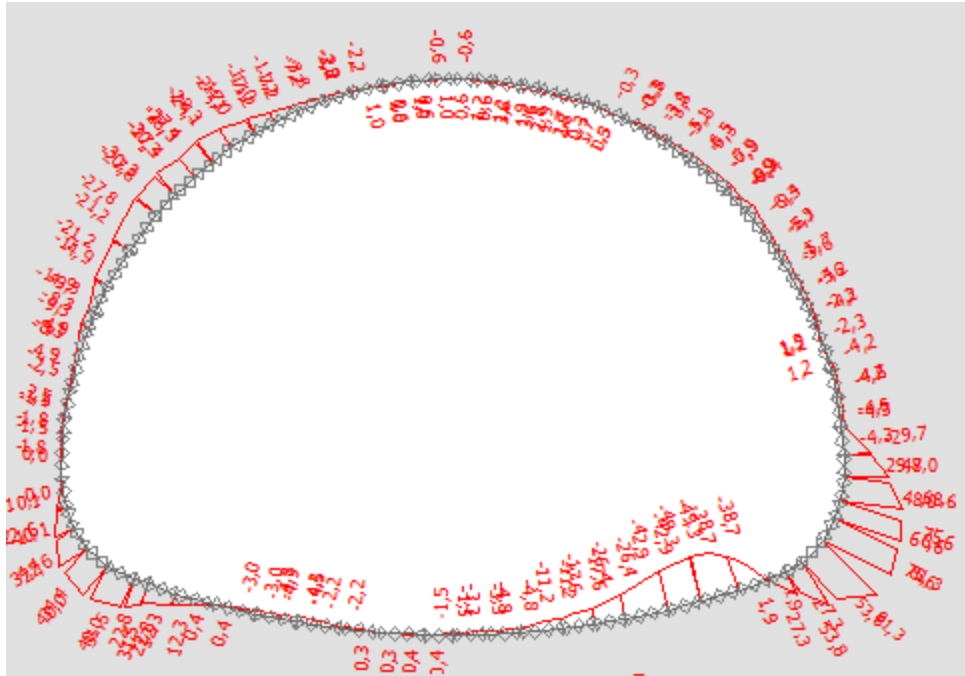
ANNEXE C

SOUTENEMENT PROVISOIRE

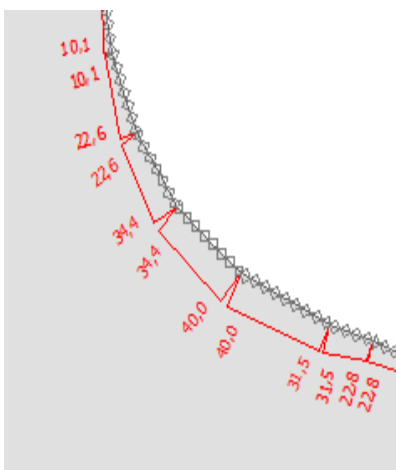
**C1.LES RESULTATS DES SOLLICITATIONS (GEO 5)**

**T1:**

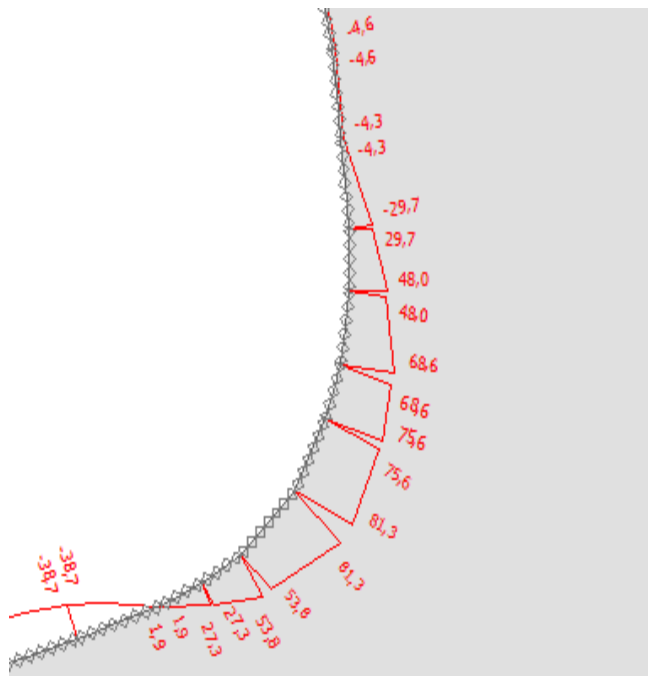
**Le moment**



**Section complète**



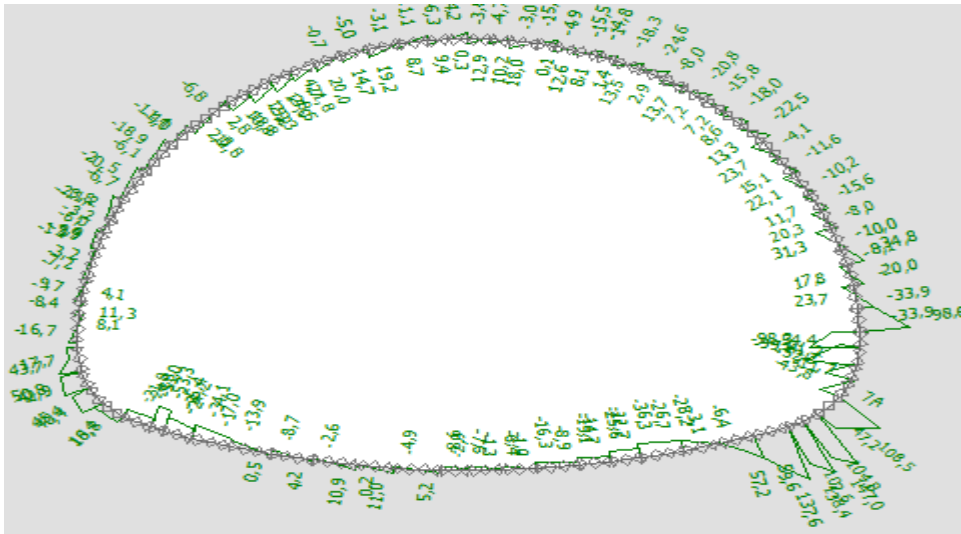
**Coté bas gauche**



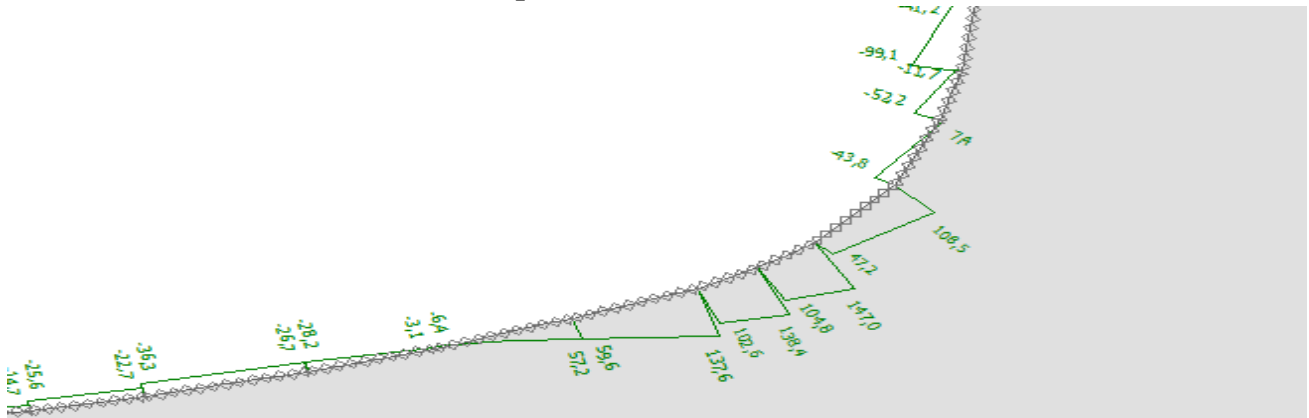
**Bas droite**

On peut voir que les efforts max sont sur ces deux points critiques.

L'effort tranchant:

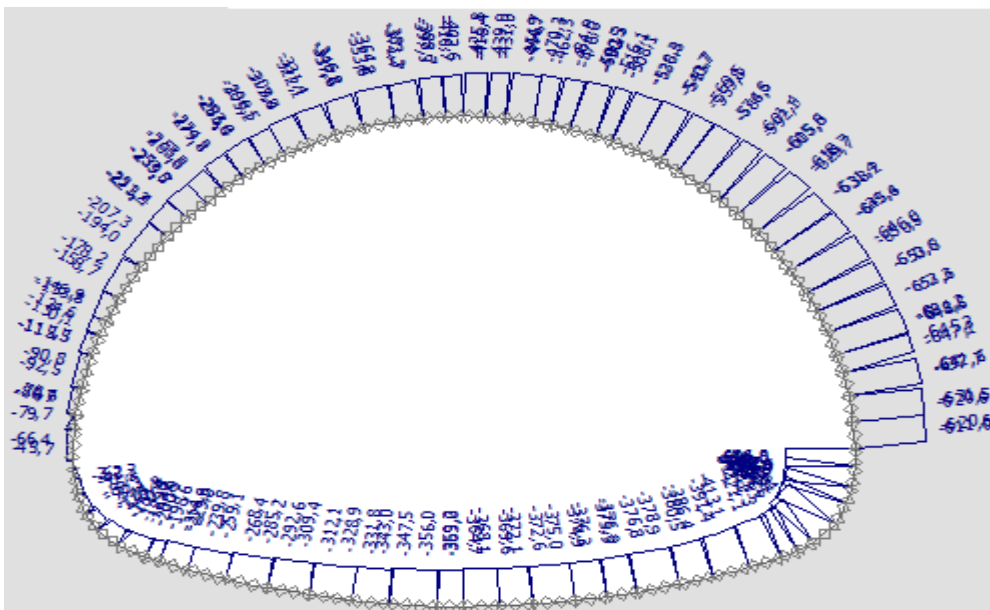


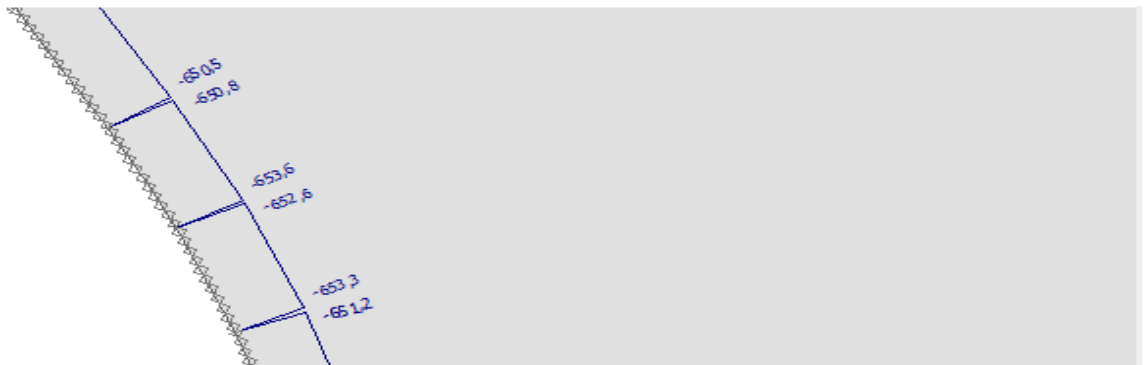
Section complète



L'effort max

L'effort normal :

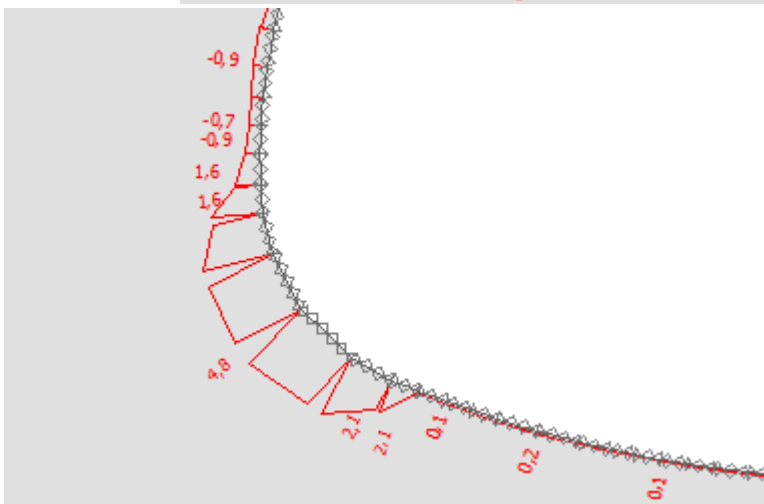
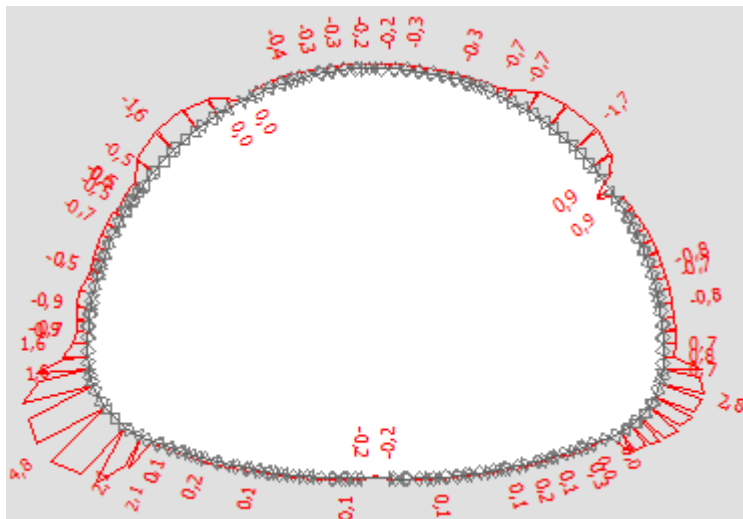




L'effort max

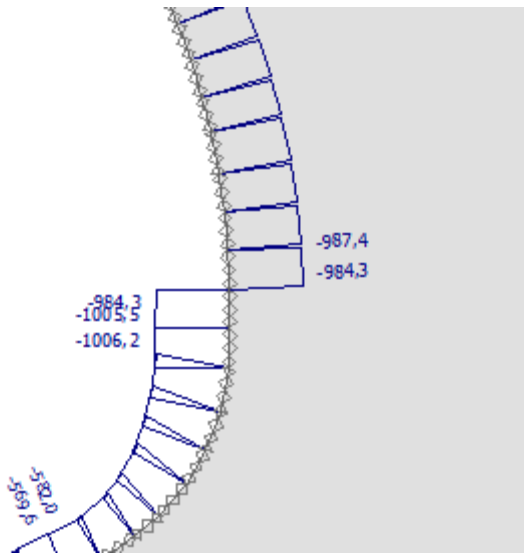
T2 :

Le Moment



L'effort max

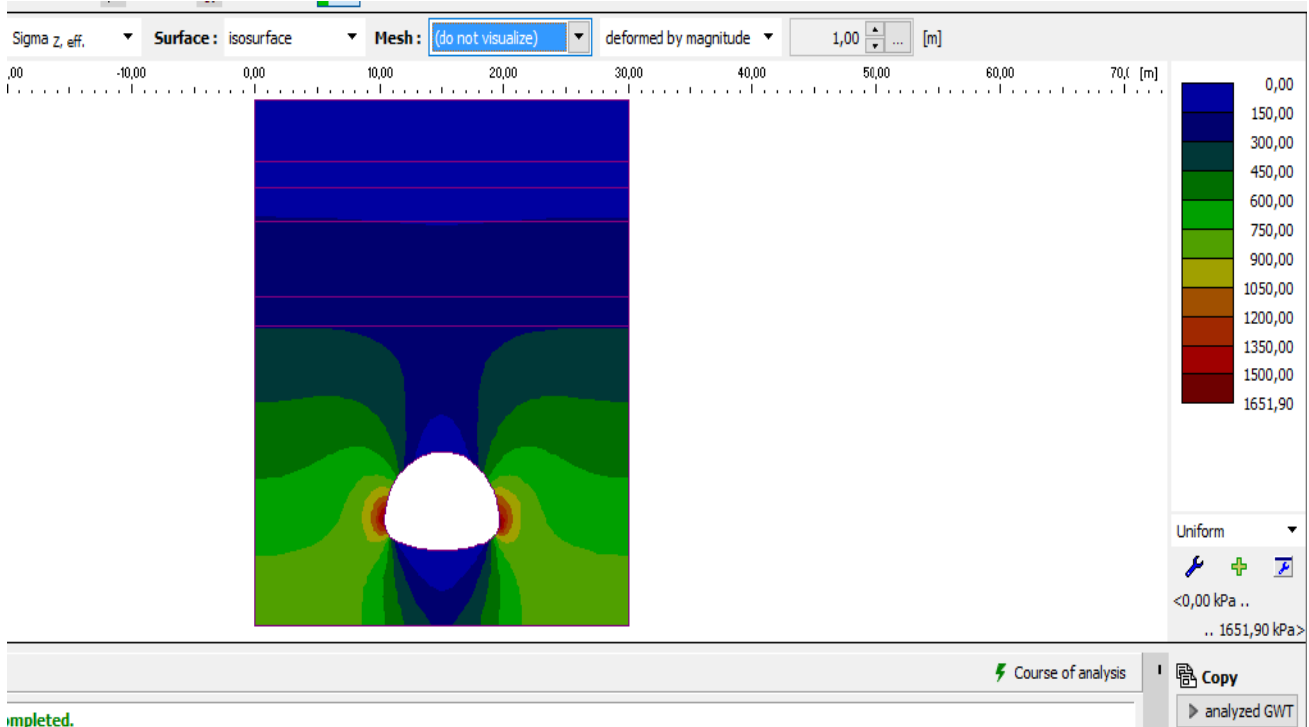




L'effort max.

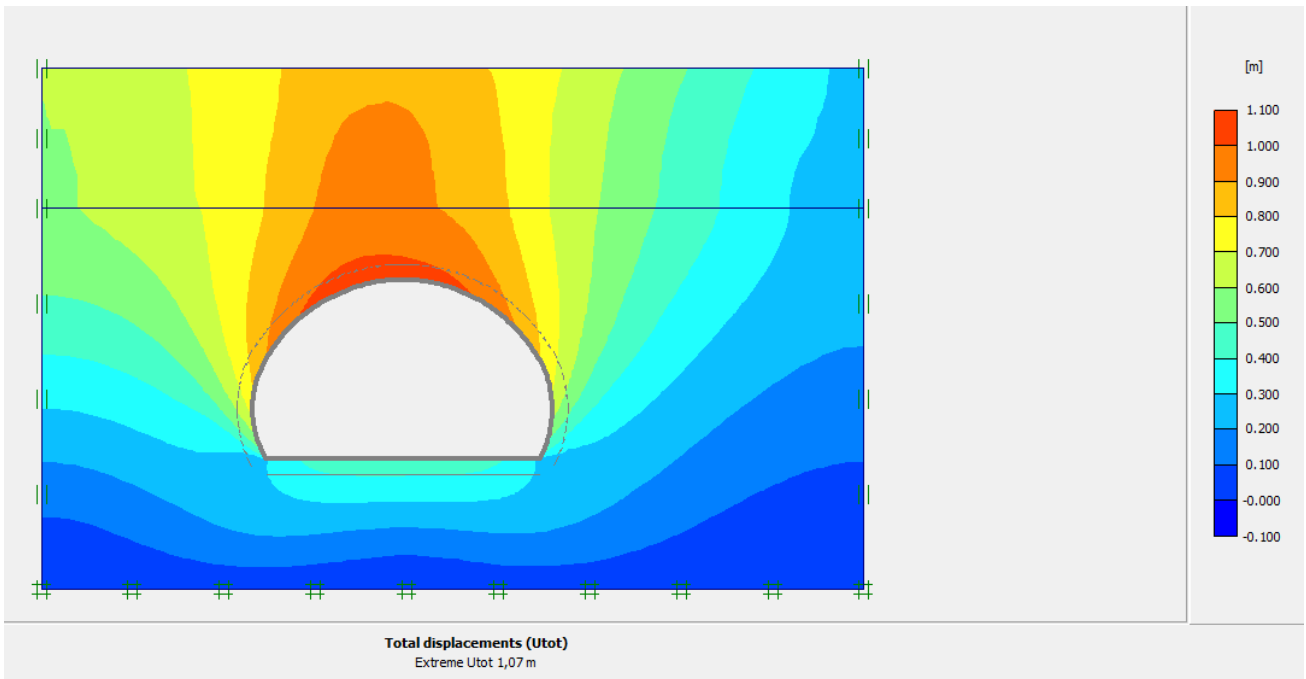
T3 :

Il n'y pas eu d'effort, on présente ici la déformation (avec GEO5)

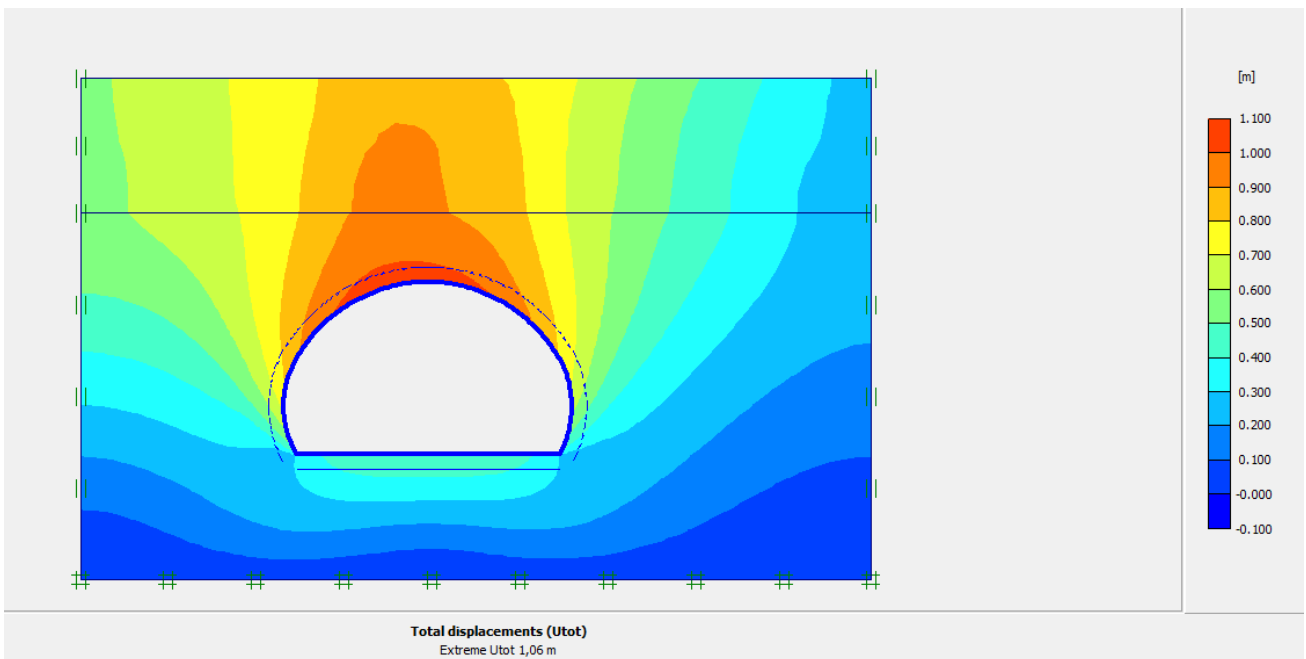


Déformation terrain 3

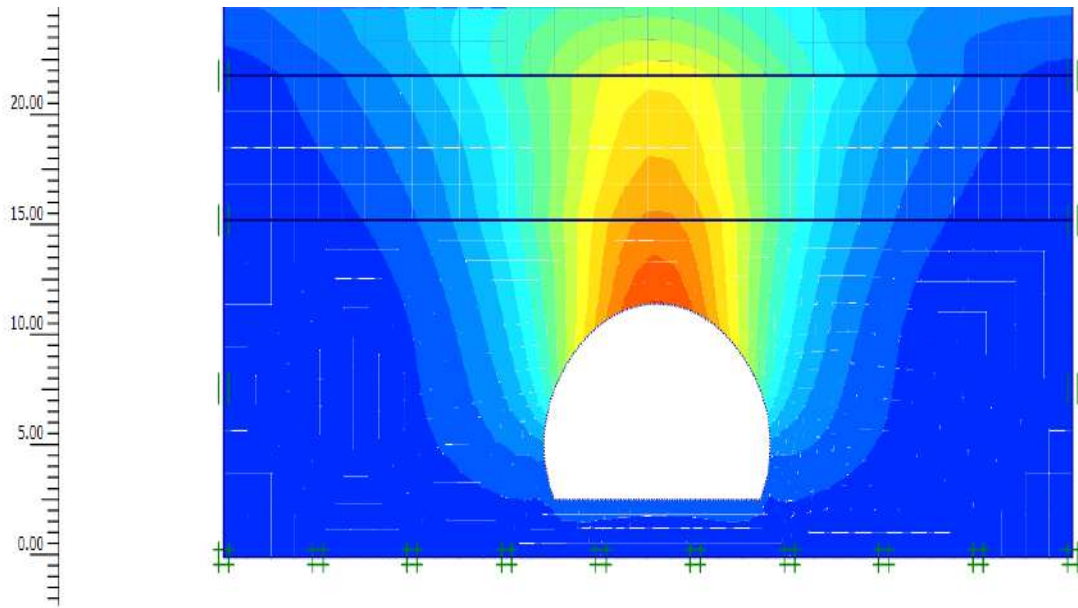
**C2.LES RESULTATS DES DEPLACEMENT (PLAXIS 2D)**



**Terrain 1 sans soutènement**

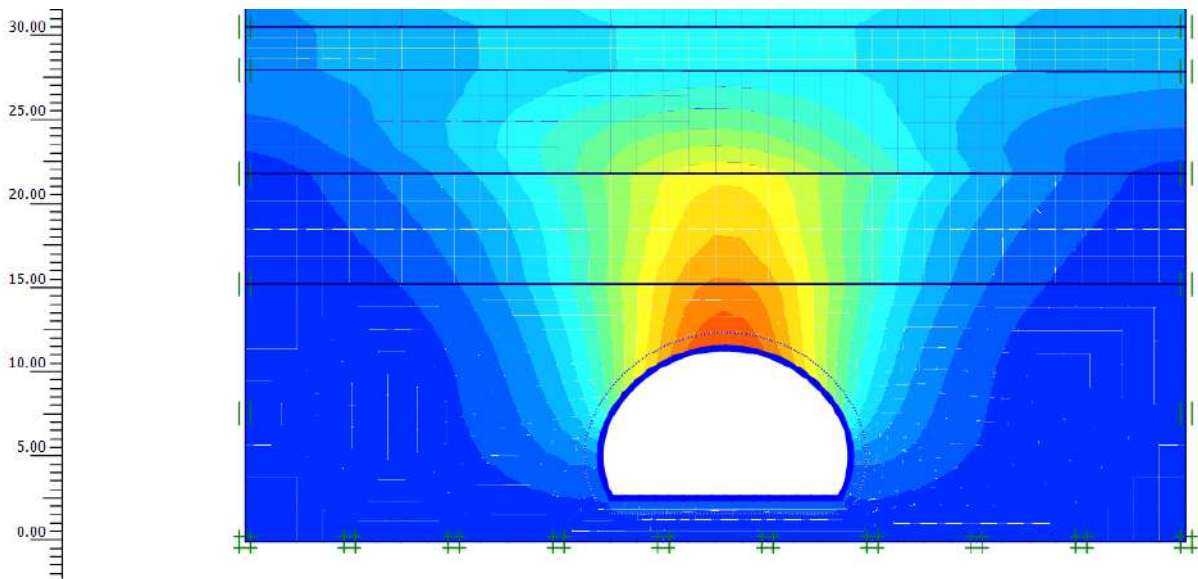


**Terrain 1 avec soutènement**



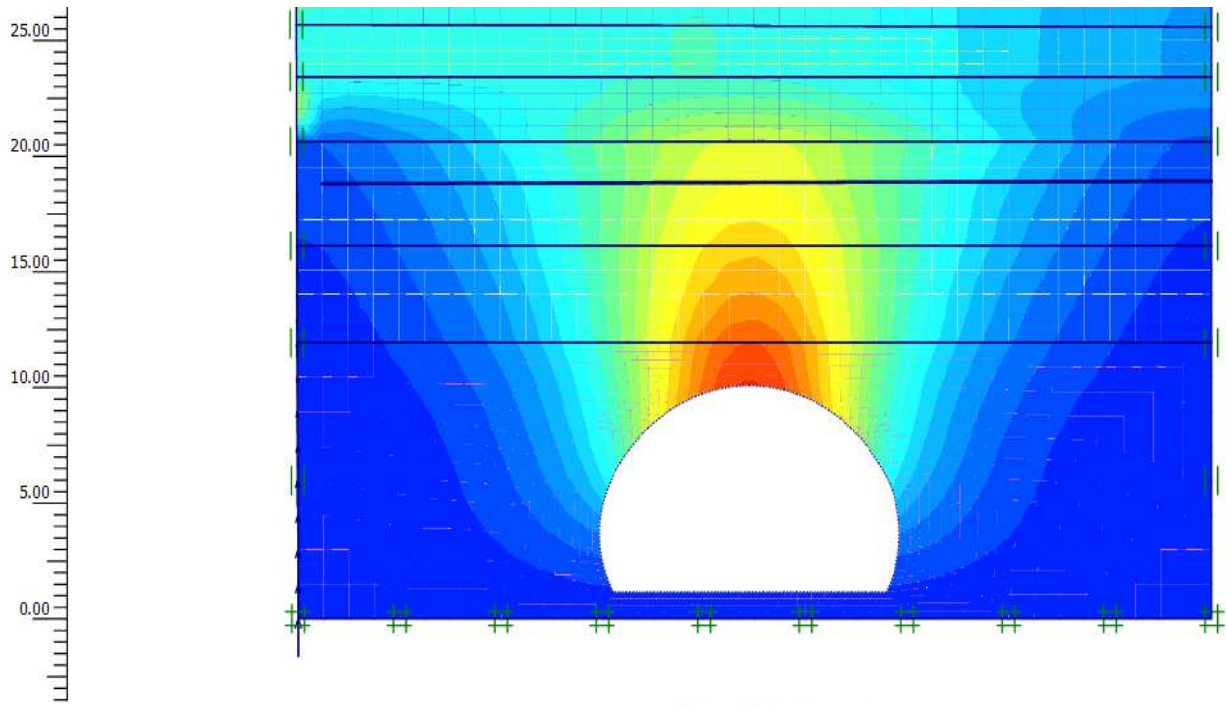
Total displacements ( $U_{tot}$ )  
Extreme  $U_{tot}$   $3,72 \cdot 10^{-3}$  m

**Terrain 2 sans soutènement**



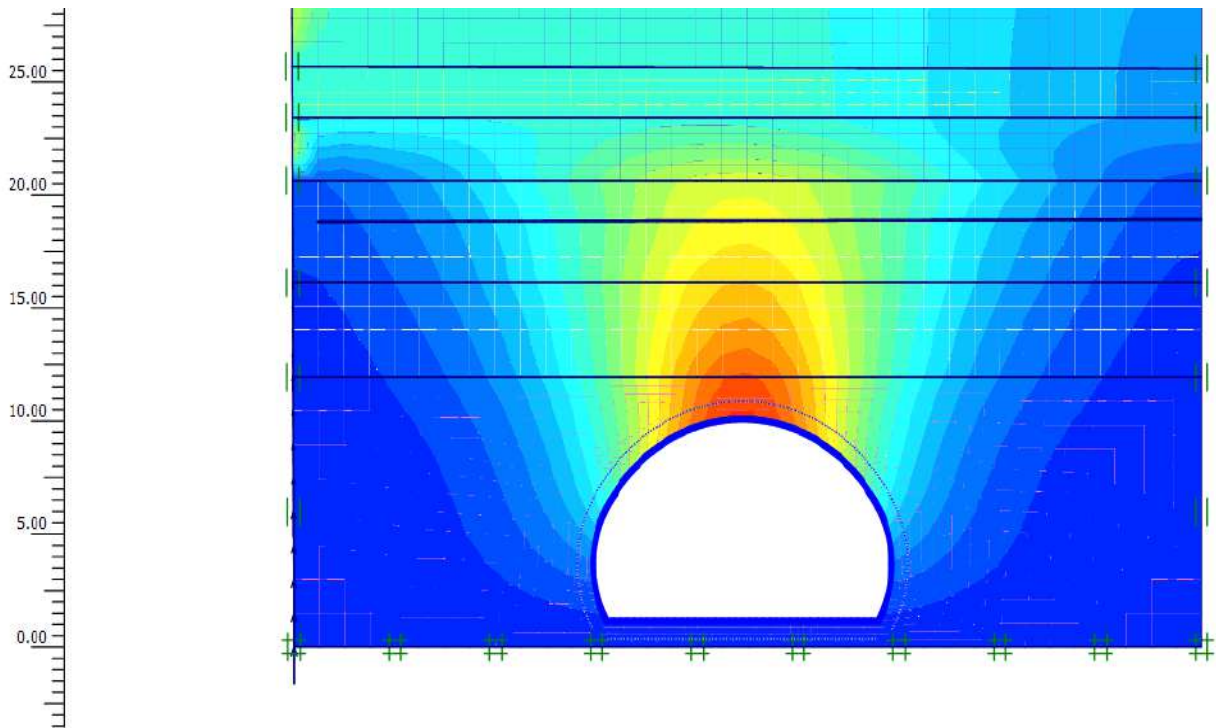
Total displacements ( $U_{tot}$ )  
Extreme  $U_{tot}$   $3,02 \cdot 10^{-3}$  m

**Terrain 2 avec soutènement**



Total displacements (U<sub>tot</sub>)  
Extreme U<sub>tot</sub> 958,94 \* 10<sup>-6</sup> m

**Terrain 3 sans soutènement**



Total displacements (U<sub>tot</sub>)  
Extreme U<sub>tot</sub> 914,68 \* 10<sup>-6</sup> m

**Terrain 3 avec soutènement**