

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de L'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*



*Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel*  
*Faculté des Sciences et Technologie*  
*Département Génie Civil et Hydraulique*



*Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme*  
*de Master Académique Génie Civil*  
*Option : Géotechnique*

*Thème*

Modalisation d'un tunnel bitube -prise  
en compte de l'effet de renforcement du  
front de taille-

*Présenté par :*

- ❖ *BOUKEHIL HADJER*
- ❖ *BOUMENDJEL AMEL*

*Encadré par :*

*Dr : DJEGHADER DJAMEL*

*Promotion: 2018/2019*

## REMERCIEMENT



*Nous remercions avant tout ALLAH de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce mémoire . Nous remercions également notre famille pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.*

*Nous tenons aussi à remercier notre promoteur Mr Djeghader Djemel pour son suivi et ses conseils durant l'évaluation de ce travail.*

*Ainsi nous remercions Mr Derbane et en particulier Mme ARABAT, pour son aide scientifique, pour la modélisation de l'ouvrage.*

*Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail, et tous les enseignants de département de génie civil.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce mémoire :*

*À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :*

*Ma mère « Karima » pour sa présence dans ma vie*

*Mon père « Abdelkarim » qui peut être fier et trouver ici le  
résultat de longues années de sacrifices pour m'aider à avancer  
dans la vie*

*À mes sœurs : « Amani » et « Khadija ».*

*À mes frères : « Yacine », « A. raouf », « Oussama », « A. hani ».*

*À tous mes amis*

*Enfin à tout personnes qui m'a prêté main forte à la réalisation de  
ce travail.*

*AMEL*



# Dédicace

*Je dédie ce mémoire :*

*À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :*

*Ma mère « aziza » pour sa présence dans ma vie*

*Mon père « samine » qui peut être fier et trouver ici le résultat de  
longues années de sacrifices pour m'aider à avancer dans la vie*

*À mes sœurs : « Amel »,*

*« Fatima », « Imen », « Hassina », « Aya », « Doua »,  
« Kawter ».*

*À mon frère : « Amine »*

*À mon fiancé « Yazid »*

*À tous mes amis*

*Enfin à tout personnes qui m'a prêté main forte à la réalisation de  
ce travail.*

*HADJER*

## Résumé :

Ce travail mémoire représente une contribution à l'étude de l'effet de la mise en place des inclusions tubulaires au niveau du front de taille d'un tunnel sur les déformations du massif et la stabilité du soutènement provisoire de tunnel. L'objectif étant d'améliorer la cohésion du sol par l'injection des tubes en verre/polyester et d'étudier l'effet de la méthode de creusement sur la réponse du massif de sol en utilisant le logiciel Plaxis 2D dans la modélisation des différentes parties d'études. Les résultats montrent la sensibilité importante des différentes sollicitations et du sol entourant le tunnel par la mise en place des tubes de renforcement en verre/polyester.

**Mots-clés:** tunnel, excavation, renforcement, front de taille, inclusion.

## المخلص :

الدعم على مستوى وجه النفق على تشوهات الكتلة الصخرية يمثل هذا العمل مساهمة في دراسة تأثير إدخال انبوب واستقرار دعم النفق المؤقت. الهدف هو تحسين تماسك التربة عن طريق حقن أنابيب الزجاج / البوليستر ودراسة تأثير في نمذجة أجزاء مختلفة من الدراسات. أظهرت 2D Plaxis طريقة الحفر على استجابة كتلة التربة باستخدام برنامج النتائج حساسية كبيرة لمختلف الضغوط والتربة المحيطة بالنفق من خلال وضع أنابيب زجاجية / عازلة من البوليستر

**كلمات مفتاحية :** نفق، والحفر والبناء، ووجه العمل والإدماج.

## Summary:

This work represents a contribution to the study of the effect of the introduction of tubular inclusions at the level of the face of a tunnel on the deformations of the massif and the stability of temporary tunnel support. The objective is to improve the cohesion of the soil by injecting glass / polyester tubes and to study the effect of the digging method on the soil mass response using the 2D Plaxis software in the modeling of different parts of studies. The results show the significant sensitivity of the various stresses and the soil surrounding the tunnel by the placement of the glass / polyester reinforcing tubes.

**Keywords:** tunnel, excavation, reinforcement, front of waist, inclusion.

# *Sommaire*

---

Introduction générale .....	1
-----------------------------	---

## *Chapitre I : Généralité sur les tunnels*

I.1.Introduction .....	2
I.2. Ouvrages souterrains .....	2
I.2.1. Importance des ouvrages souterrains.....	2
I.2.2. Définition et classification des tunnels.....	2
I.2.3. Description d'un tunnel .....	3
I.3. Etapes d'exécution de projet d'un tunnel .....	4
I.4.Facteur d'implantation de tunnel.....	5
I.4.1.Choix de tracé.....	5
I.4.2.Etude de profil en long .....	5
I.4.3.Choix de la section .....	5
I.5. Conception et réalisation d'un tunnel.....	6
I.5.1.Mode de creusement d'un tunnel.....	6
I.5.1.1. Tunnel dans le roche.....	6
I.5.1.2 Tunnel en terrain difficile .....	7
I.5.2. Techniques de creusement.....	8
I.5.2.1. Méthode à pleine section .....	9
I.5.2.2. Méthode demi-section .....	9
I.5.2.3. Méthode de section divisée.....	9
I. 6. Les mouvements de sol du au creusement d'un tunnel .....	10
I.7. Revêtement définitif .....	11
I.7.1. Définition de revêtement .....	11
I.7.2. Les différents types de revêtement .....	11
I.8. Etanchéité et drainage des tunnels.....	12

# **Sommaire**

---

I.8.1. Étanchéité .....	12
I.8.2. Drainage.....	13
I.8.3. Choix du système d'étanchéité .....	13
I.8.4. Type de produits d'étanchéité.....	13
I.9. Conclusion .....	14

## ***Chapitre II : Stabilité des tunnels***

II .1. Introduction .....	15
II.2. Stabilité de Soutènement provisoire.....	15
II.2.1. Définition de soutènement provisoire .....	15
II.2.2. Rôle du soutènement .....	15
II.2.3. Les différents types de soutènement .....	16
II.2.3.1. Les soutènements agissants par supportage .....	16
II.2.3.2. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant.....	17
II.2.3.3. Béton projeté .....	19
II.2.3.4. Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification des Caractéristiques géotechniques ou hydrologiques .....	20
II.3. Stabilité de front de taille .....	20
II.3.1. Analyse de la tenue du front.....	21
II.3.2. Renforcement du front de taille par tubes en verre/polyester .....	22
II.3.2.1. Caractéristique et avantages de la méthode.....	22
II.3.2.2. Forage et insertion des tubes verre/polyester .....	23
II.3.2.3. Amélioration de cohésion C.....	24
II.4.conclusion.....	25

# **Sommaire**

---

## ***Chapitre III : Présentation du projet***

III.1. Introduction.....	26
III.2. Présentation du tunnel d’El-Kantour .....	26
III.3. Implantation et tracé du tunnel .....	27
III. 3.1.Tracé en plan.....	27
III.3.2.Tracé en profil.....	28
III.3.3. Dimensions du tunnel T4.....	28
III.4. Reconnaissances géologiques, géotechniques et hydrogéologiques utilisées au niveau de tunnel.....	29
III.4.1. La géologie du site.....	29
III.4.2.condition géologique et géotechnique .....	31
III.4.3.Condition hydrologiques.....	31
III.5.Creusement .....	32
III.6.Excavation des tunnels.....	32
III.7.Soutènement.....	33
III.8. Paramètres géotechniques de la partie de calcul.....	33
III.8.1. Résultats de sondage S4 – LT- 43.....	34
III.9. Renforcement du front de taille par les inclusions tubulaires.....	35
III.10. Déroulement des travaux .....	38
III.11.Conclusion .....	40

## ***CHPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET SOUTENEMENT***

IV.1.Introduction.....	41
IV.2 .calcul des charges agissant sur le soutènement du tunnel .....	41
IV.3.Calcul de pressions agissant sur le soutènement de la demi-section supérieure.....	42
IV.3.1. Pression verticale .....	42



## **Sommaire**

---

IV.3.2. Pression horizontale.....	43
IV.4. Calcul des pressions agissant sur le soutènement de la structure globale .....	45
IV.4.1. Pression verticale.....	45
IV.4.2.Pression horizontale.....	46
IV.5. Calcul des pressions agissant sur le radier.....	47
IV.6. Dimensionnement du soutènement provisoire.....	49
IV.6.1.Définition des charges agissant sur l’ouvrage .....	49
IV.6.2.Les caractéristiques du soutènement provisoire .....	53
IV.6.2.1.Caractéristiques du Béton projeté .....	54
IV.6.2.2. Caractéristiques du profile HEB200.....	54
IV.6.2.3. Caractéristiques des boulons d’ancrage.....	54
IV.6.3.Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en Béton Projeté.....	54
IV.6. 3.1.Rigidités des cintres métalliques .....	54
IV.6.3.2.Rigidité de la voûte en béton projeté .....	55
IV.6.3.3. Les calculs de du soutènement provisoire .....	55
IV.7. Conclusion.....	56

## **CHAPITRE V : MODELISATION ET DISCUSSION**

V.1.Introduction.....	57
V.2. Présentation de modèle Plaxis 2D.....	57
V.3. Caractéristiques du terrain et de soutènements .....	57
V.3.1. Caractéristiques géotechniques du terrain.....	57
V.3.2. Caractéristiques mécaniques du soutènements .....	58
V.4. Renforcement du front de taille par l’utilisation de la méthode FIT .....	58

# *Sommaire*

---

V.4.1. Calcul de la valeur de C améliorée pour chaque front de taille .....	60
V.4.2. Tunnel non renforcé T0.....	61
V.4.3. Tunnel renforcé par 10 tubes de renforcement T10.....	61
V.4.4. Tunnel renforcé par 20 tubes de renforcement T20.....	62
V.4.5. Tunnel renforcé par 30 tubes de renforcement T30.....	63
V.5. Modélisation du tunnel.....	63
V.5.1. Génération de la géométrie de modèle.....	64
V.5.2. Phasage de calcul... ..	65
V.5.2.1. Méthode de creusement en pleine section.....	65
V.5.2.2. Méthode de creusement en demi-section .....	65
V.5.2.3. Méthode de creusement en section divisée .....	66
V.6. Résultats et discussion... ..	66
V.6.1.Effet de la méthode de creusement sur la stabilité de soutènement provisoire.....	66
V.6.1.1. Déplacement vertical.....	67
V.6.1.2. Déplacement horizontal .....	68
V.6.1.3. Moment fléchissant .....	70
V.6.1.4. Tassement de la surface .....	71
V.6.2. Effet de renforcement de front de taille sur stabilité de soutènement provisoire .....	73
V.6.2.1. Creusement en pleine section.....	73
V.6.2.2.Creusement en demi-section .....	82
V.6.2.3. Creusement en section divisée .....	87
V.7. Conclusion .....	92
Conclusion générale.....	93

## *Sommaire*

---

Référence bibliographique

Annexe

Résumé

## **LISTE DES FIGURES**

<b>Figure I.1:</b> Tunnels de transport et d'évacuation .....	03
<b>Figure I.2:</b> Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille ....	04
<b>Figure I. 3:</b> Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.....	07
<b>Figure I. 4 :</b> Machine à attaque ponctuelle.....	07
<b>Figure I. 5 :</b> Machine de pré-découpage .....	08
<b>Figure I.6 :</b> Machines à attaque globale .....	08
<b>Figure I.7 :</b> Méthode à pleine section.....	09
<b>Figure I.8:</b> Méthode de la demi-section.....	09
<b>Figure I.9:</b> Méthode de section divisée .....	10
<b>Figure.I.10 :</b> Types de soutènement et de revêtement des tunnels .....	12
<b>Figure I. 11:</b> Mise en place du dispositif d'étanchéité.....	14
<b>Figure II.1 :</b> Cintres lourds.....	17
<b>Figure. II.2 :</b> Cintres légers .....	17
<b>Figure. II.3 :</b> Boulon d'ancrage réparti .....	18
<b>Figure II. 4:</b> Eléments constitutifs du boulonnage à ancrage réparti .....	19
<b>Figure .II.5:</b> Boulons à friction .....	19
<b>Figure. II.6.</b> Eboulement du front de taille d'un tunnel .....	21
<b>Figure II.7 :</b> Plan type de tubes de renforcement en verre polyester .....	22
<b>Figure II.8.</b> Mise en place des tubes de renforcement par Machine (Jumbo).....	24
<b>Figure III.1 :</b> Portail Sud de tunnels T4.....	27
<b>Figure III.2.</b> Tracé en plan et coupe longitudinale du t4 .....	28
<b>Figure III.3.</b> Coupe transversale du tunnel .....	29
<b>Figure III.4.</b> Coupe géologique de tunnel T4 .....	30
<b>Figure III.5 :</b> Présentation de la partie de calcul.....	34

<b>Figure III.6.</b> Coupe transversale de la partie de calcul de tunnel .....	35
<b>Figure III.7 :</b> Stabilisation du terrain par tubes injectés en verre/polyester.....	36
<b>Figure III.8.</b> Mise en place des tubes de renforcement par Machine (Jumbo) .....	37
<b>Figure III.9:</b> Cycle de déroulement des travaux .....	39
<b>Figure IV.1 :</b> Coupe transversale de tunnel avec les différentes couches au-dessus de tunnel	41
<b>Figure. IV.2.</b> présentation des différentes dimensions .....	51
<b>Figure IV.3.</b> Soutènement provisoire .....	53
<b>Figure V.1 :</b> Coupe transversale de tunnel avec front de taille non renforcée (T0).....	59
<b>FigureV.2 :</b> Front de taille non renforcé (T0) .....	61
<b>FigureV.3 :</b> Front de taille renforcé par 10 tubes (T10).....	62
<b>Figure V.4 :</b> Front de taille renforcé par 20 tubes (T20).....	62
<b>FigureV.5 :</b> Front de taille renforcé par 30 tubes (T30).....	63
<b>Figure V.6 :</b> Géométrie de l'ouvrage en Plaxis.....	64
<b>Figure V.7 :</b> Maillage de l'ouvrage en Plaxis .....	65
<b>FigureV.8 :</b> Déplacement vertical de soutènement provisoire pour chaque méthode de creusement.....	67
<b>FigureV.9:</b> Histogramme de déplacement vertical en fonction de mode de creusement.....	68
<b>FigureV.10 :</b> Déplacement horizontal de soutènement provisoire pour chaque méthode de creusement.....	69
<b>FigureV.11 :</b> Histogramme de déplacement horizontal en fonction de mode de creusement...	70
<b>FigureV.12 :</b> Moment fléchissant de soutènement provisoire pour chaque méthode de creusement.....	70
<b>FigureV.13:</b> Histogramme de moment fléchissant en fonction de mode de creusement.....	71
<b>FigureV.14 :</b> Tassement de soutènement provisoire pour chaque méthode de creusement .....	72
<b>FigureV.15:</b> Histogramme de tassement de surface en fonction de mode de creusement.....	72
<b>FigureV .16 :</b> Déplacement vertical de tunnel pour chaque front de taille renforcée .....	74
<b>FigureV.17 :</b> Déplacement vertical en fonction de nombre des tubes de renforcemen .....	75



<b>FigureV.18:</b> Déplacement horizontal pour chaque front de taille renforcée.....	76
<b>Figure.V.19 :</b> Déplacement horizontal en fonction de nombre des tubes de renforcement .....	76
<b>FigureV.20 :</b> Moment de tunnel pour chaque front de taille renforcée.....	77
<b>FigureV.21 :</b> Moment fléchissant en fonction de nombre des tubes de renforcement.....	78
<b>FigureV.22 :</b> Effort tranchant de tunnel pour chaque front de taille renforcée.....	79
<b>FigureV.23 :</b> Effort tranchant en fonction de nombre des tubes de renforcement .....	79
<b>FigureV.24 :</b> tassement de la surface pour chaque front de taille renforcée .....	80
<b>FigureV.25 :</b> Tassement de la surface en fonction de nombre des tubes de renforcement .....	81
<b>FigureV.26:</b> Déplacement vertical de tunnel pour chaque front de taille renforcée .....	82
<b>Figure.V.27 :</b> Déplacement vertical de tunnel en fonction de nombre des tubes de renforcement.....	83
<b>Figure.V.28:</b> Déplacement horizontal de tunnel pour chaque front de taille renforcé.....	84
<b>FigureV.29:</b> Déplacement horizontal de tunnel en fonction de nombre des tubes de renforcement .....	84
<b>FigureV.30:</b> Tassement de la surface de tunnel pour chaque front de taille renforcé.....	86
<b>FigureV.31 :</b> Tassement de la surface libre en fonction de nombre des tubes de renforcement	86
<b>FigureV. 32:</b> Déplacement vertical pour chaque front de taille renforcé pour le creusement en section divisée .....	88
<b>FigureV.33 :</b> Déplacement vertical en fonction de nombre des tubes de renforcement .....	88
<b>FigureV.34 :</b> Déplacement horizontal de tunnel pour chaque front de taille renforcé.....	89
<b>FigureV.35 :</b> Déplacement horizontal en fonction de nombre des tubes de renforcement .....	90
<b>FigureV.36:</b> Tassement de la surface de tunnel pour chaque front de taille renforcé.....	91
<b>FigureV.37:</b> Tassement de la surface en fonction de nombre des tubes de renforcement .....	92.

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau III.1:</b> Paramètres d'étude de la partie de calcul de tunnel.....	34
<b>Tableau III.2:</b> Paramètres d'étude la zone de faille.....	36
<b>Tableau III.3 :</b> les caractéristiques mécaniques des tubes en verre/polyester.....	38
<b>Tableau IV.1 :</b> Les contrainst aux niveaux de tunnel.....	49
<b>Tableaux IV.2:</b> de caractéristique de béton projet.....	54
<b>Tableau IV.3 :</b> Caractéristiques mécaniques.....	55
<b>Tableau V.1 :</b> Valeurs des paramètres géotechniques de la section étudiée.....	58
<b>Tableau V.2 :</b> les propriétés mécaniques de la section composite.....	58
<b>Tableau.V.3 :</b> Valeur de la cohésion améliorée pour 10,20 et 30 tubes.....	61
<b>Tableau V.4 :</b> Taux du changement du déplacement vertical pour le creusement en pleine section.....	75
<b>TableauV.5 ;</b> Taux du changement du déplacement horizontal pour le creusement en pleine section.....	77
<b>TableauV.6 :</b> Taux du changement de moment fléchissant pour le creusement en pleine section.....	78
<b>TableauV.7 :</b> Taux du changement de l'effort tranchant pour le creusement en pleine section.....	80
<b>Tableau.V.8 :</b> Taux du changement du tassement de la surface pour le creusement en pleine section.....	81
<b>Tableau.V.9 :</b> Taux du changement du déplacement vertical pour le creusement en demi-section.....	83
<b>Tableau.V.10 :</b> Taux du changement du déplacement horizontal pour le creusement en demi-section.....	85
<b>Tableau.V.11 :</b> Taux du changement du tassement de la surface pour le creusement en demi-section.....	87
<b>Tableau.V.12 :</b> Taux du changement du déplacement vertical pour le creusement en section divisée.....	89
<b>Tableau.V.13 :</b> Taux du changement du déplacement horizontal pour le creusement en section divisée.....	90
<b>Tableau.V.14 :</b> Taux du changement du tassement de la surface pour le creusement en section divisée.....	92

## NOTATIONS ET ABREVIATIONS

<b>A</b>	l'aire de la section du cintre.
<b>A<sub>b</sub></b>	section de béton projeté.
<b>A<sub>s</sub></b>	section profile en acier.
<b>B</b>	largeur de la galerie.
<b>C</b>	la cohésion initiale du terrain.
<b>E</b>	module élastique.
$\gamma$	le poids volumique.
$\phi$	l'angle de frottement.
<b>E<sub>b</sub></b>	module d'élasticité de béton projeté.
<b>E<sub>s</sub></b>	module d'élasticité de l'acier.
<b>EI</b>	rigidité flexionnelle et normale.
<b>E<sub>A</sub></b>	rigidité normale.
<b>F<sub>bu</sub></b>	contrainte de compression du béton projeté.
<b>H</b>	hauteur de la couverture du sol.
<b>h</b>	hauteur de la couche.
<b>I<sub>s</sub></b>	moment d'inertie de profilé.
<b>I<sub>b</sub></b>	moment d'inertie de section de béton projeté.
<b>N</b>	le nombre de boulon.
<b>P<sub>v</sub></b>	la pression verticale.
<b>Q</b>	poids total de l'arc.
<b>Q<sub>0</sub></b>	partie uniformément répartie de la pression géologique.
<b>q</b>	surcharge.
<b>S<sub>b</sub></b>	section du boulon.
<b>T</b>	effort tranchant calculé.
<b>K<sub>0</sub></b>	le coefficient de pression des terres au repos.
$\sigma_v$	pression verticale.

$\sigma_h$	pression horizontale.
$a$	la distance entre les cintres.
$P_h$	la charge horizontale.
$L$	la longueur de boulons d'ancrage.
$D$	diamètre de boulons d'ancrage.
$A$	section du boulon.
$\varphi$	diamètre.
$E_b$	module de young.
$E_s A_s$	rigidité des cintres à la compression avant mise en place.
$E_s A_s'$	rigidité des cintres à la compression après mise en place.
$E_s I_s$	rigidité des cintres à la flexion avant mise en place.
$I_s$	moment d'inertie de profilé.
$E_b A_b$	rigidités de béton projeté avant mise en place.
$E_b A_b'$	rigidités de béton projeté après mise en place.

## **Introduction générale**

L'extension des voies de communication (routes, autoroutes, voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles qui conduisent généralement à la construction de tunnels. De même, l'encombrement de la surface du sol dans les villes rend nécessaire la construction d'ouvrage souterrain (voiries et métros).

Comparativement aux autres ouvrages de génie civil, les tunnels ont la particularité du fait qu'ils sont construits entièrement dans les sols. D'où la complexité du problème qui peut être résumé dans la prévision du comportement de l'ensemble tunnel- terrain et par fois se rajoute l'interaction avec les structures construites en surface.

La conception, l'étude puis l'exécution d'un ouvrage souterrain nécessitent de la part du constructeur des connaissances étendues dans les domaines de la géologie, de l'hydrogéologie, de la mécanique des matériaux, les différentes méthodes de construction et des aspects économiques qui s'y rattachent. Avant le passage à l'exécution des travaux d'excavation d'un tunnel, il est important de faire soigneusement des études géologiques, géotechniques et hydrogéologiques pour toute la région où le tracé du profil en long est prévu. Les résultats de ces études seront à leurs tours utilisés pour avoir une idée sur la constitution du massif à fin de prévoir son comportement et le caractériser le choix de la méthode d'excavation et le type de soutènement à adopter pour assurer le bon déroulement des travaux pendant l'exécution.

Lors de la construction d'un tunnel dans un sol de mauvaises caractéristiques, les ingénieurs sont confrontés à un problème très délicat concernant le contrôle des mouvements de terrain induits par le creusement pouvant affecter la stabilité de soutènement et de la surface libre. Cependant, diverses techniques peuvent être associées telles que le renforcement du front de taille en utilisant des inclusions tubulaires en verre/polyester scellées dans le terrain par un système d'injection. Cette technique permet d'améliorer les caractéristiques géotechniques du sol entourant le tunnel.

L'objet de notre travail est focalisé sur l'étude de l'effet de renforcement de front de taille d'une partie d'un tunnel autoroutier sur la stabilité de soutènement provisoire de ce dernier. Nous aborderons successivement : des généralités sur les tunnels (chapitre 1), Stabilité des tunnels (chapitre 2), présentation de l'ouvrage et de la partie de calcul (chapitre 3). Le calcul des charges et des sollicitations, ainsi que le dimensionnement feront l'objet de chapitre 4. On termine avec la modélisation par élément fini en utilisant le logiciel PLAXIS 2D et discussions des résultats qui seront présentés dans le chapitre 5.



## **I.1. Introduction**

A l'époque moderne ou le taux d'accroissement des habitants augmente de jour en jour d'une façon élevée qui conduit à une élévation de taux de trafic, et pour des raisons économiques et même sociologiques et stratégiques les tunnels sont particulièrement critiqués, ils sont devenus les ouvrages essentiels des diverses constructions souterraines construites à l'époque moderne à des fins de communications les plus variées.

Il s'agit en effet d'ouvrages souterrains destinés à créer une liaison entre deux points en vue d'instaurer des possibilités de transport ou de communication par l'élimination des obstacles topographiques et urbains qui les séparent.

## **I.2. Ouvrages souterrains**

### **I.2.1. Importance des ouvrages souterrains :**

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

La réalisation des travaux en souterrain permet de s'affranchir des obstacles, d'utiliser au maximum l'espace souterrain quasi illimité et de libérer la surface au sol [1].

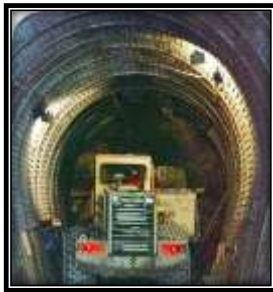
### **I.2.2. Définition et classification ouvrages souterrains :**

Un tunnel est une galerie souterraine livrant passage à une voie de communication (chemin de fer, canal, route, chemin piétonnier). On peut classer comme tunnels les grands ouvrages hydrauliques souterrains, tels que les aqueducs, collecteurs et émissaires destinés soit à l'amenée, soit à l'évacuation des eaux et certaines conduites établies en liaison avec les barrages et usines hydro-électriques [2].

La classification des tunnels se fera donc en fonction de leur destination, de leur position et leur situation géographique, selon la situation géographique on distingue deux grandes catégories [3] :

- Tunnel de communication :
- Tunnels ferroviaires.

- Tunnels de routiers.
- Tunnels pour piétons.
- Tunnel ou galeries de navigation.
- Tunnel de métro.
- Tunnels ou galeries de transport :
- Tunnels pour aménagement hydroélectrique.
- Tunnels d'alimentation en eau.
- Tunnels des services industriels.
- Galerie d'égouts.
- Galeries et tunnels des complexes industriels.



Galeries hydrauliques



Marchandises



Egouts

Figure I.1. Tunnels de transport et d'évacuation

### I.2.3. Description d'un tunnel :

Sur la section d'un tunnel voûté (figure. I.3), on distingue les éléments suivants :

**Calotte** : Partie supérieure et centrale de la voûte ;

**Clé (de voûte)** : Section de la voûte située dans son plan de symétrie ;

**Piédroits** : Parties verticales de la section transversale du tunnel, elles sont comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel ;

**Radier** : Partie inférieure du tunnel qui est située entre les deux piédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton ;

**Rein** : Partie de la voûte, elle est comprise entre la calotte et les piédroits.

La figure I.2 présente les termes couramment associés à l'excavation d'un puits ou d'un tunnel. Le terrain se déforme à deux endroits : au front de taille, on parle d'extrusion et en parois on parle de convergence. [1]

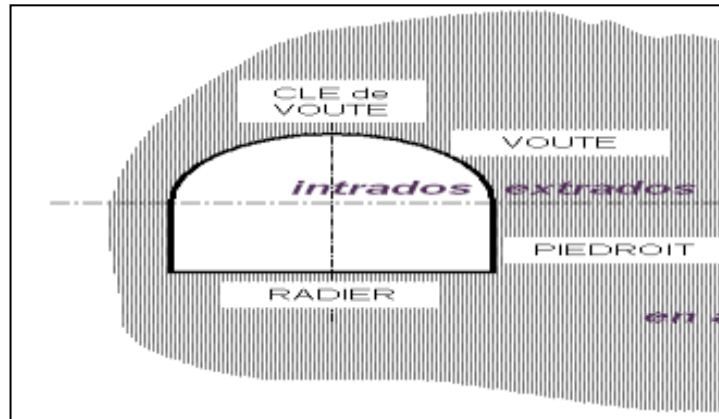


Figure I.2. Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille

### I.3. Etapes d'exécution de projet d'un tunnel

Plusieurs études sont exigées afin de décider la faisabilité d'un tunnel.

Les différentes études indispensables pour un projet d'un tunnel de communication sont les suivants :

- Etude géologique ;
- Estimation de cout ;
- Evaluation de trafic ;
- Etude de sécurité .

Tous les résultats de cas études sont strictement unis et discutables pour arriver à une décision de faisabilité ou non- faisabilité du tunnel.

Si les résultats sont favorables à la faisabilité du tunnel, à ce moment, les ingénieurs seront confrontés à suivre une série d'études afin de réalises le projet dans les meilleures conditions, ces études concernent les aspects suivants :

- Reconnaissance et investigation ;
- Méthode du dimensionnement ;
- Technique du creusement ;
- Le soutènement, le Revêtement.

## **I.4.Facteur d'implantation de tunnel**

### **I.4.1. Choix de tracé :**

Une bonne reconnaissance de l'environnement permet un choix judicieux du tracé du tunnel. Ce choix va tenir compte, avant tout, des intérêts de la circulation et des transports de la région en question. Son implantation exacte va dépendre ensuite des conditions géographiques et hydrogéologiques. Dans la mesure du possible, on s'efforce de garder l'axe du tunnel droit. Non seulement cela diminue la longueur de l'ouvrage, améliore la visibilité et rend la construction plus économique, mais cela facilite en outre la circulation, l'implantation et améliore l'effet de la ventilation.

### **I.4.2. Etude de profil en long :**

Le choix de la situation en élévation et d'un profil en long des tunnels dépend du déroulement de la circulation et des conditions d'exploitation. Il sera fondé sur les exigences de l'exploitation et de la construction.

Le profil en long d'un tunnel est conditionné par :

- La nature des terrains à traverses.
- L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités.
- La présence d'accidents géologiques.
- La nature et l'épaisseur des terrains de couverture.
- L'orientation de la valeur des contraintes principales naturelles.
- La présence d'eau et de fuite d'eau prévisible.

### **I.4.3. Choix de la section :**

La section d'un tunnel doit être déterminée sur la base des facteurs suivants [4] :

- Les gabarits des véhicules qui seront appelés à emprunter le tunnel et de ceux des matériaux qui seront transportés ;
- La nature du terrain, sa résistance, sa teneur en eau et les poussées géologiques du souterrain ;
- La méthode de travail adoptée ;
- Le matériau utilisé pour le revêtement, sa résistance, ainsi que les charges intérieures qu'il devra supporter ;

- L'existence d'une ou deux voies de circulation.

## **I.5. Conception et réalisation d'un tunnel**

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

### **I.5.1. Mode de creusement d'un tunnel :**

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

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

#### **I.5.1.1. Tunnel dans le rocher :**

##### **a) Méthode traditionnelle à l'explosif :**

L'usage des explosifs serait nécessaire si le terrain rencontré est dur et compact. Cette méthode est adaptée à une roche saine et homogène aux caractéristiques géotechniques élevées. L'abatage à l'explosif nécessite la perforation préalable de trous de mine (constituant la volée) à l'aide de marteaux perforateurs (figure I.3).



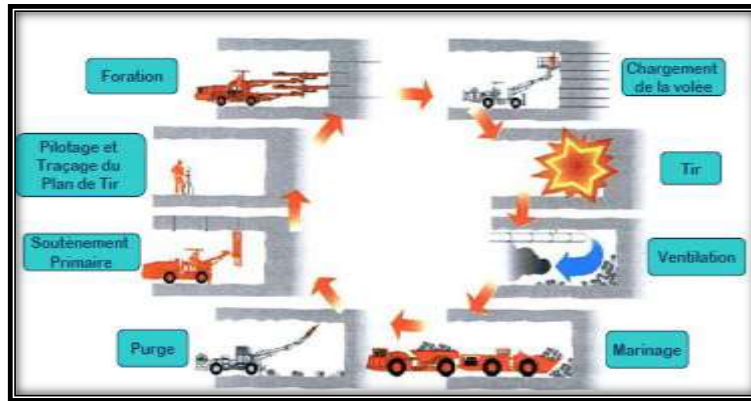


Figure I. 3. Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.

### b) Méthode par attaque ponctuelle :

Si la roche est friable, l'excavation est exécutée par une machine qui attaque ponctuellement et progressivement le sol (machine à attaque ponctuelle). Voir la figure I.4



Figure I. 4. Machine à attaque ponctuelle

### I.5.1.2 Tunnel en terrain difficile :

#### a) Méthode par prédécoupage mécanique :

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



Figure I. 5. Machine de prédécoupage

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

Le creusement mécanisé des tunnels a connu des développements importants durant les vingt dernières années, en particulier grâce à l'apparition et aux évolutions technologiques des tunneliers. Ils ont permis d'élargir le domaine de réalisation des tunnels dans des conditions géologiques délicates, pour une grande gamme de diamètres et de terrains (sols meubles, roches tendres, argiles molles, terrains instables ou aquifères, etc.) en améliorant considérablement la productivité des chantiers (figure I.6).



Figure I.6. Machines à attaque globale

### I.5.2. Techniques de creusement :

En ingénierie il existe plusieurs méthodes de creusement de tunnel, le choix de la méthode dépend de certains paramètres, nature de sol ou de roche, la géométrie de tunnel, environnement, le niveau de la nappe phréatique...on distingue trois méthodes de creusement :

- ✓ Méthode à pleine section.
- ✓ Méthode à en demi-section.
- ✓ Méthode à sections divisées. [5]

### **I.5.2.1. Méthode à pleine section :**

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés des roches de bonne ou d'assez bonne tenue pour les explosifs, ou pour les tunnels creusés dans des sols pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque ponctuelle. Dans le cas contraire, la méthode nécessite de gros engins et devient extrêmement coûteuse. [1]



**Figure I.7 :** Méthode à pleine section

### **I.5.2.2. Méthode demi-section :**

Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important dans la méthode de creusement en demi-section, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps. On doit si nécessaire renforcer le soutènement avant creusement du stross aussi bien en partie supérieur (cintres, blindage, béton projeté, béton). En général, le revêtement définitif n'est mis en place qu'après excavation de la totalité de la section.



**Figure I.8 :** Méthode de la demi-section

### **I.5.2.3. Méthode de section divisée :**

Cette méthode est utilisée 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. Cependant, cette technique a un inconvénient d'ordre économique par ce qu'elle est très coûteuse et sa durée d'application relativement longue. Elle ne se justifie que s'il n'y a pas de possibilité d'utiliser d'autres méthodes.



Figure I.9: Méthode de section divisée

## I. 6. Les mouvements de sol du au creusement d'un tunnel

Lors de l'excavation des tunnels, des perturbations vont déséquilibrer le comportement interne du massif, créant des déformations et des déplacements du sol .il en résulte des tassements plus ou moins significatifs qui peuvent affecter la stabilité des constructions voisines (bâtiments et ouvrages d'art). En site urbain désordres peuvent avoir conséquences humaines et économiques inacceptables.

L'importance de ces tassements est en relation étroite avec les conditions géologiques et hydrologiques, la profondeur de l'ouvrage souterrain et la méthode de réalisation retenue.

Les mouvements de surface apparaissent en fait comme liés à une série de phénomènes concomitants dans le court terme [2] :

- Perte de sol au front de taille ;
- Déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression, ou la distance de pose du soutènement en arrière du front de taille ;
- Déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier ;
- Déformation du soutènement du tunnel ;

## **I.7. Revêtement définitif**

### **I.7.1. Définition de revêtement :**

L'exécution du revêtement définitif est une étape très importante dans les différentes étapes d'exécution des tunnels. L'excavation d'un tunnel produit une perturbation dans l'état du terrain en entraînant des mouvements de la masse du terrain vers l'intérieur et nouvel état de contrainte ; ces mouvements et ces nouvelles contraintes seront repris aussitôt par le soutènement provisoire (instantanément ou à court terme), mais après un revêtement définitif (retard ou à long terme) [1].

Le revêtement permet de :

- Assurer la fonctionnalité de l'ouvrage ou optimiser certaines caractéristiques de la conception ;
- Abriter, du moins en partie, les installations d'exploitation de l'ouvrage.
- Rôle mécanique, imperméabilisation , esthétique ,fonctionnelle (éclairage, ventilation,).

### **I.7.2. Les différents types de revêtement :**

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

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

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

Dans certaines circonstances cependant, les effets à long terme sont tellement importants (gonflement ou fluage) qu'il faut fermer le revêtement en réalisant un radier contre-voûté. Ce radier, souvent très ferrailé, agit véritablement comme une voûte de tunnel : il clave le profil et permet de "circulariser" la section pour bénéficier au maximum de l'effet de voûte [6].

#### **c) Revêtement en béton projeté :**

Le revêtement définitif des tunnels neufs en béton projeté ne constitue une solution susceptible d'être retenue que dans des cas particuliers où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité ou à son confort d'utilisation. Pour les tunnels routiers,



il ne peut donc s'agir que d'ouvrages assez peu circulés, réalisés dans un rocher de bonne qualité [7].

**d) Revêtement en voussoirs préfabriqué :**

Un voussoir est une écaille de béton armé (anciennement de fonte) qui arrive sur le chantier déjà fabriquée et prête à poser. Par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. Ce sont ces anneaux qui mirent bout à bout, constituent le revêtement du tunnel [8].



Figure.I.10. Types de soutènement et de revêtement des tunnels

**I.8. Étanchéité et drainage des tunnels**

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

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

**I.8.1. Étanchéité :**

L'étanchéité peut être partielle, du type « parapluie » par exemple pour une voûte de tunnel, et dans ce cas elle est hors pression hydrostatique (dans ce cas la pression n'est pas totale, mais

elle n'est pas forcément nulle). L'étanchéité peut être totale, c'est-à-dire envelopper complètement l'ouvrage, et dans ce cas elle est sous pression hydrostatique.

### **I.8.2. Drainage :**

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

### **I.8.3. Choix du système d'étanchéité :**

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

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

### **I.8.4. Type de produits d'étanchéité :**

L'étanchéité des ouvrages souterrains peut être réalisée avec l'utilisation de plusieurs matériaux de différents types [1]. Chacun de ces types a des applications différentes, situations et fonctions déterminées et modes d'emploi spéciaux, on a ;

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



**Figure I. 11.** Mise en place du dispositif d'étanchéité.

## **I.9. Conclusion**

Dans ce premier chapitre nous avons introduit les notions principales des tunnels, et donner une définition d'une façon générale sur les tunnels, leurs évolutions dans le temps, les types, les classifications, et les étapes d'exécution.



## **II .1. Introduction**

La stabilité de tunnel au moment d'excavation et de creusement est assurée par la mise en place d'un soutènement provisoire. Ce type de soutènement s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de pallier aux problèmes causés par la décompression du terrain, qui permet d'assurer la stabilité des parois, mais participe aussi à la stabilité définitive de tunnel en réduisant les efforts supportés par le revêtement.

L'altération dans l'état du terrain au cours d'excavation de tunnel entraîne des mouvements de la masse du terrain vers la section excavée. Le front de taille devient alors le siège principal des déformations puisque la surface latérale de l'ouvrage est généralement bloquée par un soutènement, l'état d'équilibre du massif à l'avant du front est alors fondamental : il doit assurer la stabilité du front pendant le creusement et limiter son extrusion afin de maîtriser les tassements.

L'excavation des tunnels entraîne des modifications de l'état de contrainte et de déformation du terrain, il convient d'assurer la stabilité de soutènement provisoire et du front de taille de tunnel, pour éviter des accidents souvent graves, mais aussi pour maintenir le terrain en état « pseudo-élastique » afin de ne pas dégrader ses propriétés mécaniques.

## **II.2. Stabilité de Soutènement provisoire**

### **II.2.1. Définition de soutènement provisoire :**

Le soutènement est un système de protection et d'assurance de la stabilité de l'ouvrage contre tous les incidents d'instabilité survenue pendant l'exécution des travaux en exerçant une certaine pression contre le terrain et en supportant le poids du toit de la galerie creusée. Le rôle du soutènement est permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions, en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité [9].

### **II.2.2. Rôle du soutènement :**

Le creusement d'une galerie nécessite généralement la mise en place d'un soutènement d'importance variable selon la nature du terrain, la taille de l'excavation et la méthode utilisée. Selon la nature de terrain, le soutènement peut être inexistant dans les cas des tunnels creusés dans les massifs rocheux de bonne qualité ou aller jusqu'à l'exécution d'un pré soutènement en

avant du front de taille, voire jusqu'à l'utilisation d'un bouclier à front pressurisé dans les terrains de très mauvaise qualité. Le soutènement a pour but [10] :

- De garantir la sécurité du personnel travaillant dans la galerie ;
- D'assurer la stabilité des parois ;
- De protéger le terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation, etc.) après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques ;
- Les méthodes courantes d'exécution conduisent à l'utilisation d'un soutènement métallique (boulons, cintres métalliques, voussoirs en fonte) ou en béton (béton projeté, pré-voûte bétonnée avec ou sans incorporation de cintres, voussoirs en béton armé) et du maintien en place lors du bétonnage du revêtement définitif. Le soutènement assure la stabilité de la galerie pendant l'exécution des travaux, mais participe aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement qui est mis par la suite à l'intérieur.

### **II.2.3. Les différents types de soutènement :**

Le choix de type de soutènement est lié aux exigences du terrain et à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Selon leur mode de fonctionnement, les soutènements classés en quatre catégories principales [11].

#### **II.2.3.1. Les soutènements agissants par supportage :**

L'action de supportage se distingue par une forte résistance relative des éléments de soutènement qui, en limitant l'amplitude des déformations de l'un et de l'autre, privilégie la résistance du soutènement par rapport aux capacités de résistances propres du terrain. Les éléments employés sont essentiellement les cintres.

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage. Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments [12] :

- De protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble) ;
- De soutènement (pour ralentir la convergence des parois) ;

- De renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien.

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

**a- Les cintres métalliques lourds :**

Constitués de profilés de forte inertie cintrés (H) ou assemblés de façon rigide sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis [12] Figure (II.1).

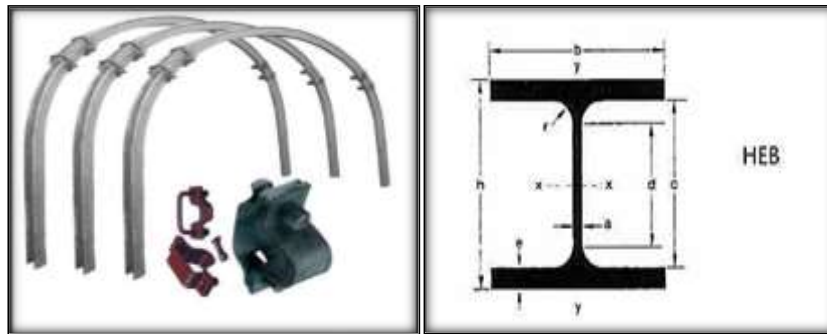


Figure II.1 : Cintres lourds

**b- Les cintres métalliques légers :**

Ils sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de profilés TH, UPN, dont le dispositif d'assemblage permet le coulisement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres. Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage [12] Figure (II.2)

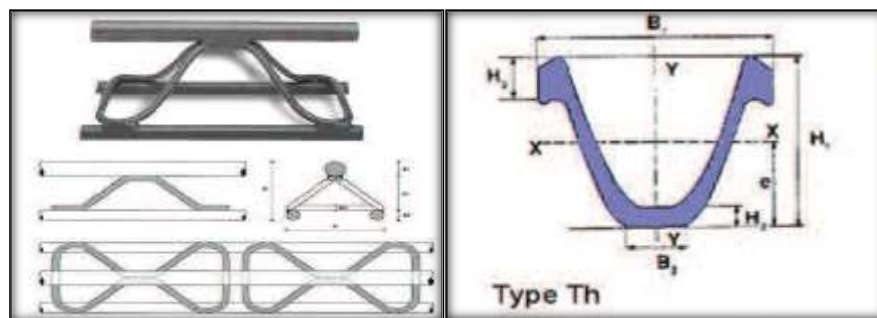


Figure. II.2 : Cintres légers

**II.2.3.2. 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 [11] :

- Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine) ;
- Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier) ;
- Boulon à friction.

**a- Boulons à ancrage ponctuel :**

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse) qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage. En contrepartie, il nécessite un massif rocheux suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage. Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées. On peut assurer l'épinglage de blocs instables [13] (Figure. II.3).

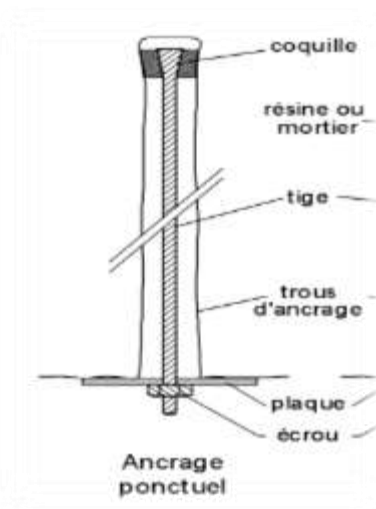


Figure. II.3 : Boulon d'ancrage réparti

**b- Boulons à ancrage réparti :**

Ils sont ainsi nommés par ce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment. Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans des roches plus tendres (craie ou marnes). Ils s'opposent plus efficacement à l'ouverture de fissures isolées puisque l'ancrage existe près des lèvres de la fissure elle-même (Figure II.4).

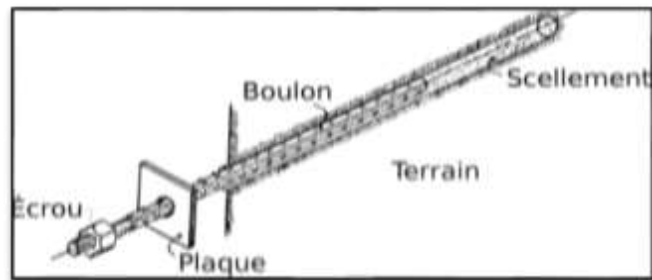


Figure II. 4 : Éléments constitutifs du boulonnage à ancrage réparti.

### c- Boulon à friction :

Ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydro-gonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel, car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement [14] (figure II.5).

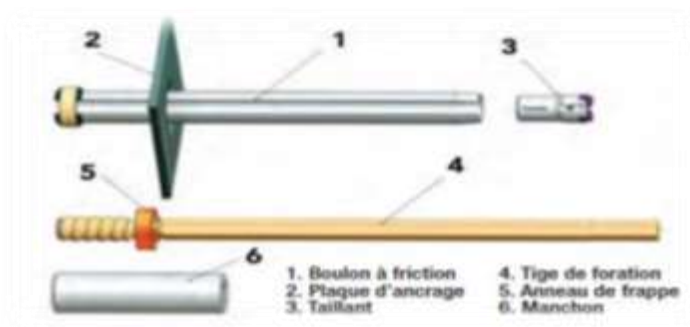


Figure. II.5: Boulons à friction.

### II.2.3.3. Béton projeté :

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Si l'emploi de la gunite comme simple protection de terrain est relativement ancien, l'emploi du béton projeté, de granulométrie plus grosse, et en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, utilisé près du front seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers. Il est connu sous le nom de nouvelle méthode autrichienne.

Le béton projeté présente l'avantage de constituer une membrane continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices. Le confinement généralisé qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques

mécaniques du terrain qui résulte obligatoirement d'un desserrage trop important. Plusieurs conditions cependant doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté ;

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

La projection peut se faire par voie sèche ou par voie humide. Dans le premier cas, le transport se fait de façon pneumatique et l'eau est ajoutée à la lance. Dans le deuxième cas, le mélange d'eau est réalisé au malaxeur, le transport se fait à la pompe et l'air est injecté à la lance pour assurer la projection.

#### **II.2.3.4. Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification des Caractéristiques géotechniques ou hydrologiques :**

- Injections de consolidation ;
- Air comprimé ;
- Congélation.

### **II.3.Stabilité de front de taille**

La stabilité du front de taille est un élément essentiel lors d'un creusement des tunnels. Une pression trop forte peut provoquer un refoulement du sol, tandis qu'une pression trop faible induit l'éboulement du front (Figure II.6). On ne s'intéresse dans cette étude qu'à ce dernier type de rupture. L'analyse de la stabilité du front de taille est effectuée ici par une approche fiabilité permettant la prise en compte des incertitudes inhérentes aux différents paramètres d'entrée. Seul l'état limite ultime vis-à-vis de l'effondrement du front est étudié dans cet article. Le modèle déterministe est basé sur un mécanisme de rupture tridimensionnel dans le cadre de la méthode cinématique de l'analyse limite. Les paramètres incertains considérés dans l'analyse sont les caractéristiques mécaniques du sol. Ils sont modélisés par des variables aléatoires. Après une brève description des concepts de base de la théorie de la fiabilité, la modélisation probabiliste et les résultats numériques correspondants sont présentés et commentés [15].



**Figure. II.6.** Eboulement du front de taille d'un tunnel

### **II.3.1. Analyse de la tenue du front :**

Dans un tel contexte, les méthodes d'analyse de la tenue du front de taille des tunnels suivent une évolution comparable à celles des tunnels en section transversale : dans un premier temps, les ingénieurs ne se sont préoccupés que de la vérification de la stabilité du front, par des approches "à la rupture",

L'objectif recherché est alors uniquement la détermination d'un "coefficient de sécurité" global du front, incluant éventuellement les renforcements ou pressions de confinement. Mais, outre les difficultés d'application des nombreuses méthodes à la disposition des ingénieurs, qui laissent ce dernier parfois perplexe devant la disparité des résultats en fonction des méthodes utilisées, de telles approches ne permettent en aucun cas de disposer de résultats en déformations. En outre, on ne dispose pas du recul suffisant pour établir des corrélations entre la valeur du coefficient de sécurité du front et des valeurs de déformations "acceptables", comme cela existe dans le domaine de la stabilité des talus.

C'est pourquoi est apparue la nécessité de disposer d'outils permettant de quantifier les déformations en avant du front, avec pour objectifs :

- de mieux comprendre les mécanismes notamment en cas de renforcement du front de taille par boulons en fibre de verre, technique maintenant fréquemment utilisée



- de mieux évaluer l'incidence de ces déformations sur les tassements en surface.
- enfin de pouvoir disposer de prévisions servant de base aux mesures sur chantier, offrant ainsi un outil d'aide à la décision lors de l'utilisation de la méthode observationnelle. C'est-à-dire de pouvoir faire des approches en contraintes [16].

### **II.3.2. Renforcement du front de taille par tubes en verre/polyester :**

Le renforcement de front avec des boulons longitudinaux en fibre de verre est une technique fréquente pour les grands tunnels creusés par les méthodes traditionnelles. Cette technique de pré confinement consiste à renforcer le front de taille par boulonnage en utilisant des inclusions tubulaires en verre/polyester (tube d'injection polymère renforcé de fibre en verre ) scellés dans le terrain par système d'injection en utilisant un coulis de ciment afin de stabiliser le front de taille de sections ( calotte et stross ) et s'opposer aux déformations et sollicitations engendrées par le mouvement de terrain dans différentes directions.

Cette technique qui a été utilisée au Japon depuis une dizaine d'années ressemble dans une large mesure à la méthode ADECO (analyse des déformations contrôlées dans les roches et les sols). Elle consiste à renforcer le noyau de tunnel en améliorant la rigidité, par la mise en place au niveau de la face des boulons à fibre en vers avec injection de résine.



**Figure II.7 :** Plan type de tubes de renforcement en verre polyester

#### **II.3.2.1. Caractéristique et avantages de la méthode :**



Les principales caractéristiques de la méthode de renforcement par des tubes en verre/polyester injectés au ciment sont [17] :

- Bonne adhérence avec le terrain en avant du front de taille ;
- Permettre de stabiliser et contrôler le mouvement du front dans des directions différentes et sur toute la section, et éviter les modifications de soutènement à des catégories plus lourdes.,
- Mise en œuvre rapide et de manière systématique du renforcement du front de taille en réalisant la mise en œuvre de la voute parapluie au- de la front de taille qui permet de réduire la résistance des matériaux de la voute parapluie ;
- Les tubes en verre/polyester sont caractérisés par une grande résistance à la traction et sont plus de flexible, ce qui permet de la réaliser un bon état de stabilité ;
- Pour l'exécution, on peut utiliser un jumbo à deux bras et des moyens simples sans introduction des machines spéciales et complexes ;
- L'exécution de la méthode ne nécessite pas d'élargir la section du tunnel.
- Il est facile aux ouvriers d'introduire les tubes (tubes moins légers) et de faire des forages sans difficulté ;
- Le soutènement des terrains se trouvant au-dessus de la calotte est assuré par un ranger de plusieurs tubes en verre/polyester ;
- Pour la stabilisation de la section du front de taille, plusieurs rangés peuvent être utilisés (en calotte et stross) selon le rencontré ;
- Le matériau d'injection consiste généralement à un coulis à base de ciment.

### **II.3.2.2. Forage et insertion des tubes verre/polyester :**

Le forage des positions des tubes se fait à l'aide d'un jumbo à deux bras qui s'adapte avec la variation des formations géologiques sur des longueurs importantes sans avoir des difficultés durant l'opération (Figure II.8).

L'ajustement des positions et l'inclinaison des bras du jumbo sur les points de forages doivent être conformes aux plans d'exécution.



**Figure II.8.** Mise en place des tubes de renforcement par Machine (Jumbo)

Les opérations de forage et insertion des tubes se déroulent de la manière suivante [17] :

- Montage et assemblage des éléments du système de forage (tête de forage, adaptateur, tubage, tige manchon de tige, tube « verre/polyester », tube support) ;
- Début de l'opération de forage pour l'insertion du 1<sup>er</sup> tube en « verre/polyester » ;
- Après avoir terminé l'insertion du 1<sup>er</sup> tube, on déconnecte la 1<sup>er</sup> tige pour faire connecter la 2<sup>ème</sup> tige et le second tube « verre/polyester » ;
- En fonction de la longueur recherchée on augmente le nombre des tiges et des tubes selon même procédé précédent ;
- A la fin de l'opération, on retire les tiges en pivotant la tête de forage dans le sens des aiguilles d'une montre ;
- Achèvement de l'insertion des tubes « verre/polyester ».

### II.3.2.3. Amélioration de la cohésion C :

La mise en place des tubes de renforcement (verre/polyester) injectés par un coulis de ciment ou résine entraîne une amélioration de la cohésion du terrain renforcé en utilisant la relation suivante [18] :

$$c' = c + \frac{\Delta\sigma_3}{2} \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1)$$

Avec :

$c'$  : Cohésion du sol renforcé.

$c$  : Cohésion du terrain naturel.

$\varphi$  : Angle de frottement du terrain.

$\Delta\sigma_3$  : Incrément de contrainte principale mineure due au renforcement.

$$\Delta\sigma_3 = \frac{nF_a}{S} F_a = A\sigma_{adm} \quad (2)$$

Avec :

$n$  : Nombre de tubes.

$F_a$  : Force axiale dans un tube.

$A$  : Section de résistance d'un tube.

$\sigma_{adm}$  : Contrainte maximale admissible en traction dans un tube.

$S$  : Section du front.

#### II.4.conclusion

La stabilité de front de taille de tunnel est très importante, elle assure la stabilité de soutènement provisoire ainsi que la sécurité du chantier et des ouvriers. La méthode de renforcement de front de taille consiste à mettre des tubes perforés en verre/polyester injectés par un coulis de ciment ou une résine de bonnes caractéristiques entraine une amélioration de sol avant le front de taille.

### **III.1. Introduction**

Comme il est connu dans le monde les établissements de base dans un pays jouent un rôle majeur dans le développement économique, et à partir de cette base et à partir de ces bases l'Algérie est lancée une série de projets qui concernent les établissements de base, et parmi ces projets l'autoroute Est-Ouest, un projet autoroutier traversant toute l'Algérie parallèlement aux côtes méditerranéennes.

Le tunnel T4 est un ouvrage d'art important de l'autoroute Est-Ouest, composé de deux tubes dont la réalisation a été confiée au Consortium Japonaise COJAAL. Ce tunnel T4 relie les wilayas de Skikda et Constantine.

### **III.2. Présentation du tunnel d'El-Kantour**

Le tunnel T4 fait partie de l'Autoroute Est-Ouest, traverse Djebel El-Kantour au Nord Est de la ville de Constantine sur une longueur totale de 2500 m. L'investigation géotechnique effectuée sur site indique que la zone en question est constituée essentiellement de marnes et d'argilites altérées surmontées par des conglomérats et des argiles dans les couches supérieures. La couverture maximale du tunnel est d'environ 235m. La section la plus critique correspond à la plus faible couverture qui est de 17m.

Ce tunnel autoroutier comprend deux tubes séparés par un écartement de 22m. Chaque tube a un gabarit de 15m de largeur et 11.50 m de hauteur lors de l'excavation. Un tunnel d'accès de 320m de longueur a été conçu et connecté au tube principal à 811 m du Portail Nord, son objectif est d'améliorer l'avancement des travaux en ouvrant deux autres fronts d'attaque au milieu du tunnel tout en excavant vers le Portail Sud, ceci permet de procéder au creusement sur six (06) fronts d'attaque : deux (02) au Portail Nord, deux (02) au milieu du tunnel vers le sud et deux fronts au Portail Sud.



**Figure III.1** : Portail Sud de tunnels T4

### **III.3. Implantation et tracé du tunnel**

#### **III. 3.1. Tracé en plan :**

Le tunnel comprend deux chaussées séparées avec un écartement de 22 m prévu pour des besoins géologiques, et comporte aussi 5 communications inter tube, notamment 3 galeries pour piétons et 2 galeries pour véhicules (Figure.III.1).

La grande partie du tunnel est développée sur une courbe cotée gauche de rayon 2500m pour le tube droit, et 2478m pour le tube gauche, à l'exception de l'entrée et de la sortie du tunnel qui, quant à eux, suivent un alignement droit. Deux passages d'urgence sont prévus à proximité des deux têtes du tunnel, pour assurer le passage des véhicules de secours d'une chaussée à l'autre. De plus, deux interruptions du terre-plein central sont prévues pour assurer le basculement de la circulation en cas d'urgence.

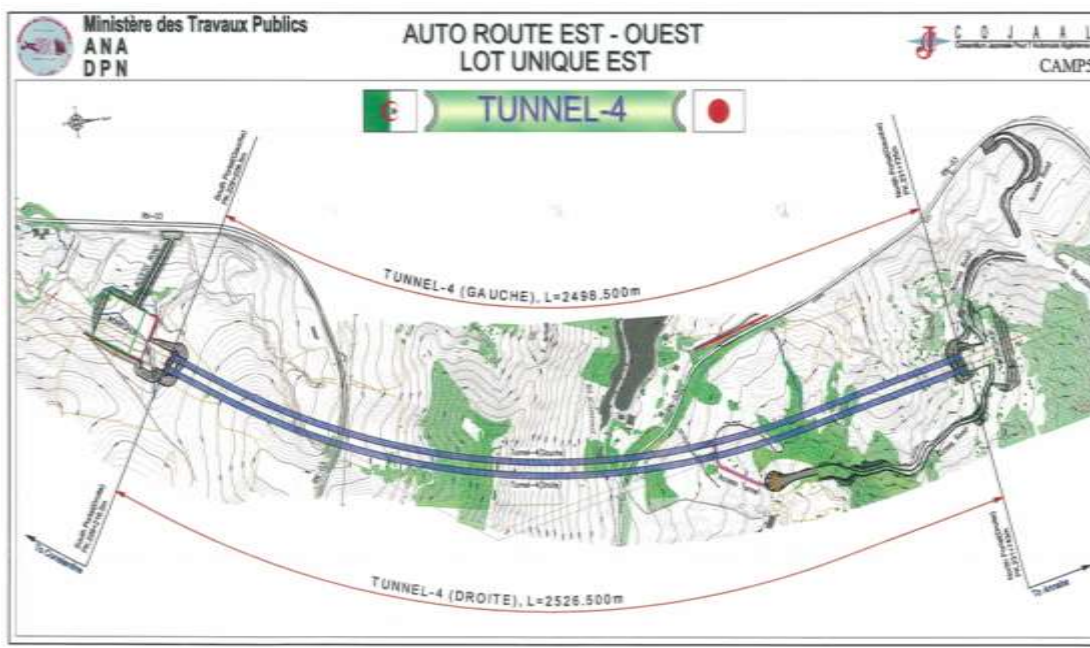


Figure III.2. Tracé en plan et coupe longitudinale du t4

### III.3.2. Tracé en profil :

La topographie à la tête du tunnel a dicté une rampe de 0,50% qui produit un remblai assez important. Cependant, le tunnel proprement dit débute sur une parabole en angle saillant de rayon 12000 m qui pénètre le tunnel à partir de là, les profils en long de deux tubes suivent une pente de 3%.

### III.3.3. Dimensions du tunnel T4 :

La section du tunnel a été choisie en fonction des caractéristiques géométriques, des données géologiques et géotechniques du terrain traversé, ainsi que la hauteur de la couverture. Afin de prendre en compte les conditions naturelles du terrain avoisinant, un profil voûté a été adopté pour assurer la stabilité de l'ouvrage pendant la construction et les conditions de service.

Dans les terrains de mauvaise qualité (i.e. Marne schisteuse et argileuse), un radier en contre-voûte est prévu pour une stabilité supplémentaire (Tunnel T4), alors que pour les parties qui traversent le calcaire, la voûte reposera sur fondations filantes latérales.

La coupe transversale type des tunnels T4, ainsi que les données géométriques relatives sont présentées dans la Figure III.3 qui comprend :

- Trois (3) voies dans chaque tube, d'une largeur de 3,50 m chacune.
- Une (1) bande dérasée de 0,5 m de largeur de part et d'autre.

- Deux (2) trottoirs de 1,0 m de largeur chacun.

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

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

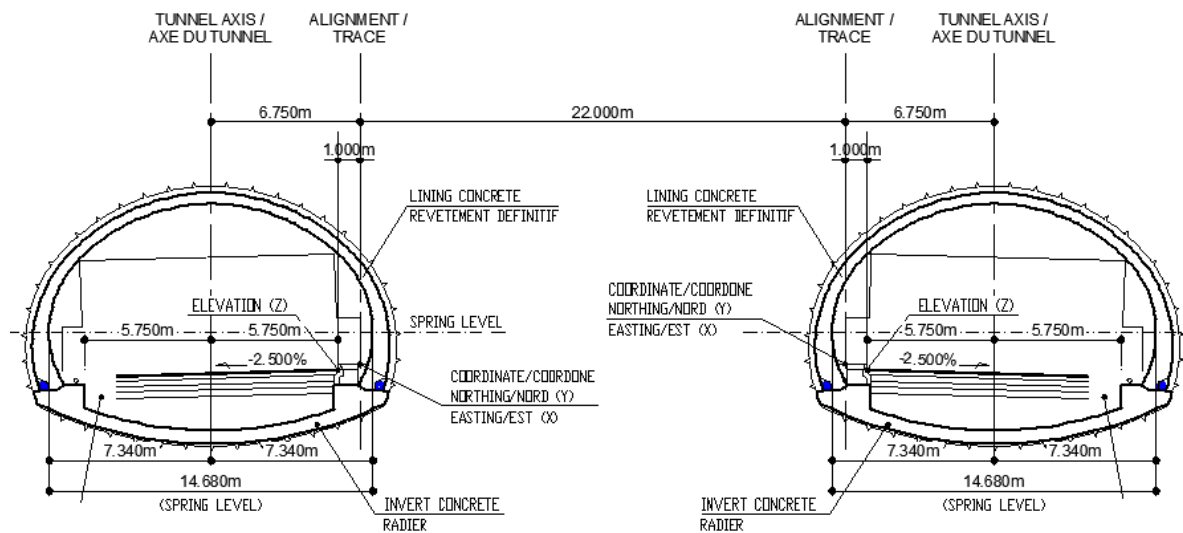


Figure III.3. Coupe transversale du tunnel

### III.4. Reconnaissances géologiques, géotechniques et hydrogéologiques utilisées au niveau de tunnel

#### III.4.1. La géologie du site :

Le plan et la coupe géologique local du tunnel montrant également l'emplacement des différents sondages par rapport au tunnel et ces portails. Les résultats de reconnaissance ainsi que ceux de la prospection géophysique ont été interprétés et corrélés pour produire la coupe géologique (Figure III. 4).

Le tunnel situé dans une zone où se trouve une croissance de végétation et d'arbres plus intenses. Ce qui délimité la zone d'accessible aux reconnaissances géologiques et



géotechniques. Les observations faites sur le site au niveau des portails sud et nord relèvent des zones pouvant être susceptibles au glissement.

La région centrale où la couverture est profonde au-dessus du tunnel semble être surmontée par des grès couverts de conglomérats. Cependant, le creusement du tunnel soit principalement dans la marne altérée et/ou argiles marneuses. Dans les zones où le matériau est proche de la surface des terrains naturels, il est probable qu'il soit fortement décomposé et que sa structure soit entièrement perdue, en plus la zone est moyenne sismicité et ceci pourrait affecter la stabilité à long terme des talus. Il est prévu que la partie centrale du tunnel passe dans la marne altérée, cette dernière peut être considérée comme feuilletée, de couleur grise.

Durant l'excavation des portails et du tunnel, un suivi par inclinomètre des points d'observation doit être réalisé afin de vérifier la stabilité locale et globale des terrains.

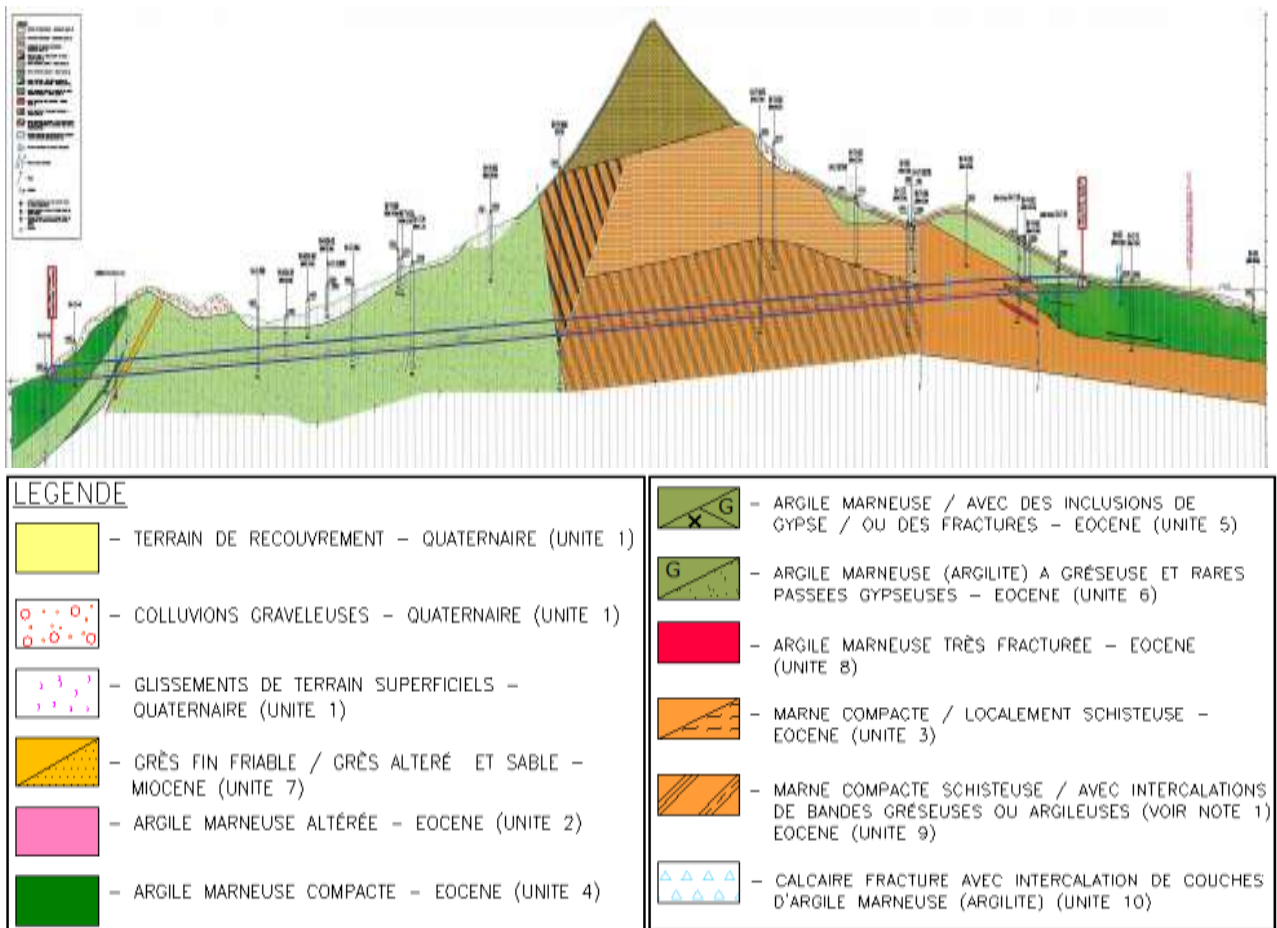


Figure III.4. Coupe géologique de tunnel T4



### **III.4.2. Condition géologique et géotechnique :**

Les études géotechniques et géologiques sont basées sur les investigations récentes qui comprennent :

- Un relevé géologique ;
- L'établissement d'un profil géologique ;
- Une campagne géotechnique sur site incluant 9 sondages carottés, 4 sondages pressiométrique, 6 tubes inclinométriques et 4 piézomètres ;
- Une campagne d'essais en laboratoire ;
- Un relevé géophysique par la méthode de résistivité électrique (Electrical Resistivity Tomography \_Wenner Configuration).

Selon ces investigations, ils constatent que la géologie du massif traversé par le tunnel est essentiellement de l'âge crétacé inférieur (Nappes Telliennes) et se compose de marnes et de calcaire sous forme de blocs fortement pliés et cisailés et des argilites altérées. Ceux-ci sont recouverts par des dépôts du Quaternaire, comprenant des argiles, des limons et des conglomérats. La partie centrale du tunnel T4 passe dans la marne altérée. Cette dernière peut être considérée comme feuilletée, de couleur grise. Les conglomérats qui surplombent la section intermédiaire du tunnel sont des terrains meubles et n'affectent pas le tunnel.

Cependant, il est prévu que le creusement du tunnel soit principalement dans la marne altérée et/ou des argilites.

Les observations faites sur site au niveau des portails sud et nord révèlent des zones pouvant être susceptibles au glissement.

La couverture maximale du tunnel est d'environ 235m et la section la plus critique correspond la plus faible couverture 17m.

### **III.4.3. Condition hydrologique :**

Les suivis piézométriques et les observations faites sur site ont révélé la présence d'eau à de faibles profondeurs jusqu'à 6m en surface. Il est donc probable qu'une nappe phréatique, relativement élevée, existe sur une grande partie de la longueur du tunnel. Cependant, les marnes sont généralement de faible perméabilité, et donc la quantité prévue d'eau à rencontrer dans le tunnel sera assez faible, à l'exception des zones fracturées et faillées où des venues

importantes d'eau auront lieu. On note qu'une source d'eau a été détectée durant l'investigation géotechnique.

D'autre part, les faibles résistivités interprétées par la campagne géophysique confirment qu'une grande partie des marnes traversées par le tunnel T4 sera très proche de la saturation ou saturée.

### **III.5. Creusement**

Trois différentes techniques de creusement pourraient être utilisées en fonction des caractéristiques du terrain :

- Creusement mécanique par pelle-rétro-caveuse.
- Creusement mécanique par machine à attaque ponctuelle.
- L'utilisation des explosifs.

La technique de creusement à adopter dépendra du comportement et du degré de fissuration du terrain.

### **III.6. Excavation des tunnels**

La méthode d'excavation est la méthode traditionnelle. Cette méthode fait appel à l'utilisation des procédés d'excavations traditionnelles, avec excavateurs, pelle, pic, marteau perforateur ou une simple machine d'attaque ponctuelle. Le domaine d'application de cette méthode s'élargit en suivant un processus de creusement séquentiel avec, si besoin, l'installation de pré soutènement et l'amélioration du terrain. Le procédé d'excavation séquentiel consiste à excaver la section du tunnel en deux ou plusieurs étapes avec l'installation d'une partie du support provisoire. Une fois toutes les étapes sont terminées, se complète et l'observation des déformations du support continue. Le revêtement définitif sera placé par la suite après la stabilisation des déformations. Or avec cette méthode, nous avons une optimisation du système de support provisoire et définitif.

Les changements dans les conditions souterraines dictent les changements à apporter à la méthode d'excavation (phasages et moyens) et au système de support provisoire.

### **III.7. Soutènement**

Le soutènement provisoire exigé sera déterminé en utilisant les principes de la nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M). Il s'agit d'un ensemble comprenant du béton projeté, des treillis soudés, des cintres métalliques en profilé HEB et des boulons d'ancrage.

La mise en place du soutènement provisoire permet d'assurer la stabilité de l'excavation, avant d'installer une membrane d'étanchéité et de réaliser le soutènement définitif.

Le choix du profil courbe du tunnel est adopté pour :

- Réduire les poussées qui s'exercent sur le revêtement dans les terrains de mauvaise qualité mécanique ;
- Garantir la stabilité et minimiser les concentrations des contraintes majeures ;

La méthode d'avancement en sections divisées est utilisée lorsque les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer la stabilité nécessaire au front de taille.

Cette méthode est adoptée aussi lorsque l'excavation ne peut pas s'effectuer en pleine section.

### **III.8. Paramètres géotechniques de la partie de calcul**

La partie étudiée débute du PK : 231+600 jusqu'au PK : PK : 231+640 sur une longueur de 40 m. cette partie de calcul se situe dans une zone très proche de la zone d'une faille qui présente des caractéristiques géotechniques médiocres. Le point de sondage le plus proche de cette partie est : S4 – LT- 43 sur une profondeur d'environ 48,9 m (Figure III.5).

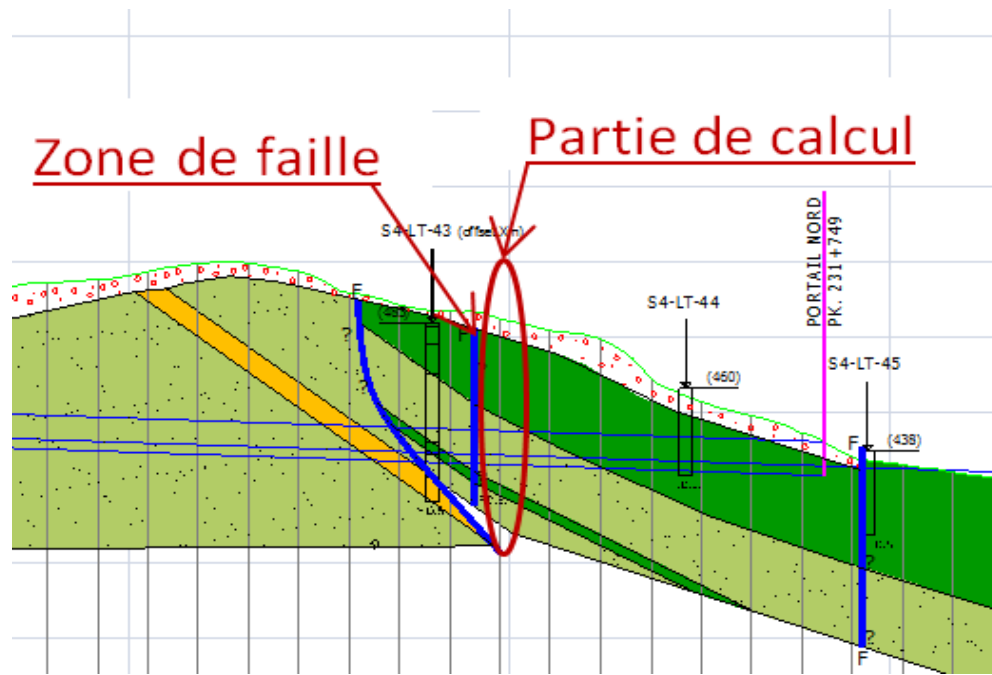


Figure III.5. Présentation de la partie de calcul

### III.8.1. Résultats de sondage S4 – LT- 43 :

Ce sondage a été suivi jusqu'à une profondeur de 48,9m. Il se situe sur le tracé du tunnel sur le versant sud du Djebel El Kantour.

Au droit de ce sondage, les unités lithologiques suivantes ont été successivement identifiées :

**U1**: (de 0 à 9,9m) terrain de recouvrement argileux noirâtre, riche en matières organiques.

**U4** : (de 9,9 à 18,4m) argile marneuse compacte et fracturée.

**U6** : (de 18,4 à 20,6m) Argile marneuse à gréseuse – Eocène.

Les caractères de chaque unité sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau III.1: Paramètres d'étude de la partie de calcul de tunnel.

Paramètres sélectionnés			
Unité de sol	U1	U4	U6
$\gamma(\text{KN/m}^3)$	16,5	22	20
<b>E(MPA)</b>	5	24	200
<b>C(Kpa)</b>	5	50	75
$\varphi(^{\circ})$	27	22	25

La figure III.6. présente une coupe transversale de la partie de calcul avec les différentes couches au-dessus de tunnel.

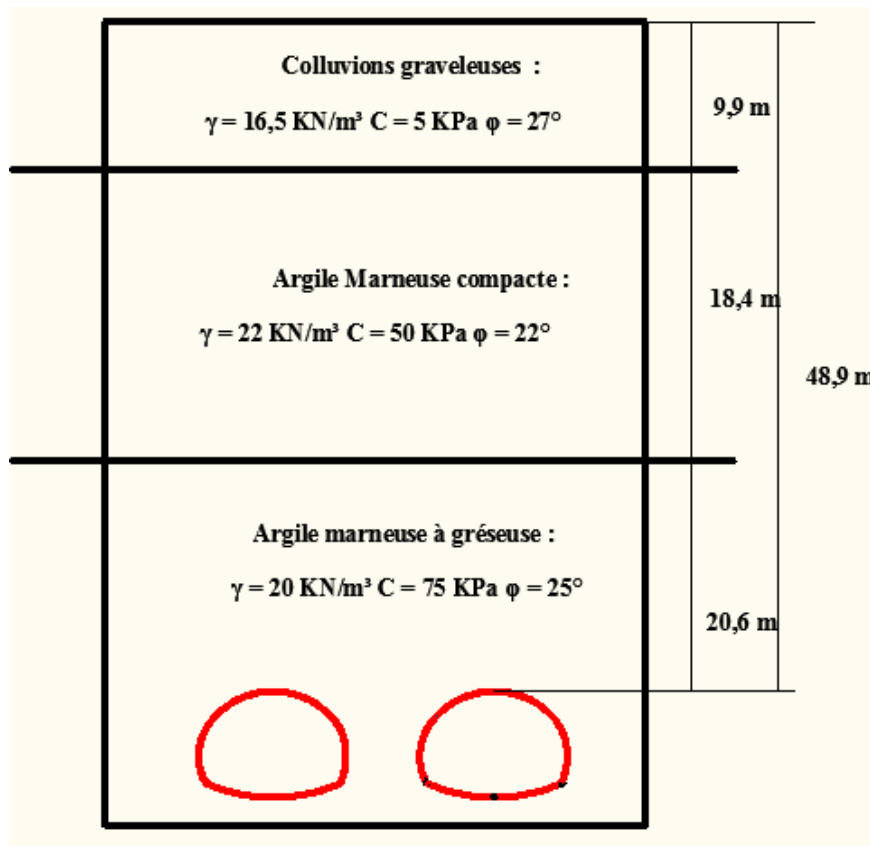


Figure III.6. Coupe transversale de la partie de calcul de tunnel

### III. 9. Renforcement du front de taille par les inclusions tubulaires

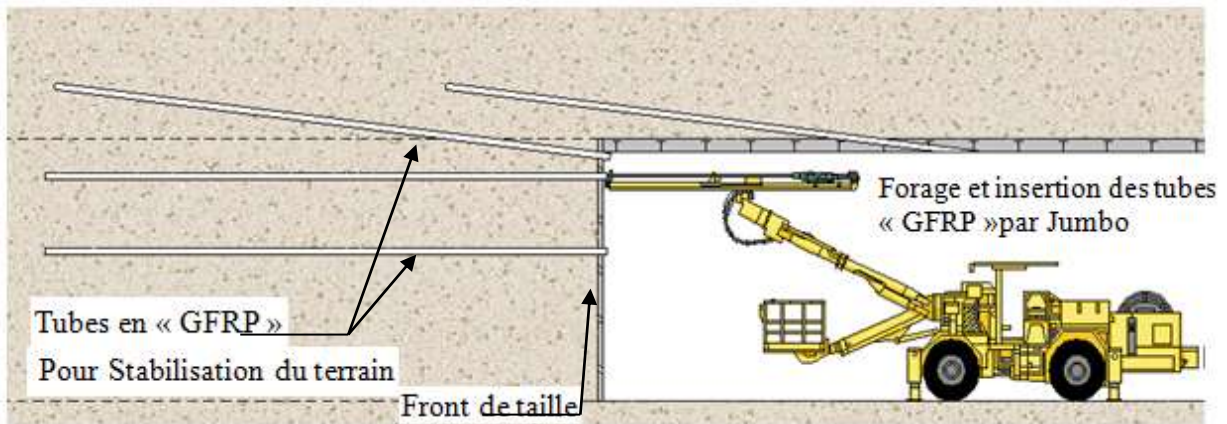
Le tableau III.1 et la figure III.6 présentent les caractéristiques géotechniques de la section de calcul. Cependant, cette partie est située juste à côté d'une zone de faille qui se caractérise par un sol très médiocre. A cet effet, il est très nécessaire de renforcer le front de taille au niveau de la zone de faille pour assurer la stabilité de tunnel et la sécurité des personnes pendant les travaux d'excavation. Les caractéristiques de la zone qui présente une faille sont rassemblées dans le tableau III.2.

**Tableau III.2:** Paramètres d'étude la zone de faille.

Paramètres sélectionnés	
$\gamma(\text{KN/m}^3)$	10
$E(\text{MPA})$	100
$C(\text{Kpa})$	37,5
$\varphi(^{\circ})$	12,5

**a)Description de la méthode de renforcement :**

Les formations géologiques qui présentent des caractéristiques très médiocres, friables et hétérogènes, par exemple des schistes et argilites hautement altérées nécessitent la mise en place des inclusions tubulaires en verre/polyester de grande longueur à base de polymère renforcé par des fibres de verre scellé dans le terrain par système d'injection en utilisant un coulis de ciment afin de réduire autant que possible les zones décomprimées engendrées sur la partie périmétrique du front lors de l'excavation, et de stabiliser le front de taille (Figure III.7)



**Figure III.7 :** Stabilisation du terrain par tubes injectés en verre/polyester.

**c) Procédure d'exécution :**

➤ **Phase préparatoire :** qui contient :

- Projection de béton sur la face par une couche de béton de 10 cm d'épaisseur. Afin d'éviter l'éboulement du front de taille.
- Marquage des positions des tubes en verre/polyester sur le front de taille se fait conformément aux distances et angles indiqués sur le plan d'exécution.

➤ **Forage et insertion des tubes en verre/polyester :**

Le forage des positions des tubes se fait à l'aide d'un jumbo à deux bras qui s'adapte avec la variation des formations géologiques sur des longueurs importantes sans avoir des difficultés durant l'opération (Figure III.8). L'ajustement des positions et l'inclinaison des bras du jumbo sur les points de forages doivent être conformes aux plans d'exécution.



**Figure III.8.** Mise en place des tubes de renforcement par Machine (Jumbo)

Les opérations de forage et insertion des tubes se déroulent de la manière suivante :

- Montage et assemblage des éléments du système de forage (tête de forage, adaptateur, tubage, tige manchon de tige, tube « **verre/polyester** », tube support).
- Début de l'opération de forage pour l'insertion du 1<sup>er</sup> tube en « **verre/polyester** ».
- Après avoir terminé l'insertion du 1<sup>er</sup> tube, on déconnecte la 1<sup>ère</sup> tige pour faire connecter la 2<sup>ème</sup> tige et le second tube « **verre/polyester** ».
- En fonction de la longueur recherchée on augmente le nombre des tiges et des tubes selon même procédé précédent.
- A la fin de l'opération, on retire les tiges en pivotant la tête de forage dans le sens des aiguilles d'une montre.
- Achèvement de l'insertion des tubes « **verre/polyester** ».

➤ **Injection du coulis de ciment :**

- Choix du tube d'injection

- Fermeture d'extrémité du forage par un bouchon en tissu pour prévenir contre la fuite du coulis de ciment.
- Injection du coulis de ciment sera effectuée par des pompes d'injection équipées d'un flexible et d'une jauge permettant le contrôle de la pression.

Le tableau suivant représente les caractéristiques mécaniques des tubes en verre/polyester

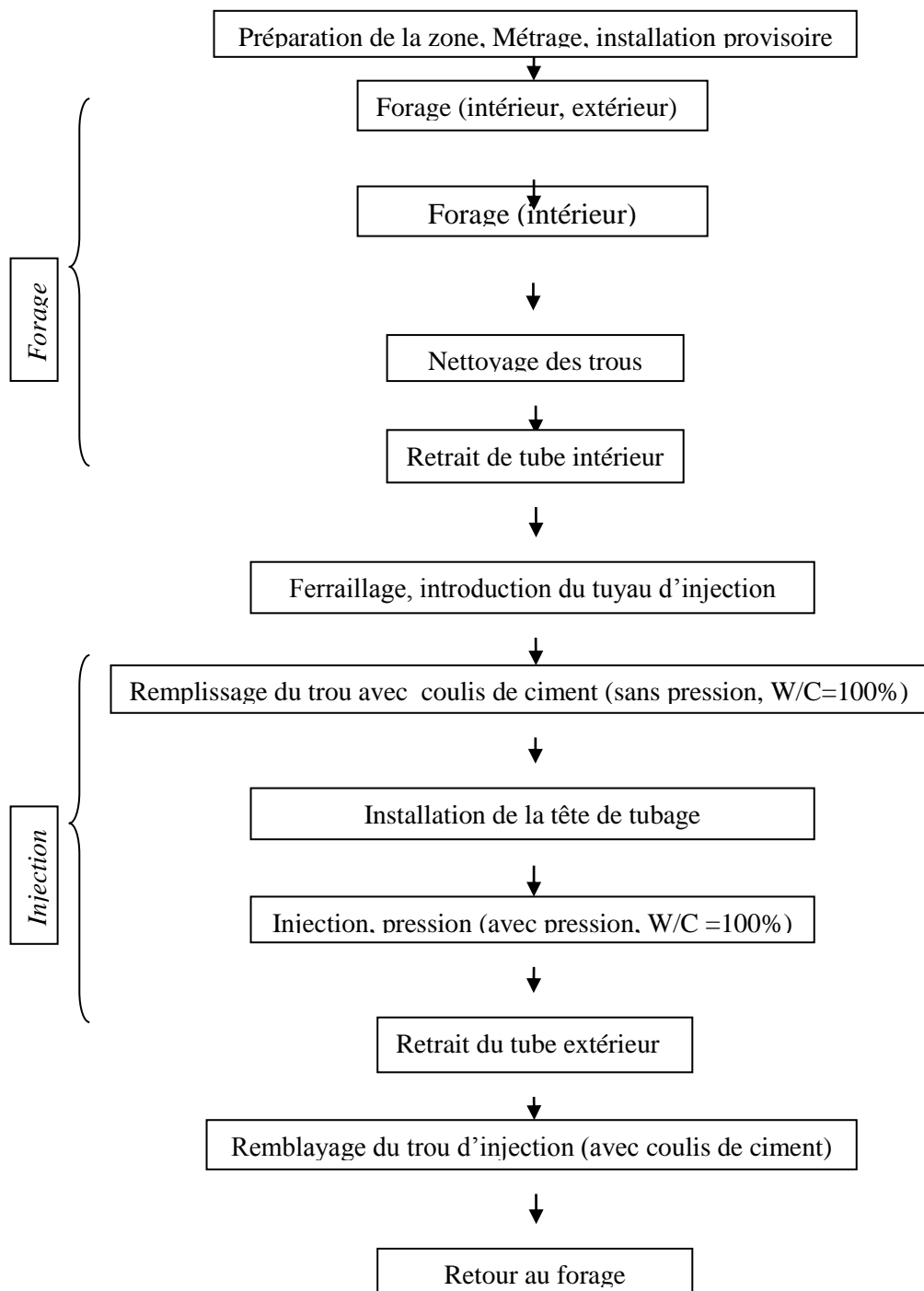
**Tableau III.3** : les caractéristiques mécaniques des tubes en verre/polyester.

<b>Résistance à la traction</b>	<b>600N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Résistance au cisaillement</b>	100N/mm <sup>2</sup>
<b>Module d'élasticité</b>	33000 MPa
<b>Poids spécifique</b>	1.8 g/cc
<b>Section résistante</b>	1708 mm <sup>2</sup>

### III.10. Déroulement des travaux

Le déroulement des travaux est indiqué ci-dessous. Après préparation de la zone par débroussaillage, aménagement, métrés et installations provisoires, le forage et injection sont exécuté en alternation formant un cycle.





**Figure III.9.** Cycle de déroulement des travaux.

### **III.11. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté la description de tunnel T4 et la section d'étude qui se trouve à côté d'une zone de faille. La zone de faille nécessite une conception approfondie afin d'entamer les travaux d'excavation et de soutènement. La stabilité du front de taille de la partie d'étude de tunnel constitue un facteur très important dans la sécurité des intervenants et la préservation du matériel de creusement. Nous avons proposé d'utiliser trois méthodes de creusement avec un renforcement du front de taille par l'utilisation des tubes en verre/polyester afin de bien comprendre le comportement de soutènement provisoire et la stabilité du front de taille.

## IV.1. Introduction

Les charges agissantes sur le soutènement provisoire de tunnel proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est-à-dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique.

Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte géostatique du massif, ou l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Cet état de contrainte étant supposé connu, par les méthodes de calcul de ces ouvrages souterrains. Actuellement la méthode de TERZAGHI est la méthode la plus utilisée dans le calcul de charges agissantes sur le tunnel ou les contraintes préexistantes dans le massif se canalisent sur le contour de la cavité au moment d'excavation.

## IV.2. Calcul des charges agissant sur le soutènement du tunnel

La figure IV.1. Présente une coupe transversale de la section de calcul de tunnel avec les caractéristiques géotechnique des différentes couches au dessus de tunnel.

Les pressions seront calculées par méthode de TERZAGHI [19] (Voire Annexe A)

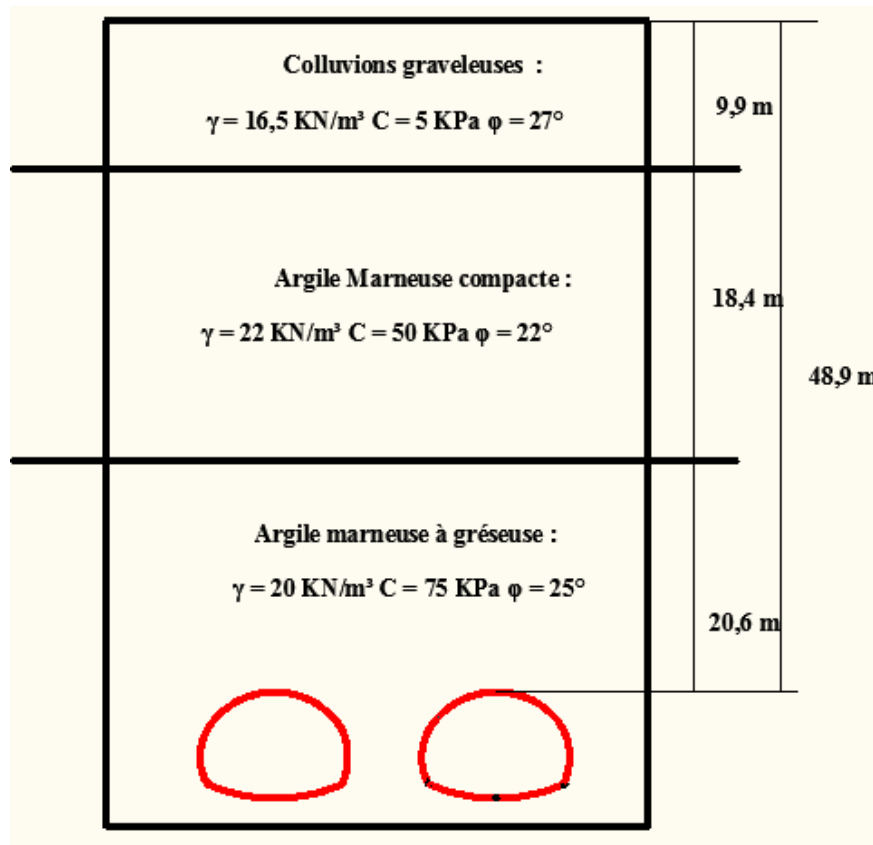


Figure IV.1 : Coupe transversale de tunnel avec les différentes couches au dessus de tunnel.

### IV. 3. Calcule de pressions agissant sur le soutènement de la demi-section supérieure

#### IV.3.1. Pression verticale :

a) Méthode de TERZAGHI :

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3)$$

$$B = 17.714 + 2 \times 4.997tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2}\right) = 23.84m$$

Dans notre cas, on a :

$$H=21.85 > B \quad \text{donc : } K=1.5$$

La pression verticale est :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2Ktg\varphi} \left[ 1 - e^{\frac{(-2KHtg\varphi)}{B}} \right] + qe^{\frac{(-2KHtg\varphi)}{B}} \quad (4)$$

Pour la couche de terrain de recouvrement :

$$\sigma_{v1} = \frac{(23.84 \times 16.5 - 2 \times 5)}{2 \times 1.5 \times tg27} \left[ 1 - e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 9 \times tg27)}{23.84}} \right] + 0e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 9 \times tg27)}{23.84}}$$

$$\sigma_{v1} = 109.99 \text{ KN/m}^2$$

Pour la couche argile marneuse compacte :

$$\sigma_{v2} = \frac{(23.84 \times 22 - 2 \times 50)}{2 \times 1.5 \times tg22} \left[ 1 - e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 18.4 \times tg22)}{23.84}} \right] + 109.99e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 18.4 \times tg22)}{23.84}}$$

$$\sigma_{v2} = 256.79 \text{ KN/m}^2$$

Pour la couche argile marneuse à gréseuse :

$$\sigma_{v3} = \frac{(23.84 \times 22 - 2 \times 75)}{2 \times 1.5 \times tg25} \left[ 1 - e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 20.6 \times tg25)}{23.84}} \right] + 256.79e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 20.6 \times tg25)}{23.84}}$$

$$\sigma_{v3} = 240.1 \text{ KN/m}^2$$

b) Théorie des poids des terres : (Annexe C)

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i \quad (5)$$

$$\sigma_v = 16.5 \times 9 + 22 \times 18.4 + 20 \times 20.6 = 965.3 \text{ KN/m}^2$$

c) Théorie de BIERBAUMER [19] : (Voire Annexe B)

La pression verticale est :

$$\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H \quad (6)$$

Pour une section de type fer à cheval :  $B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$B = 17.714 + 2 \times 4.997tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2}\right) = 23.83m$$

Dans notre cas, on a :

$$15m \leq H \leq 200m$$

$$\alpha = 1 - \frac{Htg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B} \quad (7)$$

$$\alpha = 1 - \frac{48 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right)}{24.46} = 0.18$$

Alors :

$$\sigma_v = \alpha \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i \quad (8)$$

$$\sigma_v = 0.18 \times 965.65 = 173.75 \text{ KN/m}^2$$

### IV.3.2. Pression horizontale :

a) Méthode de TERZAGHI :

$$\sigma_h = 0.3\gamma(0.5m + h_p) \quad (9)$$

$$h_p = \frac{b}{2 \sin 25} \quad (10)$$

$$h_p = \frac{17.714}{2 \sin 25} = 20.96m$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 4.997 + 20.96) = 140.75 \text{ KN/m}^2$$

b) Théorie des pressions des terres :

$$\sigma_h = k_a \sigma_v \quad (11)$$

$$k_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) = 0.4$$

$$\sigma_h = 0.4 \times 965.3 = 386.12 \text{ KN/m}^2$$

c) L'expérience soviétique [19]: (Voire Annexe D)

- Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_p \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} = \frac{17.714}{\sin(2 \times 25)} = 23.12 \text{ m}$$

$$\sigma_{h1} = 20 \times 23.12 \times 0.4 - 2 \times 75 \sqrt{0.4} = 88.96 \text{ KN/m}^2$$

- Au niveau des pieds droits

$$\sigma_{h2} = \gamma(m + h_p) \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 20 \times (4.997 + 23.12) \times 0.4 - 2 \times 75 \times \sqrt{0.4} = 128.94 \text{ KN/m}^2$$

d) Théorie de COULOUMB-RANKINE [19] : (Voire Annexe E)

- Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = k_a \sigma_{v3} = 0.4 \times 240.10 = 96.04 \text{ KN/m}^2$$

- Au niveau de pieds droits :

$$\sigma_{h2} = \gamma m \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 20 \times 4.997 \times 0.4 - 2 \times 75 \sqrt{0.4}$$

$$\sigma_{h2} = -54.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_h = 96.04 + (-54.89) = 41.15 \text{ KN/m}^2$$

## IV.4. Calcul des pressions agissant sur le soutènement de la structure globale

### IV.4.1. Pression verticale :

a) Méthode de TERZAGHI :

La largeur de la voute de décharge :  $B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$B = 17.714 + 2 \times 12.760 \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 33.97 \text{ m}$$

Dans notre cas, on a :

$H=48 > B$  donc :  $K=1.5$

La pression verticale est :  $\sigma_v = \frac{(By - 2C)}{2K \operatorname{tg}\varphi} \left[ 1 - e^{\frac{(-2KH \operatorname{tg}\varphi)}{B}} \right] + qe^{\frac{(-2KH \operatorname{tg}\varphi)}{B}}$

Pour la couche de terrain de recouvrement :

$$\sigma_{v1} = \frac{(33.97 \times 16.5 - 2 \times 5)}{2 \times 1.5 \times \operatorname{tg}27} \left[ 1 - e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 9 \times \operatorname{tg}27)}{33.97}} \right] + 0e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 9 \times \operatorname{tg}27)}{33.97}}$$

$$\sigma_{v1} = 122.45 \text{ KN/m}^2$$

Pour la couche argile marneuse compacte :

$$\sigma_{v2} = \frac{(33.97 \times 22 - 2 \times 50)}{2 \times 1.5 \times \operatorname{tg}27} \left[ 1 - e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 18.4 \times \operatorname{tg}27)}{33.97}} \right] + 122.45e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 18.4 \times \operatorname{tg}27)}{33.97}}$$

$$\sigma_{v2} = 322.6 \text{ KN/m}^2$$

Pour la couche argile marneuse à gréseuse :

$$\sigma_{v3} = \frac{(33.97 \times 20 - 2 \times 75)}{2 \times 1.5 \times \operatorname{tg}25} \left[ 1 - e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 20.6 \times \operatorname{tg}25)}{33.97}} \right] + 322.6e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 20.6 \times \operatorname{tg}25)}{34.927}}$$

$$\sigma_{v3} = 534.09 \text{ KN/m}^2$$

b) Théorie de BIERBAUMER [19] : (Voire Annexe B)

La pression verticale est :

$$\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$$

Pour une section de type fer à cheval :  $B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$B = 17.714 + 2 \times 12.760tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 33.97m$$

Dans notre cas, on a :

$$15m \leq H \leq 200m$$

$$\alpha = 1 - \frac{Htg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B} \quad (12)$$

$$\alpha = 1 - \frac{21.85 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right)}{33.97} = 0.42$$

Alors :

$$\sigma_v = \alpha \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i \quad (13)$$

$$\sigma_v = 0.42 \times 965.3 = 405.43 \text{ KN/m}^2$$

#### IV.4.2. Pression horizontale :

a) Méthode de TERZAGHI :

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = \frac{17.714}{2 \sin 25} = 20.96m$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 12.760 + 20.96) = 164.04 \text{ KN/m}^2$$

b) L'expérience soviétique :

- Au niveau de la calotte :

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} = \frac{17.714}{\sin(2 \times 25)} = 23.12m$$



$$\sigma_{h1} = 20 \times 23.12 \times 0.4 - 2 \times 75\sqrt{0.4} = 88.96 \text{ KN/m}^2$$

- Au niveau des pieds droits

$$\sigma_{h2} = 20 \times (12.760 + 23.12) \times 0.4 - 2 \times 75 \times \sqrt{0.4} = 191.04 \text{ KN/m}^2$$

c) Théorie de COULOUMB-RANKINE [19] :

- Au niveau de la calotte :

$$k_0 = (1 - \sin \varphi) x_1 x_2 x_3 = (1 - \sin 25) \times 0.7 \times 1 \times 0.5 = 0.202$$

$$\sigma_{h1} = 0.202 \times 534.09 = 107.88 \text{ KN/m}^2$$

- Au niveau de pieds droits :

$$\sigma_{h2} = \gamma m t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 C t g \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 20 \times 12.760 \times 0.4 - 2 \times 75\sqrt{0.4}$$

$$\sigma_{h2} = 8.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_h = 107.88 + 8.53 = 116.41 \text{ KN/m}^2$$

#### IV.5. Calcul des pressions agissant sur le radier

Théorie des poids des terres :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i$$

$$P = \sigma_v = 16.5 \times 9 + 17.5 \times 18.4 + 20 \times 20.6 = 965.3 \text{ KN/m}^2$$

$$K_a = t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) = 0.4$$

$$K_p = t g^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = t g^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{25}{2} \right) = 2.27$$

On détermine Z pour  $E_a = E_p$  par :

$$Z = \frac{pk_a - 2c(\sqrt{k_p} - \sqrt{k_a})}{\gamma(k_p - k_a)} \quad (14)$$

$$Z = \frac{965.3 \times 0.4 - 2 \times 75(\sqrt{2.27} - \sqrt{0.4})}{20(2.27 - 0.4)} = 6.82m$$

La résultante des efforts agissant à la direction de l'excavation est :

$$E = E_a - E_p \quad (15)$$

$$E = \frac{\gamma Z}{2}(Z + 2H)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2}\gamma Ztg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (16)$$

$$E = \frac{20 \times 6.82}{2}(6.82 + 2 \times 48) \times 0.4 - \frac{1}{2} \times 20 \times 6.82 \times 2.27 = 2650.12 \text{ KN/m}^2$$

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (17)$$

$$T_0 = \frac{2 \times 2650.12}{\cos 25} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 1688.31 \text{ KN/m}^2$$

$$Y = \frac{Z}{tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (18)$$

$$Y = \frac{6.82}{tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2}\right)} = 10.66m$$

La contrainte sous le radier est calculée par la formule :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \quad (19)$$

$$\sigma = \frac{1688.31}{10.66} = 158.38 \text{ KN/m}^2$$

Le soulèvement est vérifié par la formule :

$$\frac{T_0}{Y} \leq \left[ \frac{4c}{(1 - \sin \varphi)} \right] (2 + \sin \varphi) \cos \varphi \quad (20)$$

$$\frac{T_0}{Y} = 158.38 \text{ KN/m}^2 \leq \left[ \frac{4 \times 75}{(1 - \sin 25)} \right] (2 + \sin 25) \cos 25 = 1140.82 \text{ KN/m}^2$$

Les valeur des contraintes choisissent pour le calcul, sont présenter dans le tableau IV.1 :

**Tableau IV.1** : Les contraintes aux niveaux de tunnel.

<b>Contraintes verticales</b>	<b>Demi-section</b>	<b>240.1KN/m<sup>2</sup></b>
	Section globale	<b>534.09 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Contraintes horizontales</b>	Demi-section	<b>140.75 KN/m<sup>2</sup></b>
	Section globale	<b>164.04KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Contraintes au niveau de radier</b>		<b>158.38 KN/m<sup>2</sup></b>

## IV.6. Dimensionnement du soutènement provisoire

### IV.6.1. Définition des charges agissant sur l'ouvrage :

- La charge verticale [19] :

$$P_v = \frac{Q+Q_0 + \Delta G}{l} \quad (21)$$

$$Q_0 = \sigma_v = 534.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta G = \left( \frac{f_k + i_k}{3} \gamma_h \right) \times a \quad (22)$$

$$a = 1 \text{ m}$$

$$R = 8.448 \text{ m}$$

$$r_k = 8.448 - 0.05 = 8.398 \text{ m}$$

$$r = 8.448 - 0.05 - 0.1 = 8.298 \text{ m}$$

$$r_b = 8.448 - 0.05 - 0.2 = 8.198 \text{ m}$$

$$2\phi_0 = 120^\circ \Rightarrow \phi_0 = 60^\circ$$

$$f_k = r_k(1 - \cos\phi_0) \quad (23)$$

$$f_k = r_k(1 - \cos\phi_0) = 8.398 \times (1 - \cos 60^\circ)$$

$$f_k = 4.199 \text{ m}$$

$$f = r(1 - \cos\phi_0) \quad (24)$$

$$f = r(1 - \cos\phi_0) = 8.298 \times (1 - \cos 60^\circ)$$

$$f = 4.149 \text{ m}$$

$$f_b = r_b(1 - \cos\phi_0) \quad (25)$$

$$f_b = r_b(1 - \cos\phi_0) = 8.198 \times (1 - \cos 60^\circ)$$

$$f_b = 4.099 \text{ m}$$

$$l_k = 2(r_k \cos \frac{\phi_0}{2}) \quad (26)$$

$$l_k = 2 \times (8.398 \times \cos \frac{60}{2}) = 14.55 \text{ m}$$

$$l = 2(r \cos \frac{\phi_0}{2}) = 2 \times (8.298 \times \cos \frac{60}{2}) = 14.37 \text{ m}$$

$$l_b = 2(r_b \cos \frac{\phi_0}{2}) \quad (27)$$

$$l_b = 2 \times (8.198 \times \cos \frac{60}{2}) = 14.20 \text{ m}$$

$$\Delta G = \left( \frac{f_k + l_k}{3} \gamma_h \right) \times a \quad (28)$$

$$\Delta G = \left( \frac{4.199 + 14.55}{3} \times 20 \right) \times 1 = 124.99 \text{ KN/m}$$

$$Q = \gamma_c \frac{2\phi_0}{360} 2\pi r \quad (29)$$

$$Q = 0.613 \times \frac{2 \times 60}{360} \times 2 \times 3.14 \times 8.298 = 10.65 \text{ KN/m}$$

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l} = \frac{10.65 + 534.09 + 124.99}{14.37} = 46.61 \text{ KN/m}$$

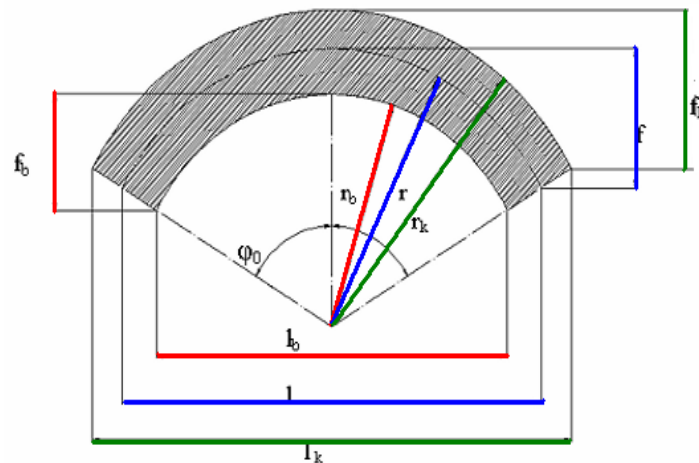


Figure. IV.2. : Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire.

- **La charge horizontale :**

La charge horizontale est calculée selon la formule de Coulomb-Rankine [19]:

$$e_0 = \sigma_v k_a - 2C\sqrt{k_a} \quad (30)$$

$$e_0 = 534.09 \times 0.4 - 2 \times 75 \times \sqrt{0.4} = 119.09 \text{ KN/m}^2$$

$$e_1 = (H + f)\gamma_h k_a - 2C\sqrt{k_a} \quad (31)$$

$$e_1 = (48 + 4.149) \times 20 \times 0.4 - 75 \times \sqrt{0.4}$$

$$e_1 = 322.32 \text{ KN/m}^2$$

$$e = \frac{e_1 + e_0}{2} \quad (32)$$

$$e = \frac{119.09 + 322.32}{2}$$

$$e = 220.70 \text{ KN/m}^2$$

$$p_h = e \frac{f_k}{f} \quad (33)$$

$$p_h = 220.7 \times \frac{4.199}{4.149}$$

$$p_h = 223.36 \text{KN/m}^2$$

- Réactions d'appuis :

Selon le rapport  $f/l$  on choisit les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  à partir du tableau III.1

$$\frac{f}{l} = \frac{4.149}{14.37} = 0.29$$

Donc :

$$\alpha_m = 0.01010 \alpha_h = 0.4415$$

$$\beta_m = -0.01010 \beta_h = -0.1749$$

Les réactions d'appuis seront calculées pour la charge verticale et la charge horizontale :

- Pour la charge verticale :

$$M_v = \alpha_m P_v l^2 \quad (34)$$

$$M_v = 0.01010 \times 46.61 \times 14.37^2 = 97.21 \text{KN.m}$$

$$H_v = \alpha_h P_v l \quad (35)$$

$$H_v = 0.4415 \times 46.61 \times 14.37 = 295.71 \text{KN}$$

$$V_v = P_v \frac{l}{2} \quad (36)$$

$$V_v = 46.61 \times \frac{14.37}{2} = 334.89 \text{KN}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} = \sqrt{295.71^2 + 334.89^2} = 446.76 \text{KN}$$

- Pour la charge horizontale :

$$M_h = \beta_m P_h l^2 \quad (37)$$

$$M_h = -0.01010 \times 223.36 \times 14.37^2 = -465.84 \text{ KN.m}$$

$$H_h = \beta_h P_h l \quad (38)$$

$$H_h = -0.1749 \times 223.36 \times 14.37 = -561.37 \text{ KN}$$

$$V_h = 0$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{N_v}{A_s} + \frac{M_v}{W_s} < \sigma_e \quad (39)$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{446.76}{78.1 \times 10^{-4}} + \frac{97.21}{570 \times 10^{-6}} = 227.74 \text{ Mpa} < \sigma_e = 275 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

#### IV.6.2. Caractéristiques du soutènement provisoire :

Pour le soutènement provisoire on va calculer la rigidité flexionnelle et normale équivalent.

Le calcul de la rigidité flexionnelle et normale équivalent est comme suite [19] :

$$EA_{\text{eq}} = E_b A_b + \left(\frac{E_{\text{cin}}}{E_b} - 1\right) E_b \frac{A_{\text{cin}}}{d} \quad (40)$$

$$EI_{\text{eq}} = E_b I_b + \left(\frac{E_{\text{cin}}}{E_b} - 1\right) E_b \frac{I_{\text{cin}}}{d} \quad (41)$$

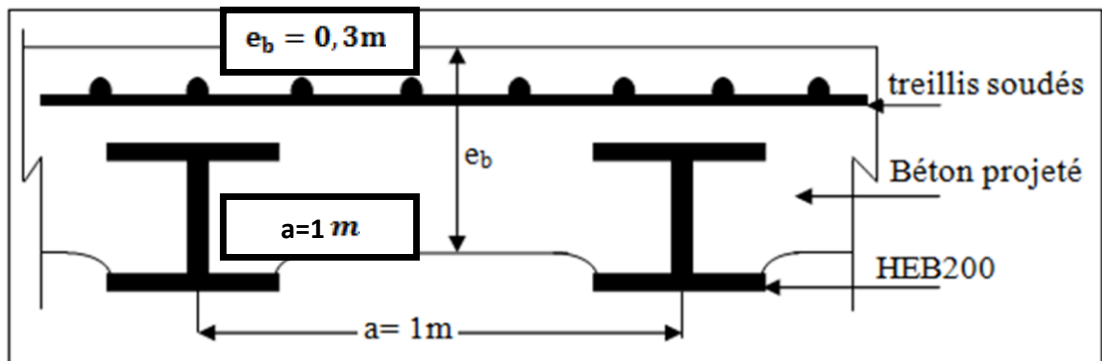


Figure IV.3. Soutènement provisoire

##### IV.6.2.1. Caractéristiques du Béton projeté :

Le tableau IV.2 rassemble les caractéristiques du béton projeté utilisé dans le soutènement de tunnel.

Tableau. IV.2: Caractéristique de béton projeté.

Béton projeté					
$e_b$ (m)	$f_{c28}$ (MP <sub>a</sub> )	W(m <sup>3</sup> )	$E_b$ (MP <sub>a</sub> )	$I_b$ (m <sup>4</sup> )	$\nu$
0,3	25	0,015	10000	$2,25 \cdot 10^{-3}$	0,2

#### IV.6.2.2. Caractéristiques du profile HEB200 :

Les différents constituant du soutènement provisoire (calottes, stross et contre voûte) sont fabriqués à partir des profiles HEB200

$$\begin{cases} A_s = 78,1 \cdot 10^{-4} m^2 \\ W_s = 570 \cdot 10^{-6} m^3 \\ I_s = 5696 \cdot 10^{-8} m^4 \\ E = 2,1 \cdot 10^5 MP_a \end{cases}$$

#### IV.6.2.3. Caractéristiques des boulons d'ancrage :

- La longueur de boulons d'ancrage  $L = 6m$
- Diamètre de boulons d'ancrage  $D = 32mm$
- Section du boulon de  $\phi = 32mm$  de diamètre  $A = \frac{25^2}{4} \pi = \frac{32^2}{4} (3,14) = 803,84 mm^2$
- Module de Young :  $E_b = 2,1 \cdot 10^5 MP_a$

### IV.6.3. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton Projeté

#### IV.6.3.1. Rigidités des cintres métalliques

➤ A la compression :

$$E_s \times A'_s = \frac{(E_s \times A_s)}{a} \quad (42)$$

$$E_s \times A'_s = \frac{(2,1 \cdot 10^8 \times 78,1 \cdot 10^{-4})}{1} = 1,640 \times 10^6 \text{ KN/m}$$

➤ A la flexion :

$$E_s \times I'_s = \frac{(E_s \times I_s)}{a} \quad (43)$$

$$E_s \times I'_s = \frac{(2,1 \cdot 10^8 \times 5696 \cdot 10^{-8})}{1} = 11,962 \times 10^3 \text{ KN/m}$$



**IV.6.3.2. Rigidité de la voûte en béton projeté :**

➤ **A la compression :**

$$\theta_n = \frac{(E_b \times \varepsilon_b)}{(E_s \times A_s)} \quad (44)$$

$$\theta_n = \frac{(10000 \times 0,3)}{(1,640 \times 10^6)} = 1,829$$

➤ **A la flexion :**

$$\theta_m = \frac{(E_b \times I_b)}{(E_s \times I_s)} \quad (45)$$

$$\theta_m = \frac{(10000 \times 0,3^3)}{(12 \times 11,962 \times 10^3)} = 1,881$$

**IV.6.3.3. Calcul des rigidités équivalentes de soutènement provisoire :**

$$EA_{sq} = 10000 \times 10^3 \times 0,3 + \left( \frac{2,1 \times 10^8}{10000 \times 10^3} - 1 \right) 10000 \times 10^3 \times \frac{78,1 \times 10^{-4}}{1} = 4,48310^6 \text{ KN/m}$$

$$EI_{sq} = 10000 \times 10^3 \times 2,25 \times 10^{-3} + \left( \frac{2,1 \times 10^8}{10000 \times 10^3} - 1 \right) 10000 \times 10^3 \times \frac{5,696 \times 10^{-5}}{1} = 3,33 \times 10^4 \text{ KN/m}$$

$$EA_{sq} = 4,483 \times 10^6 \text{ KN/m (cintre et Béton projeté)}$$

$$EI_{sq} = 3,33 \times 10^4 \text{ KNm}^2/\text{m (cintre et béton projeté)}$$

Le tableau VI.3 rassemble les caractéristiques mécaniques utilisées pour modéliser notre partie de calcul de tunnel.

**Tableau. IV.3 :** Caractéristiques mécaniques.

Identification	Modèle	EA (KN /m)	EI (KN.m <sup>2</sup> /m)	W (KN /m)	v
<b>Soutènement Provisoire</b>	Elastique	4,562 × 10 <sup>6</sup>	3,389 × 10 <sup>4</sup>	7,2	0,200
<b>Boulons D'ancrage</b>	Élastoplastique	168806,4	/	/	/
<b>Radier</b>	Elastique	1,68 × 10 <sup>7</sup>	5,04 × 10 <sup>5</sup>	14,4	0,200

## **IV.7. Conclusion**

Les charges verticales et horizontales agissantes sur le soutènement en demi-section supérieure et de la structure globale du tunnel sont calculées selon la méthode de TERZGHI, ces sollicitations sont en fonction de la géologie locale de terrain entourant le tunnel. Ces résultats nous a permet de déduire le type de soutènement.

## V.1.Introduction

Le creusement de tunnel dans un terrain médiocre nécessite une analyse et une conception approfondit afin de garantir la stabilité complète de tunnel, en particulier, la stabilité du front de taille. Les sollicitations dues aux poussées des terres autour d'une cavité peuvent créer des déformations importantes qui provoquent par la suite des dommages au niveau de soutènement provisoire. Le mode de creusement ainsi que la méthode de mise en place de soutènement provisoire jouent un rôle fondamental dans la stabilité de tunnel.

Notre travail dans ce chapitre consiste à faire une analyse numérique des deux tubes de tunnel en utilisant le logiciel Plaxis 2D, avec la prise en compte de mode de creusement (creusement de la section totale, demi-section et section divisée) et le nombre des tubes de renforcement de front de taille.

## V.2. Présentation de modèle Plaxis 2D

Le logiciel Plaxis 2D est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'application géotechniques. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage des éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme.

## V.3. Caractéristiques du terrain et de soutènements

### V.3.1. Caractéristiques géotechniques du terrain :

On utilise la loi de comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Colomb (M-C). Elle présente l'avantage de définir le comportement du sol par le biais de cinq paramètres seulement : le module de Young ( $E$ ), le coefficient de poisson ( $\nu$ ), l'angle de frottement ( $\varphi$ ), la cohésion ( $c$ ), et l'angle de dilatance ( $\Psi$ ).

Le tableau V.1 représente les différentes caractéristiques géotechniques de terrain autour de tunnel pour le tronçon étudié

**Tableau V.1 :** Valeurs des paramètres géotechniques de la section étudiée

Paramètre	Désignation	Schiste Altéré	Alluvion sous forme du limon sableux	Argilite très altéré	Unité
Modèle type Modèle		Mohr-Coulomb			/
Poids volumique	$\gamma_d$	16,5	22	10	KN/m <sup>3</sup>
Module de Young	E	5000	2,500E+04	1,200 E +05	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	$\mu$	0,3	0,3	0,3	/
Terme de cohésion	C	5	50	37,5	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	27	22	12,5	Degré
Angle de dilatation	$\Psi$	0	0	0	Degré

### V.3.2. Caractéristiques mécaniques du soutènement (cintre et béton projeté) :

Selon les conditions géométriques et géotechniques, les caractéristiques retenues pour le soutènement de ce tronçon du tunnel sont décrites dans le tableau suivant :

**Tableau V.2 :** Propriétés mécaniques de soutènement

Identification	Modèle	EA (KN /m)	EI (KN.m <sup>2</sup> /m)	W (KN /m)	$\nu$
Soutènement Provisoire	Elastique	$4,562 \times 10^6$	$3,389 \times 10^4$	7,2	0,200
Boulons D'ancrage	élastoplastique	168806,4	/	/	/
Radier	Elastique	$1,68 \times 10^7$	$5,04 \times 10^5$	14,4	0,200

### V.4. Renforcement du front de taille par l'utilisation de la méthode FIT

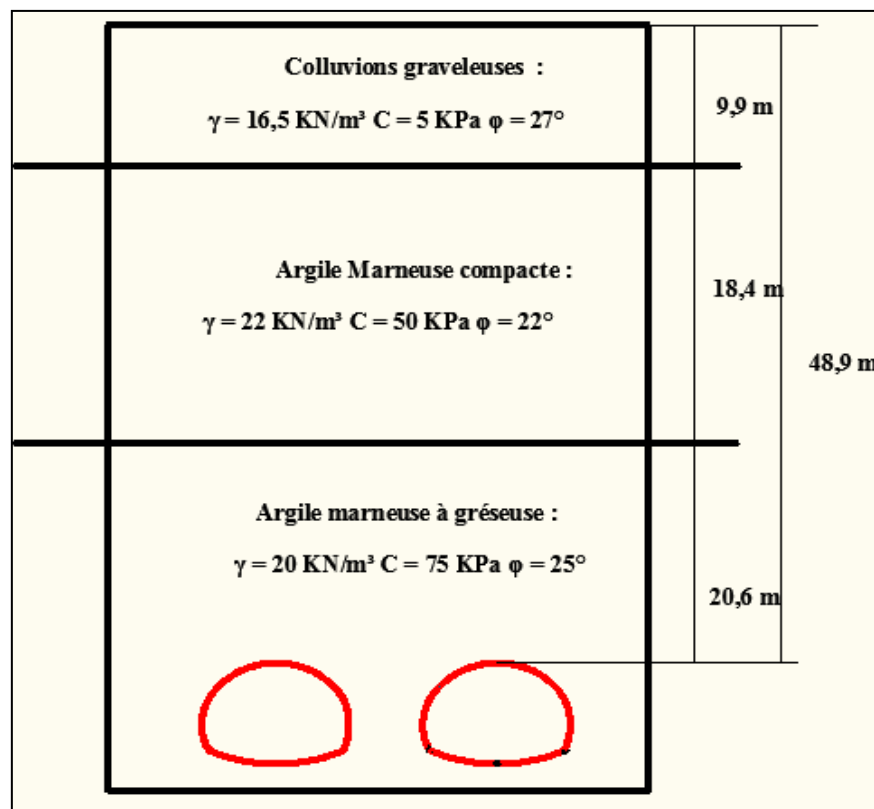
Le sol devant le tunnel présente des caractéristiques géotechniques médiocres qui peut s'effondrer sous un mouvement des contraintes du à l'excavation. La figure V.1.présente une coupe transversale de la section étudiée située a une zone de mauvaise caractéristique (faille).

Afin de bien comprendre l'effet de l'insertion des tubes en verre/polyester sur la stabilité de front de taille et sur la stabilité de soutènement provisoire, en propose de renforcer le terrain devant le

tunnel (les deux tubes) par la mise en place d'un nombre des tubes de renforcement au niveau de front de taille.

Les variantes proposées sont comme suit :

- Tunnel non renforcé qui ne contient aucun tube de renforcement : **T0**
- Tunnel renforcé avec la mise en place de 10 tubes de renforcement : **T10**
- Tunnel renforcé avec la mise en place de 20 tubes de renforcement : **T20**
- Tunnel renforcé avec la mise en place de 30 tubes de renforcement : **T30**



**Figure V.1.** Coupe transversale de tunnel avec front de taille non renforcée (**T0**)

L'insertion des tubes de renforcement en résine polyester renforcés par fibre de verre dans le front de taille entraîne un changement des caractéristiques physiques du sol entourant le tunnel. La cohésion du sol est parmi les caractéristiques importantes de sol qui va subir des changements (améliorations).

**V.4.1. Calcul de la valeur de C améliorée pour chaque front de taille :**

La cohésion du sol dans la zone renforcée par les boulons est augmentée du fait du renforcement par les boulons, suivant la relation :

$$c' = c + \frac{\Delta\sigma_3}{2} \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec :

$c'$  : Cohésion du sol renforcé.

$c$  : Cohésion du terrain naturel.

$\varphi$  : Angle de frottement du terrain.

$\Delta\sigma_3$  : Incrément de contrainte principale mineure due au renforcement.

$$\Delta\sigma_3 = \frac{nF_a}{S} \qquad F_a = A\sigma_{adm}$$

Avec :

$n$  : Nombre de boulons.

$F_a$  : Force axiale dans un boulon.

$A$  : Section de résistance d'un boulon.

$\sigma_{adm}$  : Contrainte maximale admissible en traction dans un boulon.

$S$  : Section du front.

Le tableau V. 3 rassemble les résultats de calcul de la valeur de la cohésion " C' " améliorée pour 10,20 et 30 Tubes.

Le tableau V. 3. Valeur de la cohésion améliorée pour 10,20 et 30 Tubes.

Nombre des tubes de renforcement	0	10	20	30
Abréviation	T0	T10	T20	T30
C'(KPa)	$C'=C/2=37,5$	56,05	128,9	174,6

**V.4.2. Tunnel non renforcé T0 :**

Le front de taille (T0) non renforcé qui ne contient aucun tube de renforcement présente des caractéristiques médiocres avec une cohésion d'environ 37.5 KPa. La Figure V.2 présente la coupe de transversale du front de tunnel (T0) sans tubes de renforcement

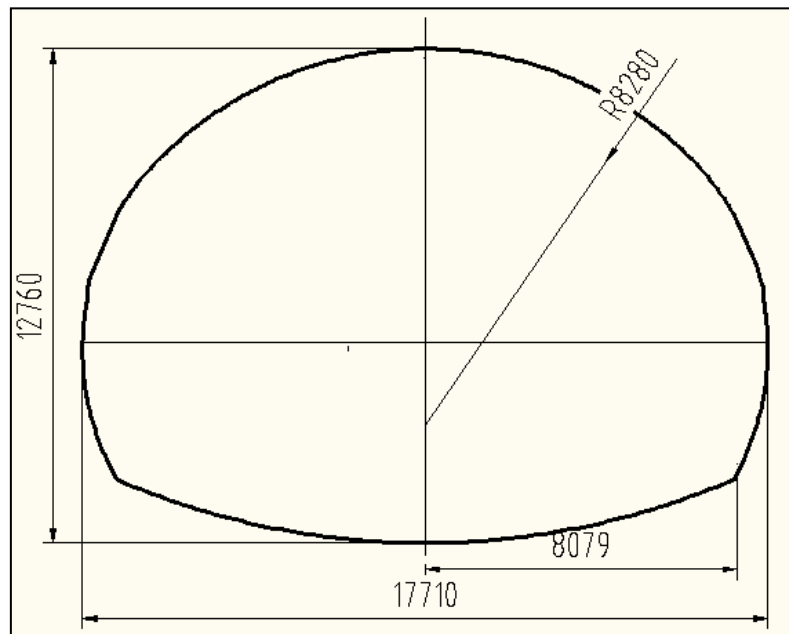


Figure V.2. Front de taille non renforcé (T0)

**V.4.3. Tunnel renforcé par 10 tubes de renforcement T10 :**

Le front de taille T10 présente une surface d'excavation de tunnel avec la présence de 10 tubes de renforcement en verre/polyester dans la partie supérieure de tunnel (Calotte). La distance entre tube et autre est d'environ 1,5m. La mise en place de ces tubes avec une injection de coulis de ciment entraîne une augmentation de la cohésion C. Donc la nouvelle valeur de la cohésion C'est : 56.05 KPa. La Figure V.3. Présente la coupe de transversale du front de tunnel (T10).

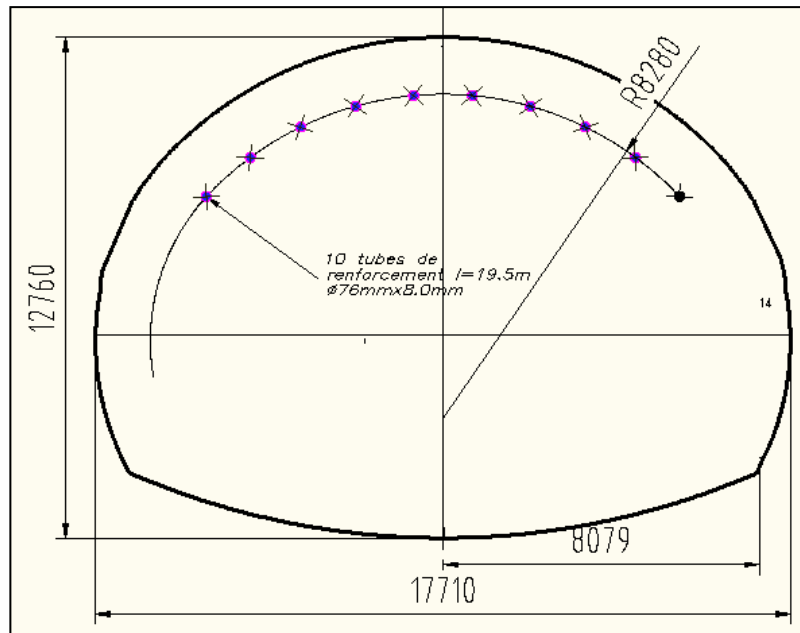


Figure V.3. Front de taille renforcé par 10 tubes (T10).

#### V.4.4. Tunnel renforcé par 20 tubes de renforcement T20 :

Le type de front de taille (T20) contient 20 pièces de tubes perforés est injectés par le coulis de ciment. L'augmentation de nombre des tubes de renforcement en verre/polyester entraine une augmentation de la surface renforcée et par conséquent une augmentation de la cohésion du sol devant le front et autour de tunnel. La valeur du C dans ce cas est d'environ de 129.9KPa. La Figure V.4. Présente la coupe de transversale du front de tunnel (T20).

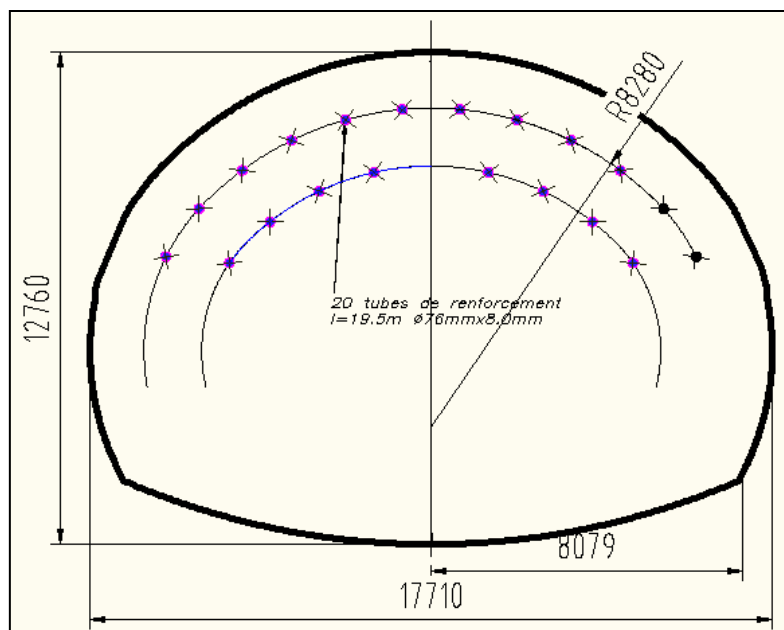


Figure V.4. Front de taille renforcé par 20 tubes (T20).



#### V.4.5. Tunnel renforcé par 30 tubes de renforcement T30 :

La partie supérieure de tunnel (Calotte) présente généralement les déformations importantes par rapport aux autres parties (stross et radier). Conséquemment, les tubes de renforcement du front de taille doivent être mis en premier lieu dans la partie supérieure de tunnel. Le front de taille (T30) contient un nombre des tubes important qui est de l'ordre de 30 tubes avec une valeur de la cohésion de 174.6KPa. La Figure V.5. Présente la coupe de transversale du front de tunnel (T30).

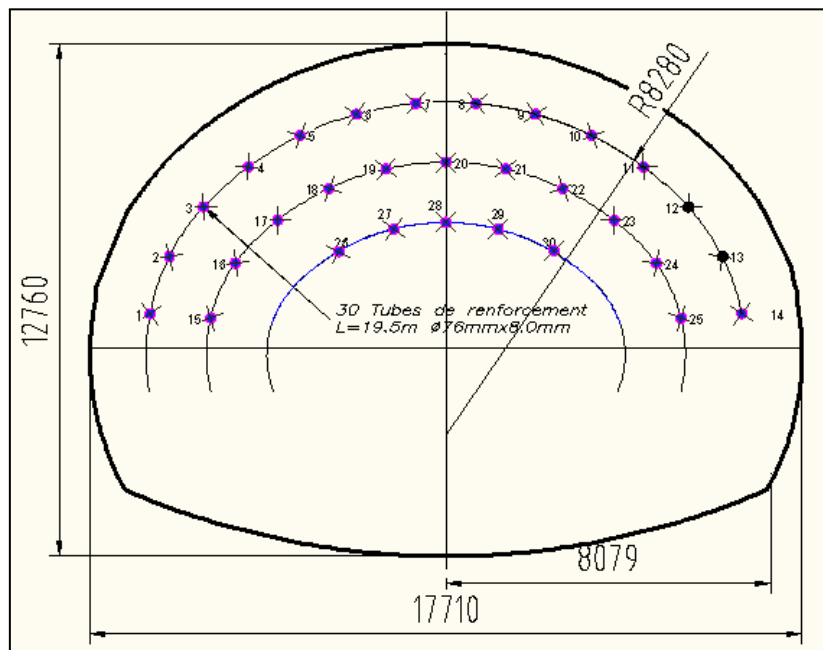


Figure V.5. Front de taille renforcé par 30 tubes (T30).

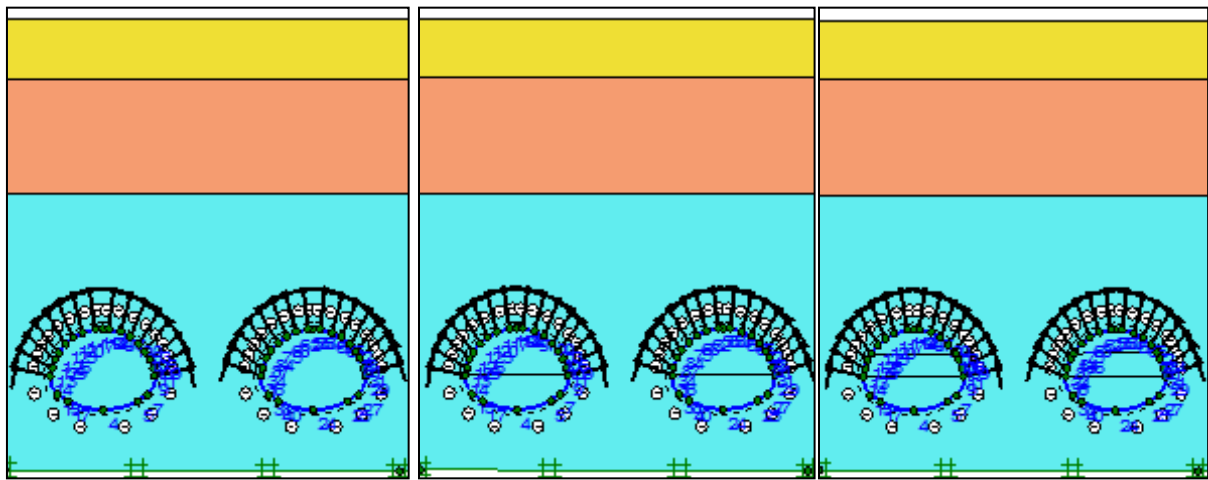
### V.5. Modélisation du tunnel

La modélisation de tunnel consiste à créer une représentation simplifiée de front de taille des deux tubes de tunnel étudié. Ensuite, une mise en place des tubes de renforcement à base de fibres de verre pour améliorer les caractéristiques géotechniques du sol. Ces tubes qui sont injectés par un coulis de ciment entraînent une augmentation de la cohésion au niveau du sol de front. Par la suite, les deux fronts de tunnel ont subi une excavation par l'utilisation des trois méthodes de creusement :

1. Creusement de la section totale ;
2. Creusement en demi-section ;
3. Creusement en section divisée.

### V.5.1. Génération de la géométrie de modèle :

Notre section de tunnel étudié se trouve à une profondeur totale de 48 m, elle se compose de deux tubes espacés de 20 m. Le terrain au-dessus de tunnel est constitué de trois couches différentes. Le soutènement provisoire contient des profilés en HEB 200 espacés de 1 m, une épaisseur de 30 cm de béton projeté renforcé par treillis soudés et des boulons d'ancrage de longueur de 6 m et un espacement de 1 m dans les deux sens. La figure V.6. présente le modèle utilisé en Plaxis pour le creusement en pleine section, en demi-section et le creusement en section divisée.



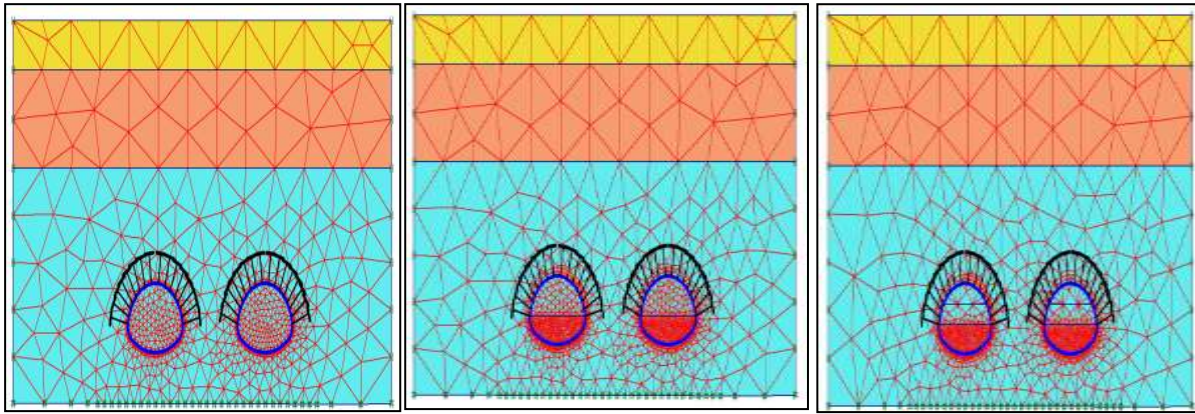
a) creusement en pleine section, b) creusement en demi-section, c) creusement en section divisée

**Figure V.6.** Géométrie de l'ouvrage en Plaxis

La modélisation des deux tubes avec la prise en compte de la méthode de creusement est effectuée par l'utilisation de méthodes des éléments finis qui est basée sur la transformation des équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques dans le but de remplacer le milieu réel par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal qui est le plus possible proche du contour réel.

Ce milieu équivalent est ensuite divisé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel).

Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage (figure V.7).



a) creusement en pleine section, b) creusement en demi-section, c) creusement en section divisée

**Figure V.7. Maillage de l'ouvrage en Plaxis**

### V.5.2. Phasage de calcul :

Les phases de calcul sous Plaxis 2D suivent la méthode de creusement ainsi que les étapes de mise en place de soutènement provisoire

#### V.5.2.1. Méthode de creusement en pleine section :

La méthode d'excavation en pleine section a été réalisée par le creusement de toute la section avec un pas d'avancement de 1 m et l'installation du soutènement provisoire au tour de toute la section excavée.

**Phase 0 :** Initialisation des contraintes (contraintes géostatique).

**Phase 1 :** Creusement total de tunnel gauche

**Phase 2 :** Installation du soutènement provisoire (cintres + le béton projeté + boulons d'ancrages)

**Phase3 et phase 4 :** Répété les mêmes phases de 1 à 2 pour le tunnel droit.

#### V.5.2.2. Méthode de creusement en demi-section :

La méthode d'excavation en demi-section, a été réalisée par l'excavation de la section supérieure de tunnel et ensuite la section inférieure avec un pas d'avancement de 1m avec la mise en place de soutènement provisoire dans chaque pas d'avancement. Les phases de calcul sont comme suit :

**Phase 0** : initialisation des contraintes (contraintes géostatique).

**Phase 1** : excavation de calotte de tunnel gauche ( $\sum Mstage = 0,3$ ).

**Phase 2** : installation de soutènement provisoire et les boulons d'ancrage ( $\sum Mstage = 0,7$ ).

**Phase 3** : excavation de stross de tunnel gauche ( $\sum Mstage = 0,1$ ).

**Phase 4** : installation de soutènement provisoire et les boulons d'ancrage ( $\sum Mstage = 0,1$ ).

**Phase 5 à phase 8** : répété les mêmes phases de 1 à 4 pour le tunnel droit.

#### **V.5.2.3. Méthode de creusement en section divisée :**

La méthode d'excavation en section divisées a été réalisé en trois parties (calotte, stross, radier) avec un décalage de 3 m entre chaque section et un pas d'avancement de 1m comme on a fait dans la première partie de ce travail. Les phases de calcul sont comme suit :

**Phase 0** : initialisation des contraintes (contraintes géostatique).

**Phase 1** : excavation de calotte de tunnel gauche ( $\sum Mstage = 0,3$ ).

**Phase 2** : installation de soutènement provisoire et les boulons d'ancrage ( $\sum Mstage = 0,2$ ).

**Phase 3** : excavation de stross de tunnel gauche ( $\sum Mstage = 0,2$ ).

**Phase 4** : installation de soutènement provisoire et les boulons d'ancrage ( $\sum Mstage = 0,2$ ).

**Phase 5** : excavation de radier de tunnel gauche ( $\sum Mstage = 0,1$ ).

**Phase 6** : installation radier ( $\sum Mstage = 0,1$ ).

**Phase 7 à phase 12** : répété les mêmes phases de 1 à 6 pour le tunnel droit.

## **V.6. Résultats et discussion**

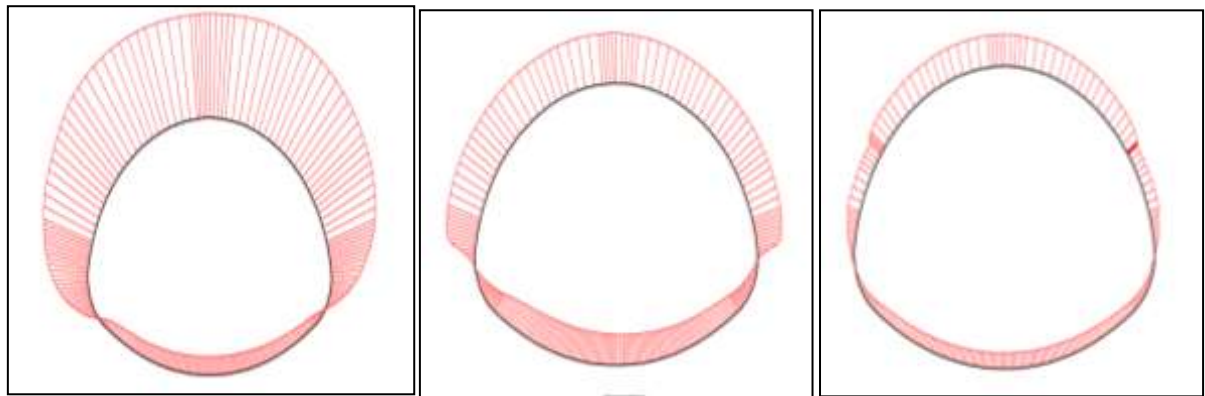
### **V.6.1. Effet de la méthode de creusement sur la stabilité de soutènement provisoire :**

Notre section de calcul de tunnel se situe juste à côté d'une zone de faille qui présente des caractéristiques très médiocres. En effet, le creusement de tunnel dans cette partie nécessite une conception approfondie pour assurer la stabilité de soutènement provisoire et la sécurité des

manœuvres au moment d'excavation. Pour cela, les deux tubes de tunnel ont été modélisés et analysés en utilisant logiciel Plaxis 2D avec la prise en compte de la méthode de creusement (creusement en section totale, creusement en demi-section et le creusement en section divisée) dont le but de déduire les sollicitations dues à l'excavation et au mouvement du terrain au moment de creusement. Ces sollicitations ont été déduire au niveau de soutènement provisoire (Calotte, Stoss et contre voute).

**V.6.1.1. Déplacement vertical :**

Le creusement d'un tunnel dans un massif provoque un relâchement des contraintes sur le front créant ainsi un champ de déformation dont les vecteurs sont orientés vers le creusement. Ces déformations entraînent des perturbations des conditions d'équilibre. En effet, le déplacement vertical maximum enregistré au niveau de tunnel pour la méthode de creusement en pleine section (section totale) est très important, il est de l'ordre de 280.58 mm (Figure V.8). Ce déplacement peut entraine un endommagement au niveau de la calotte (une fracture des HEB200).



$U_y = -280,58 \times 10^{-3} \text{m}$

$U_y = -91,41 \times 10^{-3} \text{m}$

$U_y = -53,30 \times 10^{-3} \text{m}$

a) pleine section,

b) demi-section,

c) section divisée

**Figure V.8.** Déplacement vertical de soutènement provisoire pour chaque méthode de creusement

Le creusement d'une section complète de tunnel peut entraine un éboulement de terrain au niveau de front de tunnel avec une redistribution de l'état de contrainte dans le terrain du fait du déconfinement généré en parois du tunnel ce qui provoque des poussées des terres importantes. Cependant, l'ouverture de plusieurs galeries d'excavation (Creusement en demi-section et creusement en section divisée) entraine une diminution de déplacement vertical, il est de l'ordre de 91,5mm et 53,3mm pour le creusement en demi-section et le creusement en section divisée,

respectivement. Cette grande diminution due essentiellement à l'augmentation des nombres des galeries d'excavation qui offrent une stabilité du front de taille et de soutènement provisoire. L'histogramme de la figure V.9. Présente une présentation graphique de déplacement vertical en fonction de mode de creusement. Sur cette figure on constate la différence importante entre le déplacement de la section complètement excavée et le déplacement des sections excavées en plusieurs parties. En effet, le pourcentage de diminution de déplacement vertical est environ 67,4% et 81% pour le front excavé en demi-section et le front excavé en section divisée, respectivement.

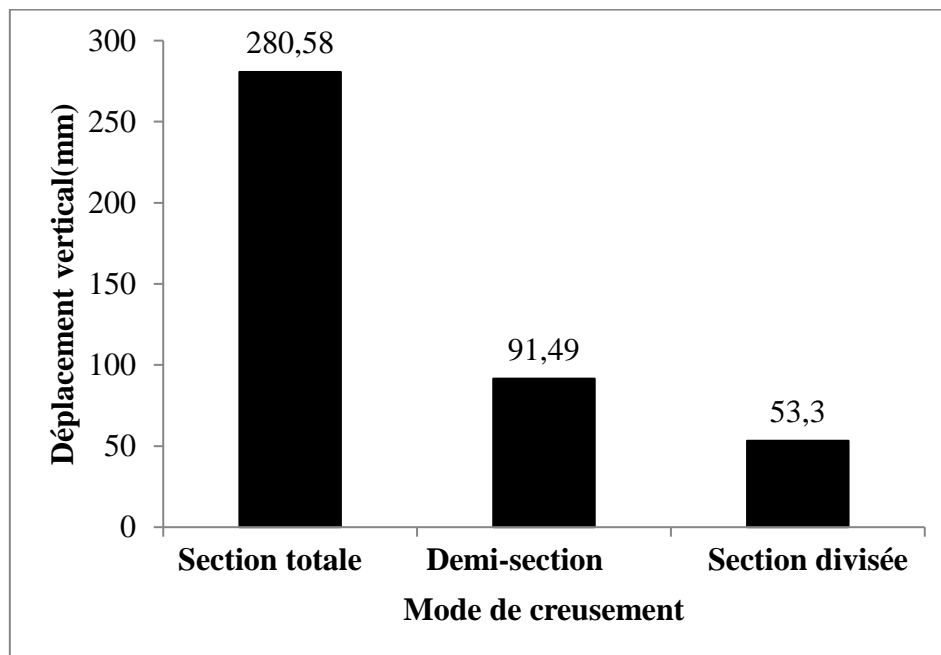


Figure V.9. Histogramme de déplacement vertical en fonction de mode de creusement

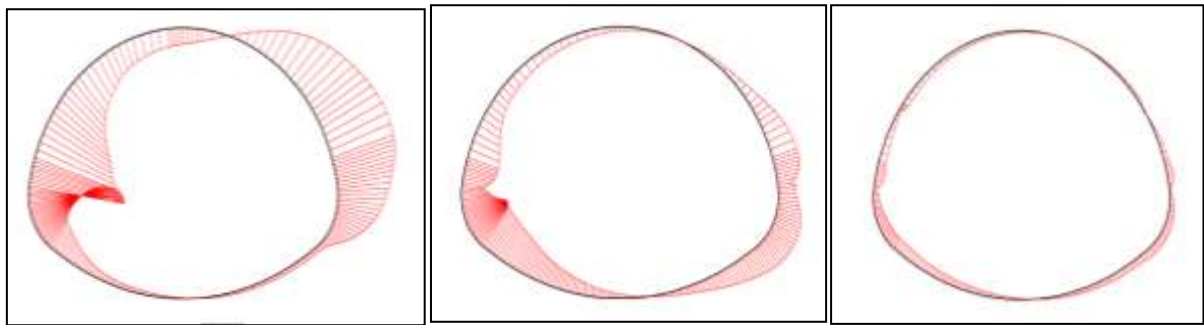
#### V.6.1.2. Déplacement horizontal :

Le creusement des deux tubes de tunnel peut entraines des mouvements du massif du sol. Ces mouvements peuvent créer des déformations des parois de soutènement provisoire.

En remarque que le déplacement horizontal dans le cas d'un creusement effectuer par la méthode de creusement en pleine section présente une valeur très considérable qui est d'environ 30 cm (Figure V.10). Cette valeur entraine certainement un éboulement du terrain au niveau des parois de tunnel avec un endommagement important de soutènement provisoire.

Le creusement des deux tubes de tunnel réduit la contrainte horizontale dans la direction de l'axe de chaque tube. Cependant, la mise en place de soutènement provisoire l'état des contraintes

initiales est perturbé, phénomène accentué par un déplacement du terrain dans le vide annulaire [20].



**U<sub>x</sub> : 295,31x10<sup>3</sup>m**

**U<sub>x</sub> : 48,71 x10<sup>3</sup>m**

**U<sub>x</sub> : 12,19 x10<sup>3</sup>m**

a) pleine section,

b) demi-section,

c) section divisée

**Figure V.10.** Déplacement horizontal de soutènement provisoire pour chaque méthode de creusement

L'augmentation des nombres des galeries d'excavation dans le front de taille de tunnel entraîne une diminution considérable des déplacements horizontaux au niveau des deux tubes. Ils sont d'environ de 5cm et 1.3 cm pour le creusement en demi-section et le creusement en section-divisée, respectivement. La méthode de creusement en demi-section qui consiste à ouvrir une galerie en clé de voute dans un premier temps puis on l'élargit latéralement avec la mise en place de la calotte et stross 1 entraîne une réduction des mouvements de terrain autour de tunnel qui limite par la suite les déplacements vers l'axe de tunnel. En effet, l'histogramme de la figure V.11. qui présente la présentation graphique du déplacement horizontal en fonction de la méthode de creusement permet de bien illustrer la très grande différence entre les déplacements de creusement en pleine section et la section divisée. Évidemment, le pourcentage de différence entre le déplacement horizontal des deux méthodes de creusement est d'environ 83,5%. Par ailleurs, la méthode de creusement en section divisée induit a l'augmentation de nombre des galeries ouvertes dans le tunnel qui entraîne une diminution du déplacement du sol pendant le creusement.



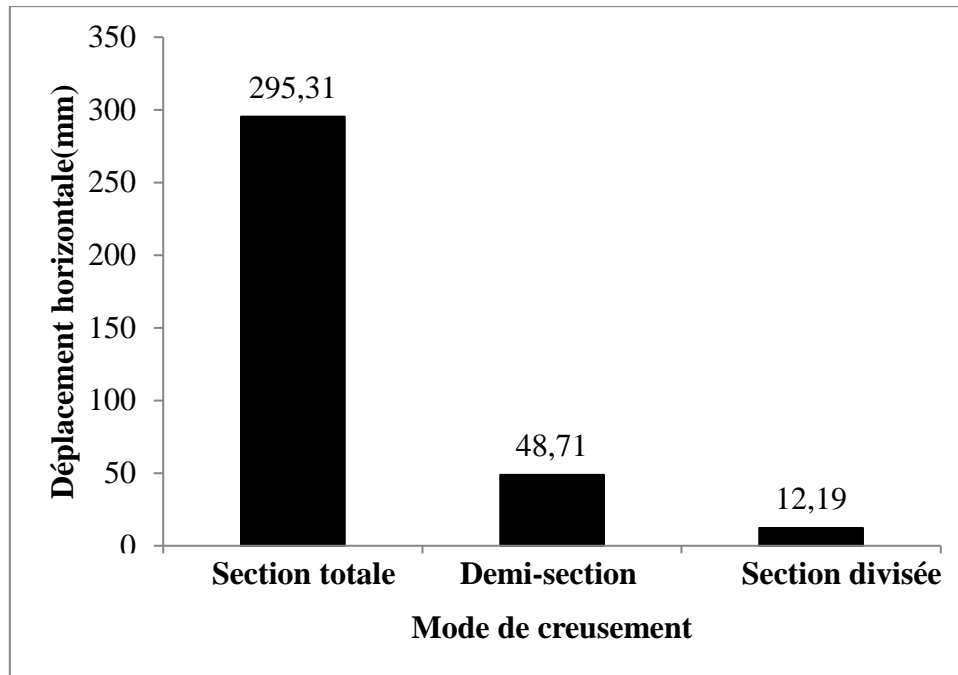
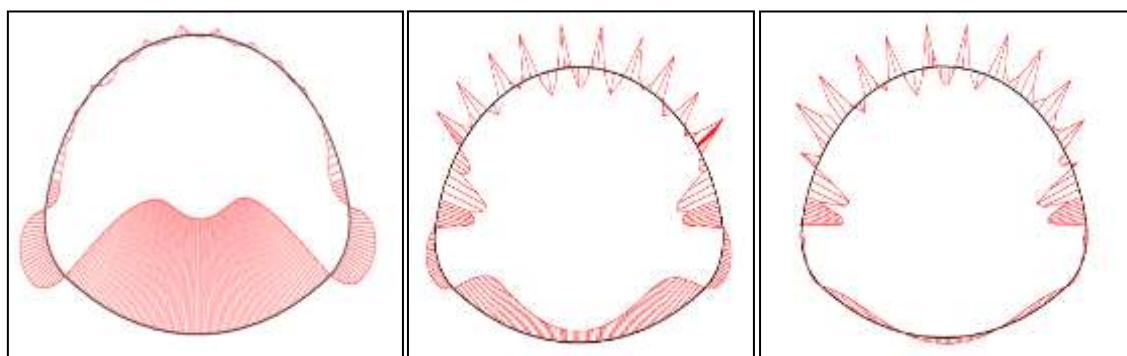


Figure V.11 : Histogramme de déplacement horizontal en fonction de mode de creusement

#### V.6.1.3. Moment fléchissant :

Le creusement du front de taille situé dans la zone de faille par la méthode de creusement en pleine section entraîne des convergences importantes vers l'axe des deux tubes. La mise en place de soutènement provisoire exerce des pressions à l'intérieur de tunnel pour stabiliser le front de taille. En plus, le soutènement se fait souvent par étapes, non seulement pour faciliter l'avancement des travaux, mais aussi pour ajuster progressivement l'action de confinement nécessaire à l'obtention de l'équilibre désiré.



**M : 367, 58KN.m**

**M : 95.63 KN. m**

**M : 64.74 KN. m**

a) Plaine section,

b) Demi-section,

c) Section divisée

Figure V.12 : Moment fléchissant de soutènement provisoire pour chaque méthode de creusement



Le résultat de moment dû à la pression des terres sur le soutènement provisoire de tunnel pour le creusement en pleine section est très important, il est d'environ 300 K. Nm (Figure V.12). Cette valeur subit une diminution remarquable pour le cas de creusement en demi-section et section divisée. En cas de creusement en demi-section ou en section divisée, le soutènement est nécessairement posé en différentes phases ce qui permet de réduire les poussées exercées sur le soutènement provisoire. En effet, le pourcentage de diminution de moment fléchissant est d'environ 74% et 82,4% pour le creusement en demi-section et en section divisée, respectivement (Figure V.13).

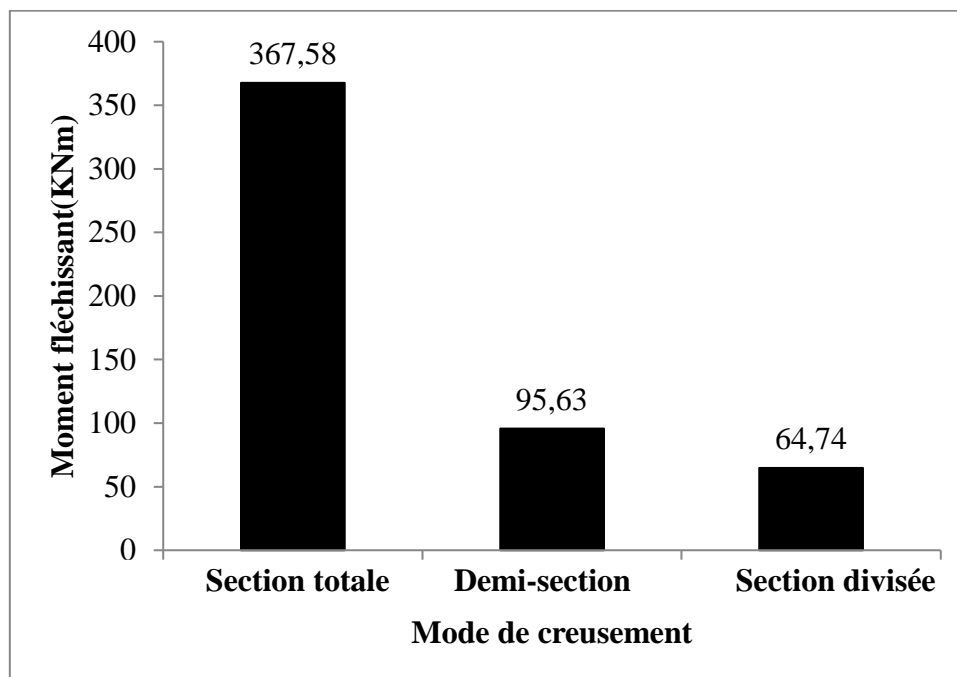
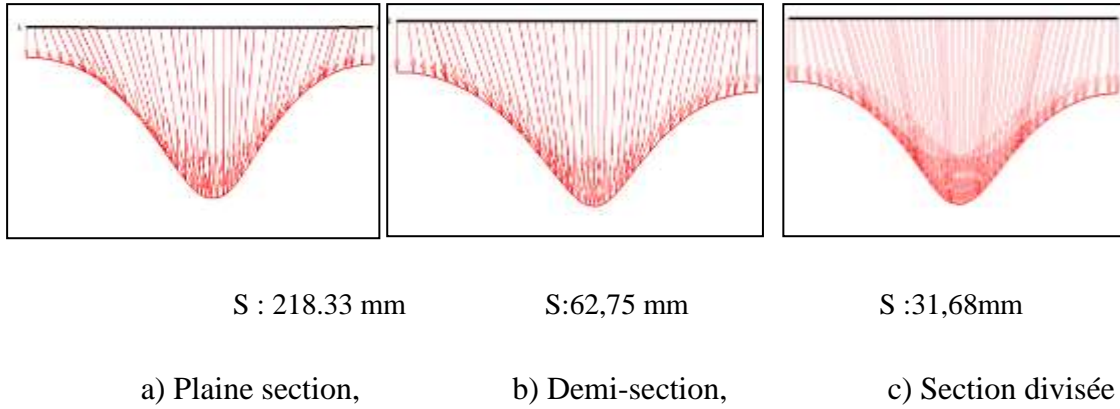


Figure V.13: Histogramme de moment fléchissant en fonction de mode de creusement

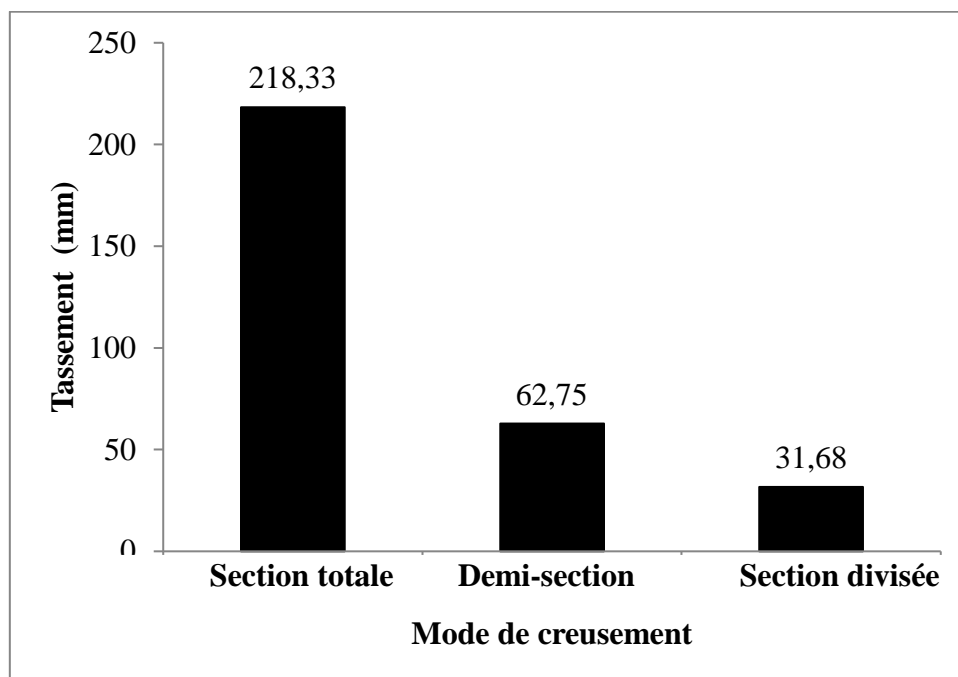
#### V.6.1.4. Tassement de la surface :

Le creusement des tunnels engendre des perturbations plus ou moins importantes dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations et des déplacements de sol. En zones urbaines, les tassements résultant de ce phénomène peuvent affecter la stabilité des ouvrages avoisinants. Ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques non négligeables.



**Figure V.14 :** Tassement de soutènement provisoire pour chaque méthode de creusement

La figure V.14 illustre les valeurs du tassement a la surface de tunnel pour chaque méthode de creusement. Il est bien remarqué que le tassement à la surface de la méthode de creusement en section divisée présente la valeur minimale par rapport aux autres méthodes (creusement en section totale et en demi-section), car le creusement en section divisé comprend l’excavation des terrains sur des sections réduites débutant par la partie supérieure qui permet de maîtriser et limiter la décompression des terrains sus-jacents et au-dessus de tunnel. En plus, la division de la section élémentaire à excaver en plusieurs sections peut rester stable par elle-même avant la mise en place du soutènement. En effet, le pourcentage de diminution du tassement a la surface est d’environ 85,5% et 49,5% pour le creusement en section totale et en demi-section, respectivement (Figure V.15).



**Figure V.15:** Histogramme de tassement de surface en fonction de mode de creusement

### V.6.2. Effet de renforcement de front de taille sur stabilité de soutènement provisoire :

Le front de taille de la section de tunnel étudié a été modélisé avec la prise en compte de la méthode de creusement (section totale, demi-section et section divisée) et de nombre des tubes de renforcement en verre/polyester. La mise en place de ces tubes de renforcement entraîne un changement des caractéristiques géotechnique du sol au niveau du front et autour de tunnel.

Le but de cette section est de montrer l'influence de l'amélioration de la cohésion du sol  $C$  par la mise en place des tubes de renforcement sur les différentes sollicitations dues au creusement de tunnel, que se soit en surface de tunnel (tassement) ou alors au niveau de soutènement provisoire (Moment fléchissant, effort tranchant, déplacement vertical, déplacement horizontal).

Les fronts de taille modélisés sont :

- Front non renforcé qui ne contient aucun tube de renforcement : **T0**
- Front renforcé avec la mise en place de 10 tubes de renforcement : **T10**
- Front renforcé avec la mise en place de 20 tubes de renforcement : **T20**
- Front renforcé avec la mise en place de 30 tubes de renforcement : **T30**

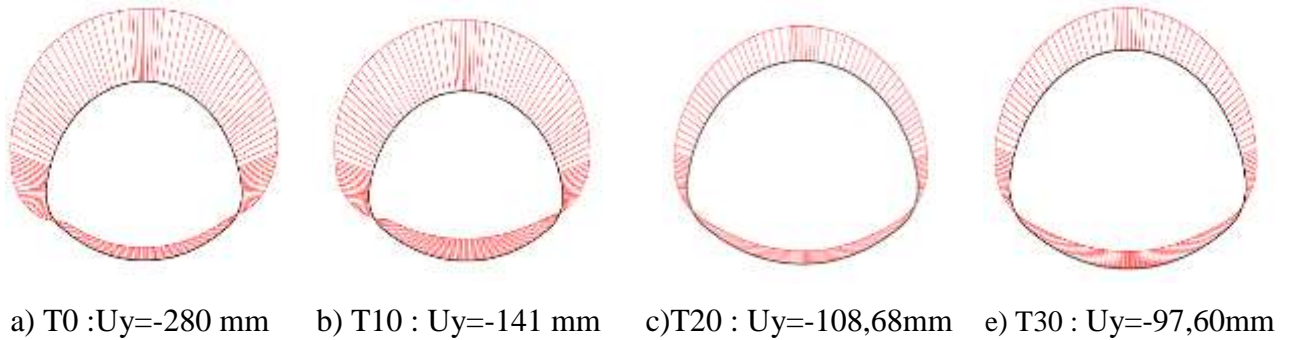
Chaque front de taille a été modélisé en utilisant les trois méthodes de creusement (section totale, demi-section et section divisée) afin de déduire les différentes sollicitations agissantes sur le soutènement provisoire.

#### V.6.2.1. Creusement en pleine section :

La méthode de creusement en pleine-section consiste à excaver la totalité de front de taille de tunnel (callote, stross et contre voute). Cette méthode offre l'exécution rapide de soutènement provisoire avec l'utilisation d'un tunnelier.

##### a) Déplacement vertical :

La réponse du massif de sol aux sollicitations engendrées par le creusement des deux tubes de tunnel dépend essentiellement de la nature du sol et la technique de creusement. La stabilité de front de taille est assurée par la mise en place de soutènement provisoire pour chaque pas de creusement. Cependant, les travaux de creusement de tunnel entraînent des poussées des terres autour de tunnel. En effet, la figure V.16 présente de déplacement vertical autour de tunnel pour chaque front de taille renforcée.



**Figure V .16 .** Déplacement vertical de tunnel pour chaque front de taille renforcée

A partir des résultats obtenus de modélisation des deux tubes de tunnel au niveau de la zone de faille, on remarque que le déplacement vertical de soutènement provisoire est très important pour le front de taille non renforcé (T0). La valeur de déplacement maximum est enregistrée au niveau de la partie supérieure de tunnel (calotte). Il est fortement probable que ce déplacement peut entraine un éboulement du terrain avec un endommagement de soutènement provisoire. Cependant, la mise en place de 10 tubes de renforcement en verre/polyester au niveau de la calotte entraine une diminution remarquable de ce déplacement. (Figure V 16 ).

Une présentation graphique des différentes sollicitations et déplacements est nécessaire a fin de bien comprendre l'effet de la mise en place des boulons de renforcement en verre/polyester sur la stabilité du front de taille et de soutènement provisoire. La figure V.16 présente le de déplacement vertical de soutènement provisoire en fonction nombre des tubes de renforcement en verre/polyester avec une mise en place de la courbe de tendance linéaire pour déduire l'équation linéaire :  $y = Bx + A$ , avec  $A$  et  $B$  sont des constantes.

Le paramètre  $B/A$  représenté le taux de changement (diminution/augmentation) de déplacement vertical avec l'ajout des tubes de renforcement (Tableau V.4).

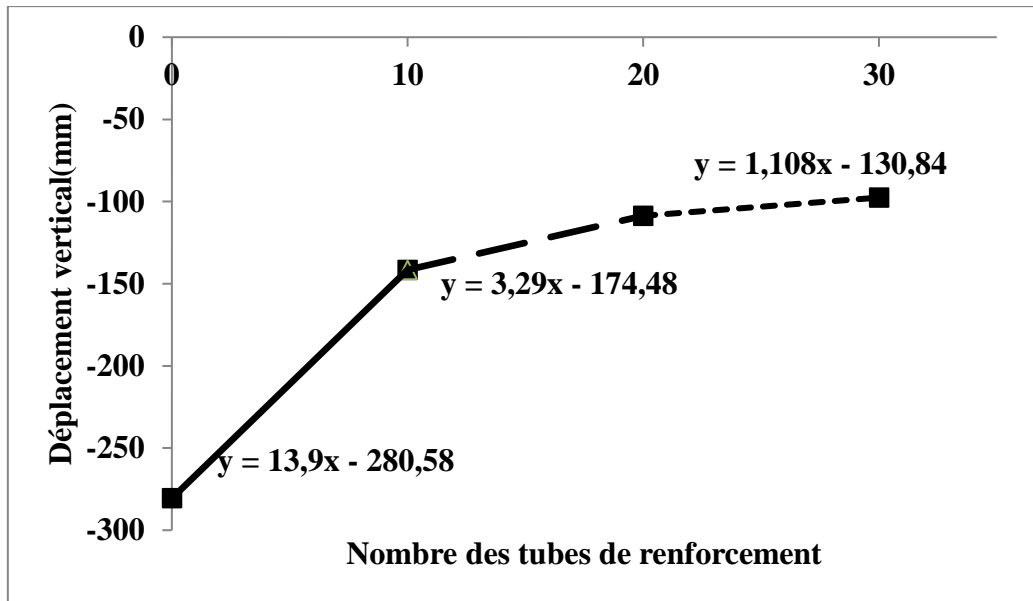


Figure V.17 . Déplacement vertical en fonction de nombre des tubes de renforcement

En remarque sur la figure. V.17 que la pente de la droite de la courbe de tendance linéaire entre le front de taille non renforcé et le front de taille avec 10 tubes de renforcement présent un taux de changement de déplacement vertical d'environ 5% (Tableau V.4). L'injection des tubes de renforcement par un coulis de ciment ou de la résine entraîne une pénétration du sol devant le front qui provoque par la suite une amélioration de la cohésion du sol. Cependant, le taux de changement de déplacement vertical diminue avec l'augmentation des nombres de tubes de renforcement, il est de l'ordre de 1,87% et 0,85% pour le front de taille renforcé par 20 tubes (T20) et 30 tubes (T30), respectivement. Il est fortement probable que la mise en place des tubes de renforcement dans la partie supérieure du front (cas de 10T) provoque une stabilité complète du front de taille. En effet, le renforcement du front par la mise en place d'un nombre des tubes plus de 10 au centre du front entraîne un taux de changement plus faible.

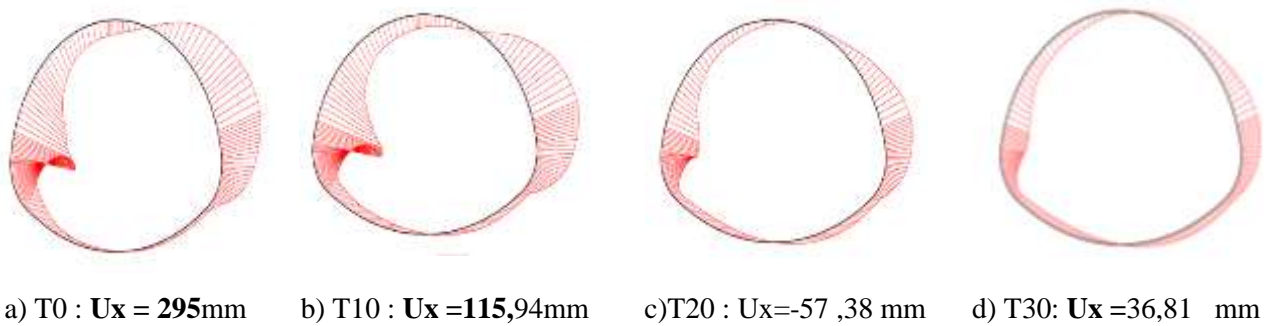
Tableau V.4. Taux du changement du déplacement vertical pour le creusement en pleine section.

Front de taille	T0	T10	T20	T30
Nombre des tubes de renforcement	Sans renforcement	10 tubes	20 tubes	30 tubes
B/A(%)	-	4,95	1,87	0,85

**b) Déplacement horizontal :**

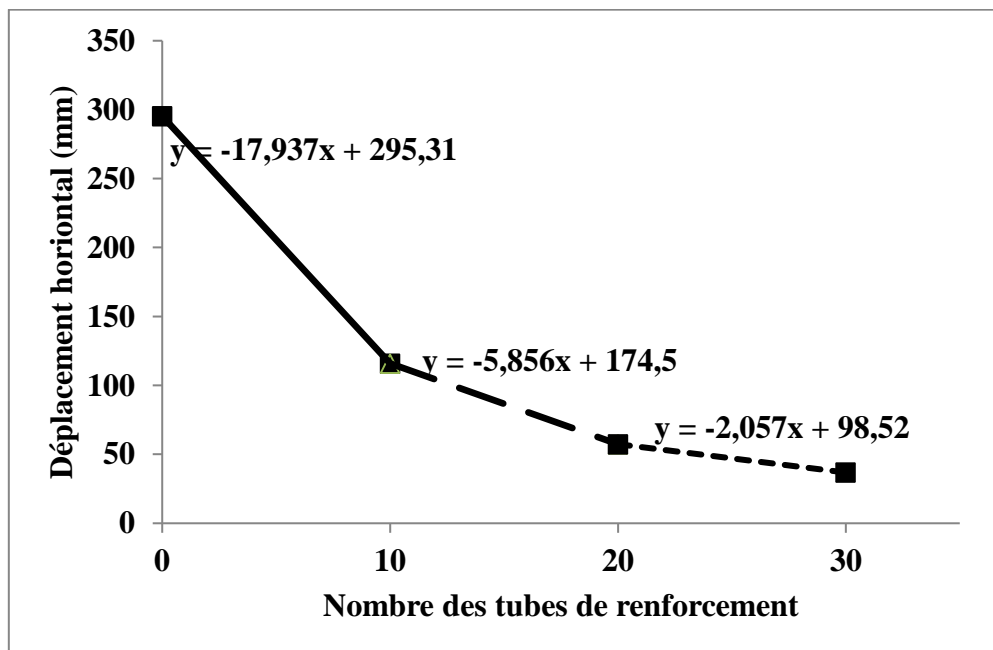
Le renforcement du front de taille de tunnel est assuré par la mise en place des tubes de renforcement en verre/polyester. Ces tubes de renforcement contiennent des perforations

permettent l'injection d'un coulis de ciment ou de résine qui entraîne une amélioration des caractéristiques géotechniques du sol devant le front, en particulier la cohésion  $C$ .



**Figure V.18** . Déplacement horizontal pour chaque front de taille renforcée.

Le front de taille renforcé par 10 tubes de renforcement (T10) présente une cohésion d'environ 56KPa. Cette augmentation de la cohésion entraîne une diminution importante des déplacements horizontaux au niveau du soutènement provisoire (Figure. V.18). Par ailleurs, la surface de massif du sol renforcé devant le front de taille augmente avec l'augmentation de nombre des tubes de renforcement qui provoque par la suite la stabilité du front de taille et de soutènement provisoire.



**Figure V.19** . Déplacement horizontal en fonction de nombre des tubes de renforcement

La figure V. 19 présente les déplacements horizontaux dans le soutènement provisoire en fonction de nombre des tubes de renforcement. Il est très remarquable que le taux de changement

du déplacement horizontal diminue avec l'augmentation des nombres de tubes de renforcement, en particulier pour le cas du front renforcé par 10 tubes (10T). Ce taux de changement est diminué de 6,07%, 3,35% et 2,09% pour les fronts de taille T10, T20 et T30, respectivement (Tableau V.5). En plus, le produit injecté dans les tubes de renforcement pénètre le sol devant le front sur une longueur importante qui permet de solidariser toutes les sections à excaver (callote, stross et contre-voûte.).

**Tableau V.5.** Taux du changement du déplacement horizontal pour le creusement en pleine section.

Front de taille	T0	T10	T20	T30
Nombre des tubes de renforcement	Sans renforcement	10 tubes	20 tubes	30 tubes
B/A(%)	-	6,07	3,35	2,09

**c) Moment fléchissant :**

La méthode de creusement en pleine section est souvent recommandée pour les travaux de courte durée. Cependant, la présence des zones de faille au niveau du tracé de tunnel nécessite la mise en place des tubes de renforcement en verre/polyester qui assurent la stabilité du front et de soutènement provisoire parallèlement.



a)T0 : M =-367 ,58 kn.m b) T10 : M = -337,71kn.m c)T20 : M = -303 ,00kn.m d) :M=-292,85kn.m

**Figure V.20.** Moment de tunnel pour chaque front de taille renforcée

La figure V.20 présente les valeurs du moment fléchissant en fonction de nombres de tubes de renforcement du front. Il est bien remarqué que les valeurs maximales de moment fléchissant ont situé dans la partie inférieure de tunnel (contre -voûte). Malgré que cette partie ne contienne aucun tube de renforcement, mais on constate que les valeurs du moment fléchissant subissent une légère réduction traduisant l'effet important de l'amélioration de la cohésion du sol devant le

front (Figure V.21). En effet, le taux de changement de moment fléchissant présente des valeurs entre 0 et 1% pour tous les fronts renforcés (T10, T20 et T30) (Tableau V.6).

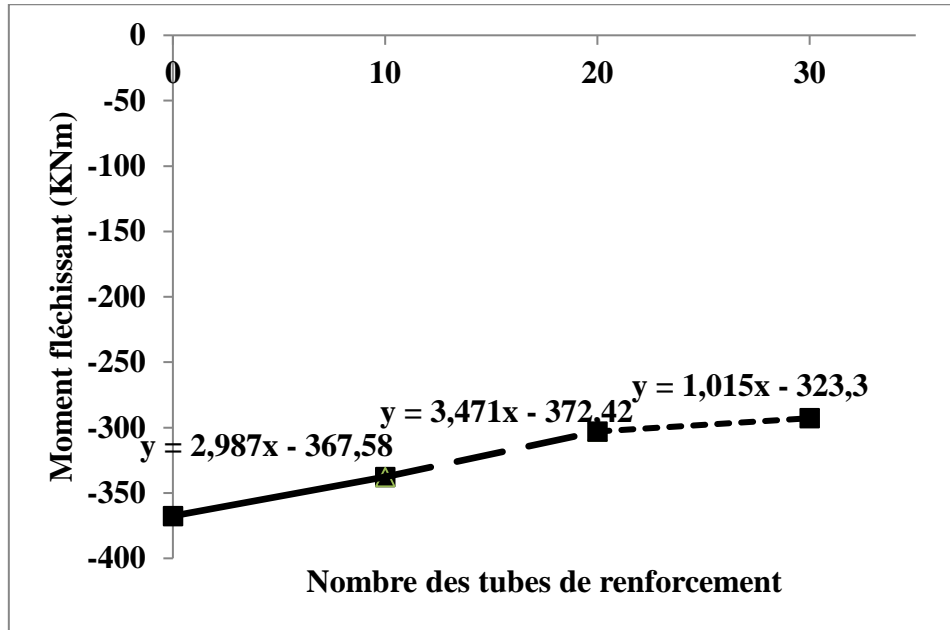


Figure V.21 : Moment fléchissant en fonction de nombre des tubes de renforcement

L'augmentation de nombre des tubes de renforcement en verre/polyester induit une amélioration de la cohésion du massif du sol du front de taille. Cependant, le taux de changement du moment fléchissant se diffère très légèrement, ce résultat indique que la présence des tubes de renforcement dans la partie supérieure du front de taille (Calotte) n'affecte que très légèrement le moment fléchissant au niveau de la contre-voûte de tunnel.

Tableau V.6. Taux du changement de moment fléchissant pour le creusement en pleine section.

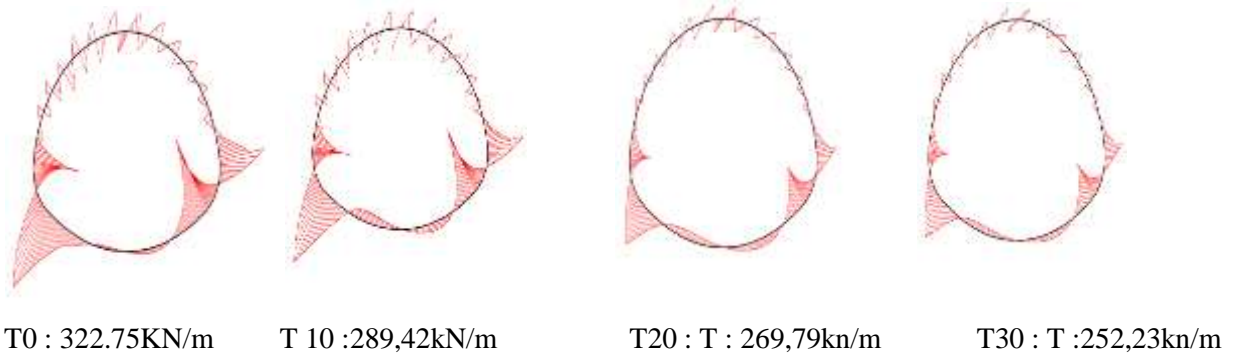
Front de taille	T0	T10	T20	T30
Nombre des tubes de renforcement	Sans renforcement	10 tubes	20 tubes	30 tubes
B/A (%)	-	0,81	0,93	0,31

**d) Effort tranchant :**

Le mouvement du sol au moment d'excavation du front de taille peut entraîner un endommagement au niveau du soutènement provisoire et même un éboulement du terrain autour de tunnel. La figure V.22. illustre les valeurs de l'effort tranchant pour chaque front de taille renforcé en tubes de verre/polyester. On constate sur cette figure que les valeurs de l'effort

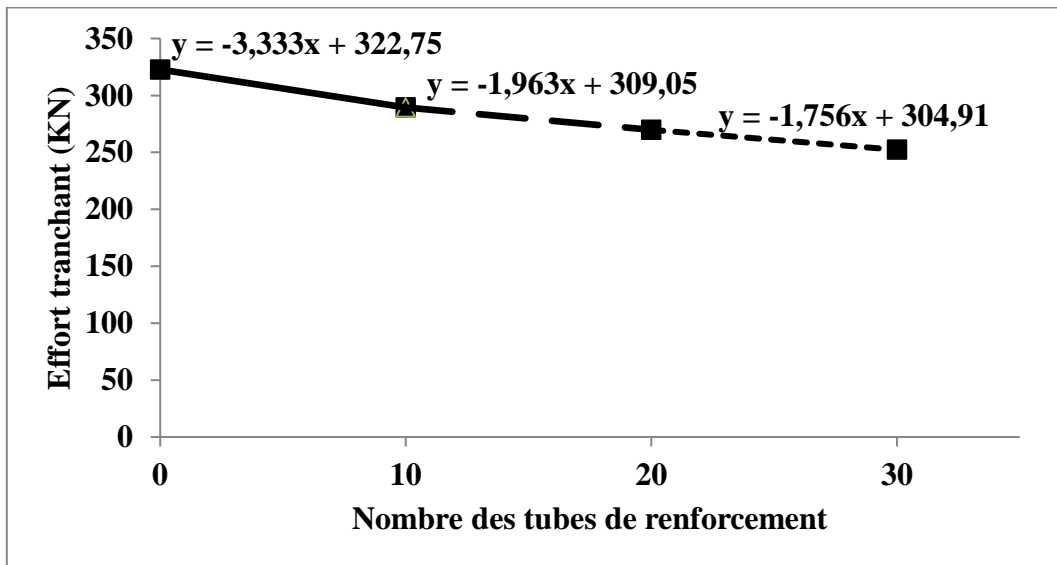


tranchant sont importantes. Il est fortement probable que le sol autour de tunnel peut subir des contraintes de cisaillements importantes qui peuvent créer un endommagement dans le soutènement provisoire de tunnel. Cependant, on note une diminution de la valeur de l'effort tranchant avec l'augmentation des nombres des tubes de renforcement (Figure. V. 22).



**Figure V.22. Effort tranchant de tunnel pour chaque front de taille renforcée**

La présence de 10 tubes (T10) de renforcement dans la partie supérieure du front de taille (calotte) induit à une réduction des contraintes de cisaillement due à l'accroissement de la cohésion du massif devant le front de taille. Cependant, le front de taille renforcé par 30 tubes de renforcement en verre/polyester (30T) qui sont situés toujours dans la partie supérieure de tunnel, présente une valeur de l'effort tranchant d'environ 252kN. Cette valeur présente un taux de changement de l'effort tranchant de l'ordre de 0,57% (Tableau V .7) par rapport au front de taille renforcé par 20 tubes (T20).



**Figure V.23 .Effort tranchant en fonction de nombre des tubes de renforcement**

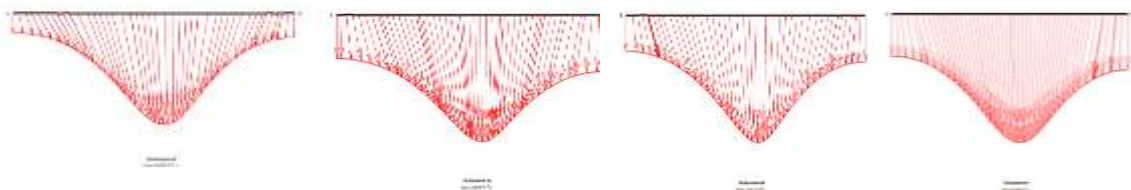
**Tableau V.7.** Taux du changement de l'effort tranchant pour le creusement en pleine section.

Front de taille	T0	T10	T20	T30
Nombre des tubes de renforcement	Sans renforcement	10 tubes	20 tubes	30 tubes
B/A(%)	-	1,03	0,63	0,57

**e) Tassement de la surface :**

A la surface du sol, les tassements provoqués par le creusement d'un tunnel sont, en générale, symétriques par rapport à l'axe des deux tubes de tunnel et distribués transversalement selon une loi approximativement normale en section courante. La transmission des déplacements vers la surface s'effectue avec une amplitude et un décalage dans le temps qui dépend des critères géotechniques, géologiques et géométriques du projet.

La profondeur d'excavation de la partie de calcul de tunnel est d'environ 48 m. Cette profondeur est largement suffisante pour garantir la stabilité du sol a la surface libre de tunnel. Cependant, la présence de la zone de faille dans cette partie entraine une dégradation des caractéristiques géotechniques du sol autour et au-dessus de tunnel. La figure V.24 enforcé. Il est bien remarqué sur cette que le tassement de la surface libre de tunnel est important, il est d'environ 22cm. Cette valeur importante est due essentiellement au mouvement du terrain au moment d'excavation et aux mauvaises caractéristiques du sol.



a) T0:S =218 ,33mm b) T10:S=96 ;61mm c) T20 :S =67,43mm d) T30 : S =59,84mm

**Figure V.24.** Tassement de la surface pour chaque front de taille renforcée

La figure V. 24 illustre les valeurs du tassement du sol en fonction des nombres des tubes de renforcement au niveau du front de taille. Sur la même figure, on remarque que l'évolution de la cuvette de tassement est de même allure pour tous les cas, mais la différence réside dans les dimensions de la cuvette de tassement. Cependant, le tassement du sol à la surface libre de tunnel

est très sensible au renforcement du sol par la mise en place des tubes de renforcement en verre/polyester.

L'augmentation de nombre des tubes de renforcement induit une forte cohésion dans le sol et par conséquent une forte réduction du mouvement de terrain autour de tunnel. A titre d'exemple, la mise en place de 10 tubes de renforcement (T10) au front de taille entraine une diminution du taux de changement du tassement à la surface d'environ 5,57% (Tableau V.7)

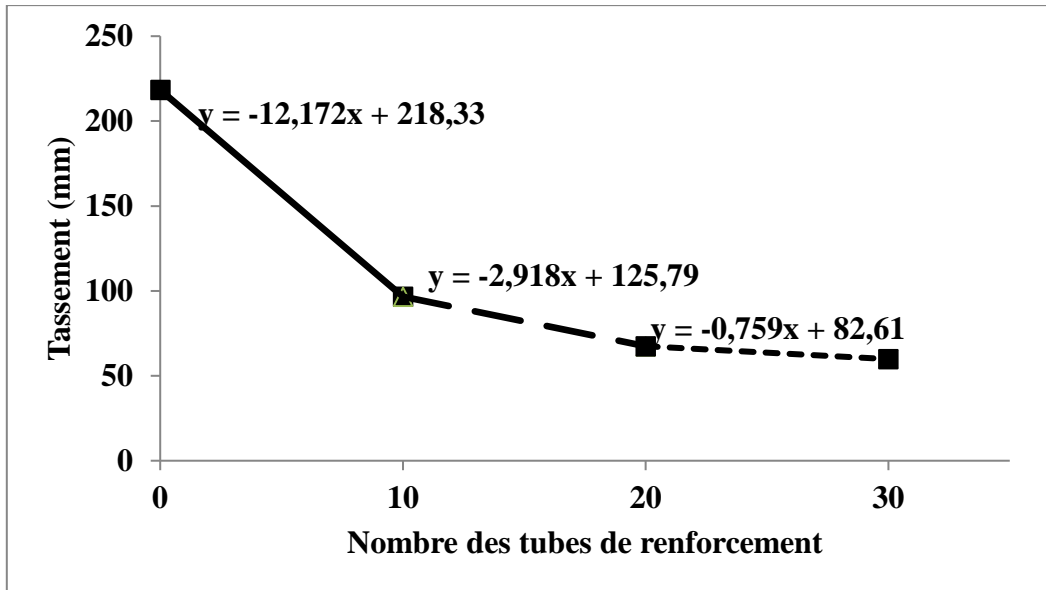


Figure V.25 .Tassement de la surface en fonction de nombre des tubes de renforcement

Le tassement de la surface libre de tunnel pour le cas d'un front de taille renforcé par 30 tubes (30T) est moins important par rapport au tassement de la surface d'un front de taille non renforcé (T0). Le tassement enregistré pour ce type de front de taille (T30) présente une valeur d'environ 6 cm avec un pourcentage de diminution d'environ 72,6% par rapport au tassement du front non renforcé (T0). Il est fortement probable que la mise en place des tubes de renforcement au niveau de la calotte entraine une stabilité de soutènement provisoire qui assure la stabilité du terrain autour et au-dessus de tunnel, et par conséquent une stabilité de la surface libre de tunnel.

Tableau V.8. Taux du changement du tassement de la surface pour le creusement en pleine section.

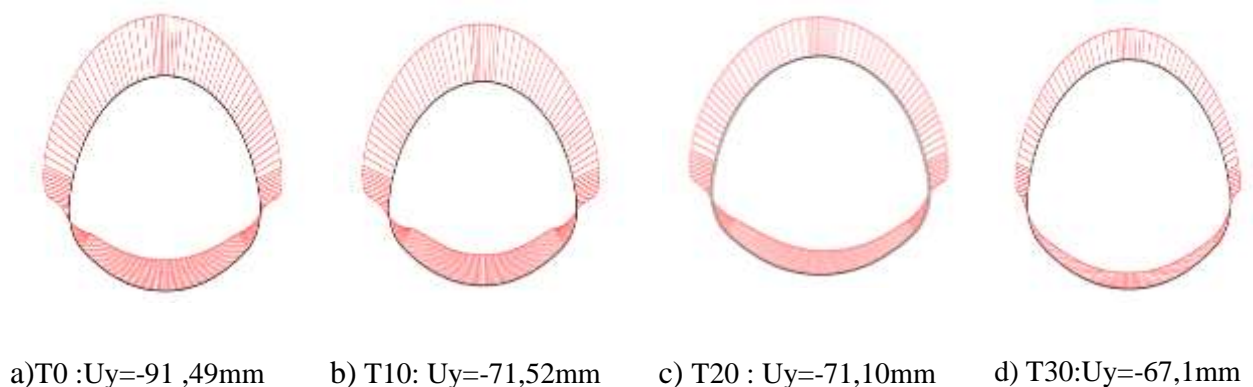
Front de taille	T0	T10	T20	T30
Nombre des tubes de renforcement	Sans renforcement	10 tubes	20 tubes	30 tubes
B/A (%)	-	5,57	2,32	0,92

**V.6.2.2. Creusement en demi-section :**

La méthode de creusement en demi-section consiste à excaver le front de taille de tunnel on divisant en deux parties : la partie supérieure qui contienne la calotte et stross 1, la deuxième partie comprend stross 2 et la contre -voûte. Cette méthode est utilisée généralement dans le cas ou le sol présent des caractéristiques moyennement faibles.

**a) Déplacement vertical :**

Le creusement de tunnel peut créer des perturbations des contraintes dans le sol qui provoquent par la suite des déformations et des déplacements du sol incontrôlables. La mise en place rapide de soutènement provisoire (calotte, stross et contre voute) permet de garder la stabilité du sol autour et au front de taille de tunnel. La figure V. 26 présente le déplacement vertical pour les différents fronts de taille renforcés.



**Figure V.26.** Déplacement vertical de tunnel pour chaque front de taille renforcée

L'excavation de la section de tunnel située dans la zone de faille induite à un déplacement vertical d'environ 9 cm pour le front de taille non renforcé (T0). Ce déplacement subit un abaissement jusqu'à 7 cm après la mise en place de 10 tubes de renforcement (T10) au niveau de la partie supérieure du front. Le déplacement vertical enregistré indique une compression du terrain vers le tunnel qui a tendance à augmenter. Cette compression peut entraîner aussi un soulèvement dans le terrain. Néanmoins, la mise en place des tubes de renforcement en verre/polyester induit à la réduction de cette compression, et par conséquent à la réduction du déplacement vertical.

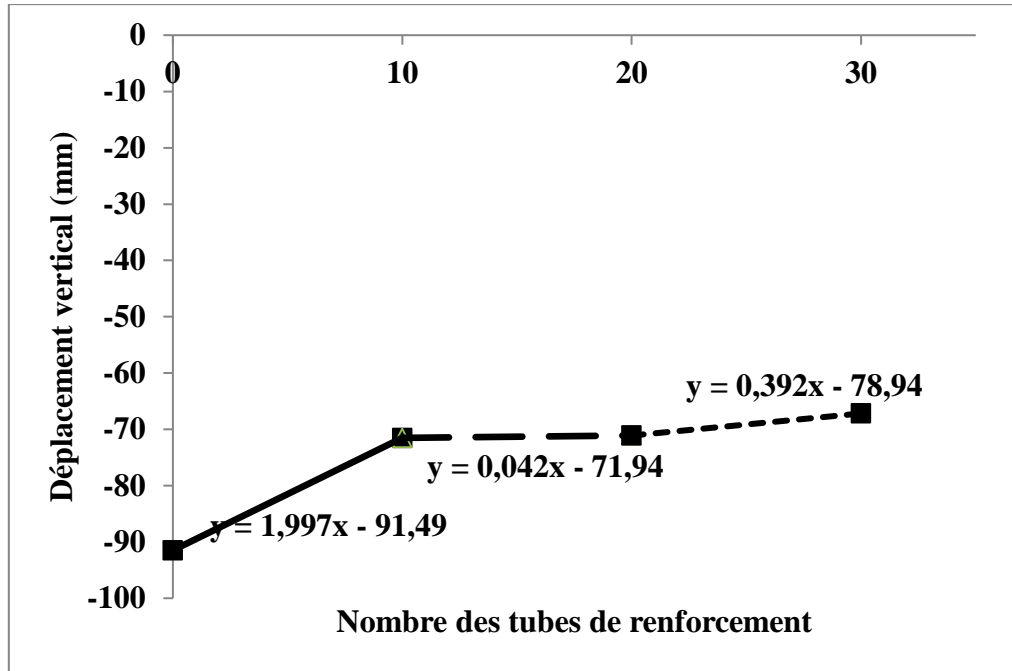


Figure V.27 : Déplacement vertical de tunnel en fonction de nombre des tubes de renforcement

Pour le cas du front de taille renforcé par 20 et 30 tubes, les résultats enregistrés des déplacements verticaux ont subi une légère diminution avec un taux de diminution de déplacement vertical inférieure à 0,5% (Tableau V.9). Cette légère diminution due essentiellement au renforcement du front de taille par la mise en place des tubes de renforcement dans la partie supérieure de tunnel (Calotte+ stross 1). En effet, la stabilité de la partie supérieure du front de taille entraîne une stabilité de toute la section de tunnel.

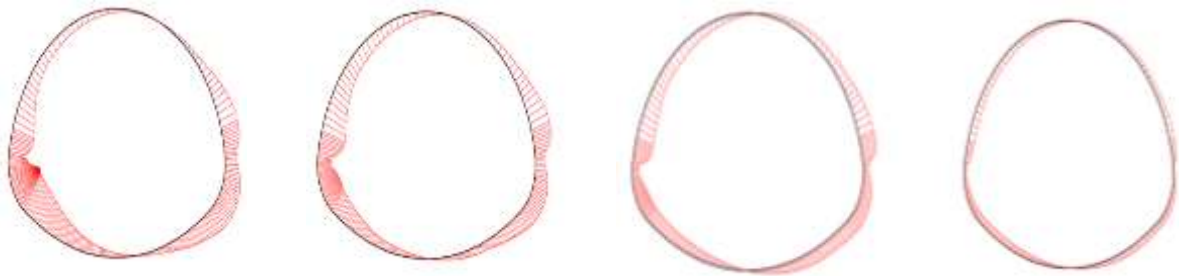
Tableau V.9. Taux du changement du déplacement vertical pour le creusement en demi-section.

Front de taille	T0	T10	T20	T30
Nombre des tubes de renforcement	Sans renforcement	10 tubes	20 tubes	30 tubes
B/A(%)	-	2,18	0,06	0,49

**b) Déplacement horizontal :**

La mise en place du soutènement provisoire s’effectue pour chaque pas d’avancement avec une distance entre les cintres d’environ 1m. La méthode de creusement en demi-section consiste à mettre en premier lieu la calotte + stross 1 et après stross 2 + contre -voûte. Cette méthode permet d’assurer la stabilité durant l’excavation et limiter les déformations induites par le

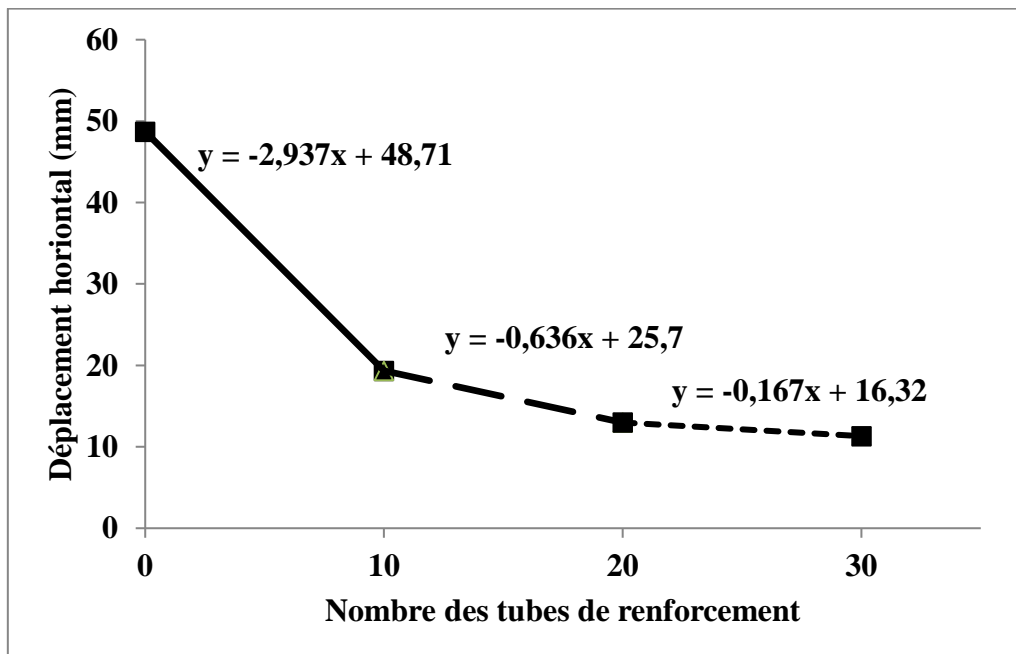
mouvement du terrain. La figure V.28 présente le déplacement horizontal de chaque type de front de taille renforcé pour le cas de creusement en demi-section.



a)T0 :  $U_x = 48,71\text{mm}$     b) T10 :  $U_x = 19,34\text{mm}$     c)T20 :  $U_x = 12,98\text{mm}$     d)T30 :  $U_x = 11,31\text{mm}$

**Figure V.28.** Déplacement horizontal de tunnel pour chaque front de taille renforcé

Pendant le creusement du tunnel, des déplacements horizontaux se produisent dans le massif de sol. Ils peuvent être mesurés à l'aide d'un inclinomètre. Les mesures peuvent être dans deux directions longitudinale et transversale. On constate que le déplacement horizontal au niveau du front de taille non renforcé est d'environ 5cm (Figure. V. 28). Cette valeur est due essentiellement à la mauvaise propriété du sol. Cependant, on remarque que la mise en place de 10 tubes de renforcement (10T) en verre/polyester entraîne une réduction importante du déplacement qui est d'environ 2cm avec un taux de diminution de l'ordre de 6% (Tableau V.10).



**Figure V.29 .** Déplacement horizontal de tunnel en fonction de nombre des tubes de renforcement

La mise en place des tubes de renforcement permet la pénétration du produit injectée dans le sol avec une augmentation de la cohésion  $C$  qui entraîne par la suite une augmentation de la rigidité du front de taille. L'augmentation de nombre des tubes de renforcement dans la partie supérieure du front de taille (calotte + stross 1) entraîne une légère diminution de déplacement horizontale avec un taux de diminution d'environ 2,5% et 1% pour le front de taille T20 et T30, respectivement. Il est fortement possible que le nombre de 10 tubes de renforcement soit largement suffisant pour garder la stabilité du front de taille et du soutènement provisoire.

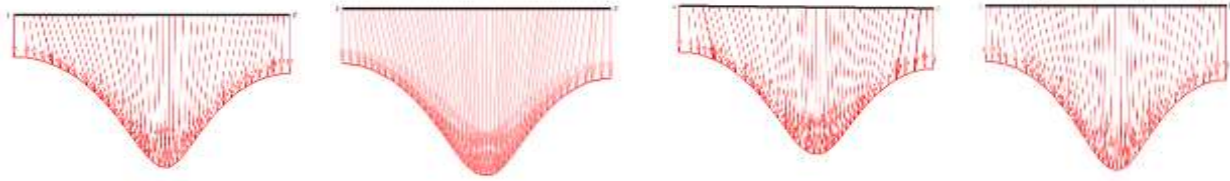
**Tableau V.10.** Taux du changement du déplacement horizontal pour le creusement en demi-section.

Front de taille	T0	T10	T20	T30
Nombre des tubes de renforcement	0	10 tubes	20 tubes	30 tubes
B/A(%)	-	6,03	2,47	1,02

**c)Tassement de la surface :**

Les tassements engendrés par le creusement d'un tunnel sont liés à un processus complexe qui dépend de la nature du sol, des méthodes de creusement et de la géométrie de l'ouvrage à réaliser. De ce fait, la connaissance de ces tassements permet de contrôler et limiter et même prédire leurs dégâts. En revanche, si la profondeur est assez grande ( $H/B > 2.5$ ) on note la réduction de la transmission du tassement en surface.

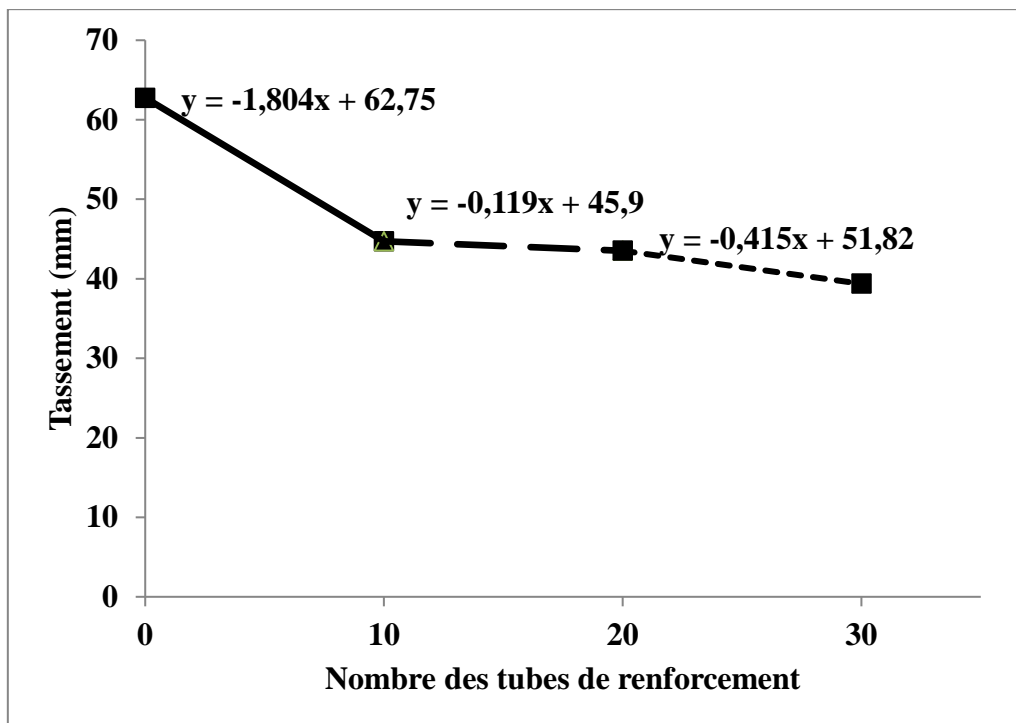
Le renforcement par des tubes perforés en verre/polyester est une technique que basée sur la modification les propriétés du sol devant le front de tunnel. Ces tubes de renforcement permettent d'assurer la stabilité temporaire ou permanente de tunnel. La figure V.30 présente les valeurs du tassement a la surface de chaque type de front de taille renforcé pour le cas de creusement en demi-section.



a)T0 :S=62 ,75mm      b)T10 :S=44,71mm      c)T20:S = 43,52mm      d)T30 : =39,37mm

**Figure V.30. Tassement** de la surface de tunnel pour chaque front de taille renforcé

On constate que les mouvements dans le sol sont toujours du type compression, alors que le mouvement vertical final est du type décompression (tassement). Cependant, l'importance des déplacements en surface de tunnel est due à la propagation des mouvements de sols causés par le mouvement de convergence à l'intérieur du tunnel qui ont créé une relaxation des trains après excavation.



**Figure V.31. Tassement** de la surface libre en fonction de nombre des tubes de renforcement

Le tassement maximum à la surface du sol pour le front de taille non renforcé est plus important que celui aux fronts de taille renforcés (Figure V.31). Cette différence est due à l'augmentation



de la cohésion du sol au niveau de la zone de faille qui minimise le mouvement du terrain pendant les travaux de creusement.

L'augmentation des nombres de tubes de renforcement entraine une légère réduction du tassement de la surface avec un taux de diminution d'environ 0,26% et 0,8% (Tableau V.11) pour les fronts de taille renforcés par 20 tubes (20T) et 30 tubes (30T), respectivement. En outre, il est bien remarqué sur la figure. V.31 que l'allure des courbes de déplacement en surface en fonction de nombre des tubes de renforcement en verre/polyester est non linéaire, elle traduit la non-linéarité du comportement du massif du sol lors de la perturbation de l'état d'équilibre initiale.

**Tableau V.11 Taux** du changement du tassement de la surface pour le creusement en demi-section.

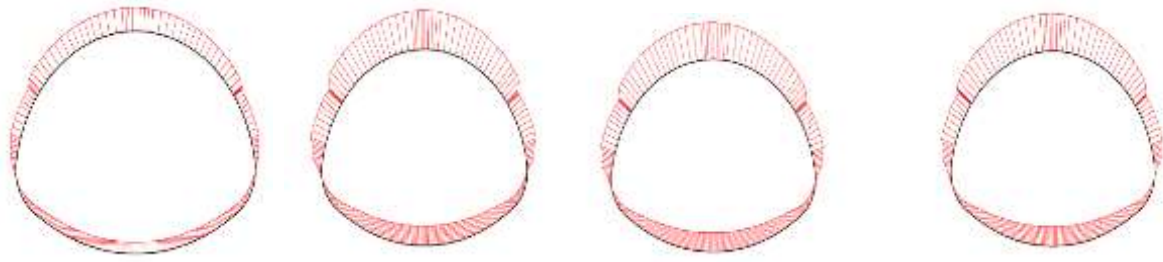
<b>Front de taille</b>	<b>T0</b>	<b>T10</b>	<b>T20</b>	<b>T30</b>
<b>Nombre des tubes de renforcement</b>	Sans renforcement	10 tubes	20 tubes	30 tubes
<b>B/A(%)</b>	-	2,87	0,26	0,8

### V.6.2.3. Creusement en section divisée :

Le creusement de tunnel par la méthode en section divisée consiste à la division de la section élémentaire à excaver en plusieurs sections commençant par la partie supérieure de tunnel.

#### a) Déplacement vertical :

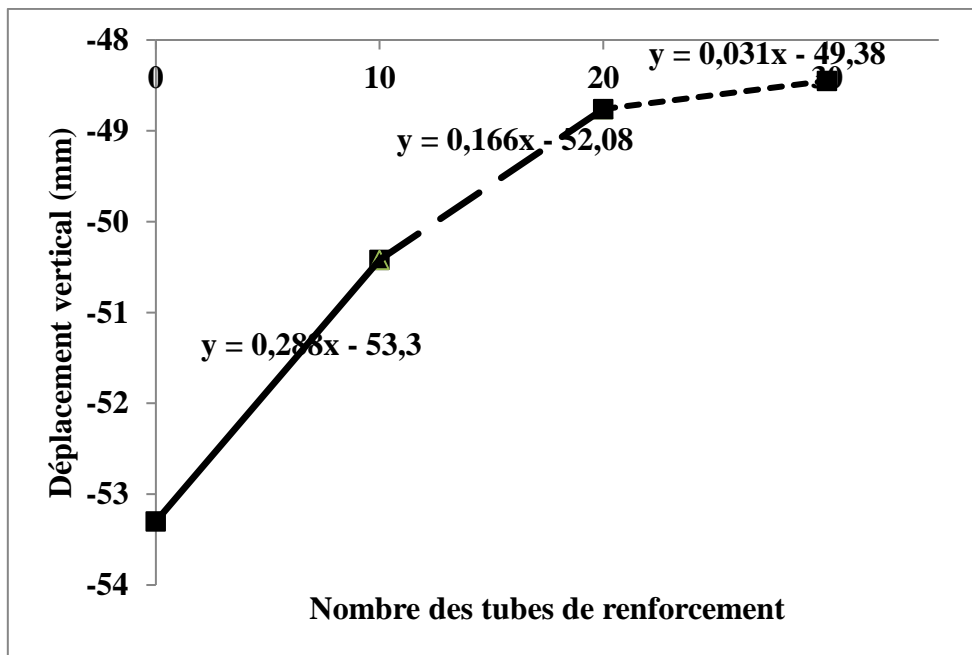
La stabilité de soutènement provisoire et du front de taille de tunnel dépend essentiellement de la nature du sol et la technique de creusement. Pour assurer cette stabilité durant la période transitoire entre la phase d'excavation et la pose de soutènement, on recourt à des techniques de traitement du front, soit par l'amélioration des propriétés mécaniques de sol, confinement du terrain, ou pré-soutènement et renforcement du front de taille. La figure 31. Présente les valeurs de déplacement vertical pour chaque front de taille renforcé par les tubes en verre/polyester.



a) T0:  $U_y = -53,30\text{mm}$     b) T10  $U_y = -50,42\text{mm}$     c) T20:  $U_y = -48,7\text{mm}$     d) T30 :  $U_y = -48,45\text{mm}$

**Figure V. 32.** Déplacement vertical pour chaque front de taille renforcé pour le creusement en section divisée

Il est bien remarqué sur la figure V.32 que la valeur la plus importante de déplacement vertical enregistrée pour le front de taille non-renforcé. Cette valeur de déplacement due aux mauvaises caractéristiques du terrain entourant le tunnel ainsi qu'à la faible profondeur, peut entraine un endommagement important de soutènement provisoire avec un éboulement de terrain qui cause des risques au moment d'excavation.



**Figure V.33.** Déplacement vertical en fonction de nombre des tubes de renforcement

L'ajout des tubes de renforcement en verre/polyester injectés par un coulis de ciment entraine une amélioration de la cohésion du sol devant et au-dessus de tunnel. Cependant, le déplacement vertical pour le front de taille renforcé (T10, T20 et T30) présente des valeurs légèrement réduites par rapport au front de taille non-renforcé (T0) (Figure V.33). En effet, le taux de changement de déplacement vertical est d'environ 0,54%, 0,31% et 0,06% pour le front de taille T10, T20 et T30, respectivement (Tableau V.12). Il est fortement probable que le renforcement

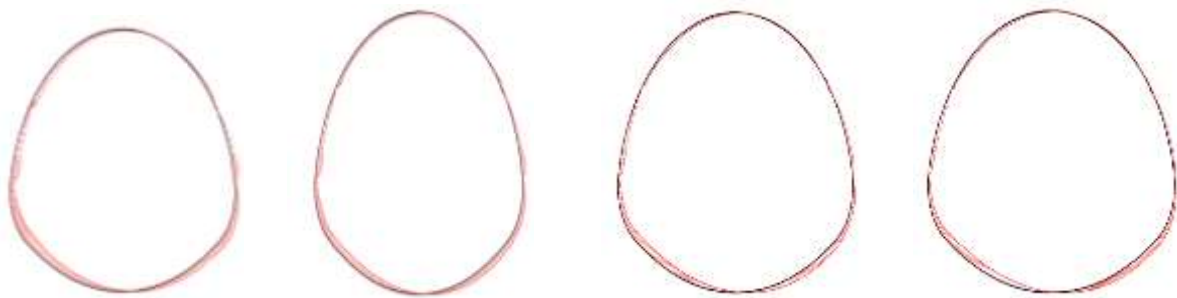
du front de taille seulement en partie supérieur de tunnel n'entraîne pas une stabilité complète du front et de soutènement provisoire, en particulier dans la partie inférieure (contre -voute).

**Tableau V.12.** Taux du changement du déplacement vertical pour le creusement en section divisée.

Front de taille	T0	T10	T20	T30
Nombre des tubes de renforcement	Sans renforcement	10 tubes	20 tubes	30 tubes
B/A (%)	-	0,54	0,31	0,06

**b) Déplacement horizontal :**

Le renforcement du front de taille dans la zone de faille permet de limiter les déformations du massif de réduire les modifications de l'état de contraintes et de déplacement du terrain autour de tunnel. Donc il est très nécessaire de maintenir le front dans un état stable. La figure V.34 présente le déplacement horizontal de chaque type de front de taille renforcé pour le cas de creusement en divisée section.



**a)T0 :  $U_x= 12,19\text{mm}$  b) T10  $U_x= 8,87\text{mm}$  c)T20 :  $U_x= 7,33\text{m}$  d) T30 :  $U_x =7,41\text{mm}$**

**Figure V.34.** Déplacement horizontal de tunnel pour chaque front de taille renforcé

Il est important de signaler que le déplacement horizontal de tous les fronts de taille présente des valeurs acceptables. Ces déplacements peuvent être contrôlés par la mise en place d'une couche du béton projeté avec une résistance importante qui permet de limiter l'accroissement de ces déplacements. Cependant, Il est bien remarqué sur la figure V.34 que le déplacement horizontal pour le front de taille renforcé présente la valeur la plus importante par rapport aux autres fronts de taille (T10, T20 et T30).

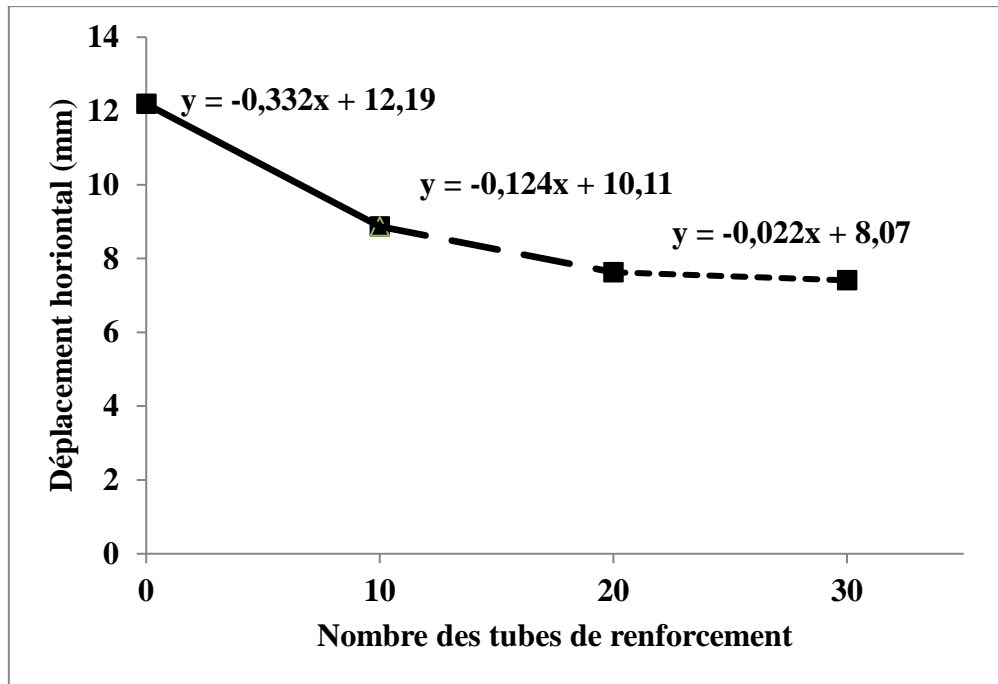


Figure V.35. Déplacement horizontal en fonction de nombre des tubes de renforcement

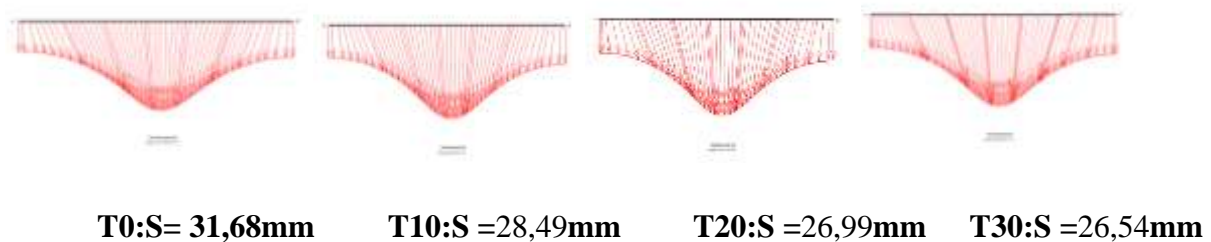
La mise en place des tubes de renforcement en verre/polyester induit à une légère diminution de déplacement horizontal avec un taux de diminution d'environ 2,72%, 1,22% et 0,27% pour les fronts de taille T10, T20 et T30, respectivement (Tableau V.13). Il est fortement probable que le creusement de la zone de faille par la méthode de creusement en section divisée entraîne une stabilité du sol au niveau du front de taille avec l'ouverture de plusieurs galeries d'excavation. Pour cela, il est très possible de réduire le nombre des tubes de renforcement avec l'augmentation de la distance entre eux afin de limiter les déplacements et de réduire le coût du projet.

Tableau V.13. Taux du changement du déplacement horizontal pour le creusement en section divisée.

Front de taille	T0	T10	T20	T30
Nombre des tubes de renforcement	Sans renforcement	10 tubes	20 tubes	30 tubes
B/A (%)	-	2,72	1,22	0,27

### c) Tassement de la surface :

Lors du creusement d'un tunnel, la stabilité du front de taille est un élément clé en termes de sécurité, une rupture pouvant mettre simultanément en danger le personnel travaillant dans le tunnel ainsi que les personnes et les biens situés en surface. Pour cela, il est très important de renforcer le front de taille dans les parties qui présentent une zone de faille, en particulier dans les tunnels qui présentent une hauteur d'excavation faible. La figure V.36 illustre le tassement à la surface de tunnel pour chaque front de taille renforcé.



**Figure V.36.** Tassement de la surface de tunnel pour chaque front de taille renforcé

Le tassement maximum de la surface de tunnel est enregistré pour le front de taille non renforcé (Figure V. 36). Ce qui implique que la transmission des déplacements à partir de la clé de voute vers la surface libre est importante. La mise en place de 10 tubes de renforcement au niveau de la partie supérieure de tunnel induit à la diminution du tassement de la surface avec un taux de changement d'environ 1% (Tableau V.14). Ce taux de changement du tassement diminue avec l'augmentation de nombre des tubes de renforcement. En effet, les fronts de taille T20 et T30 présentent un taux de diminution d'environ 0,6% et 0,1%, respectivement. Il est fortement possible que la mise en place de 10 tubes de renforcement au niveau du front de taille soit largement suffisante pour limiter le tassement à la surface et réduire la transformation des déplacements vers la surface de tunnel. Cependant, cette technique de stabilisation du terrain autour de tunnel peut être améliorée par la diminution de la distance entre les tubes de renforcement ou d'augmenter les propriétés du produit injecté pour réduire les déplacements du terrain au moment d'excavation.

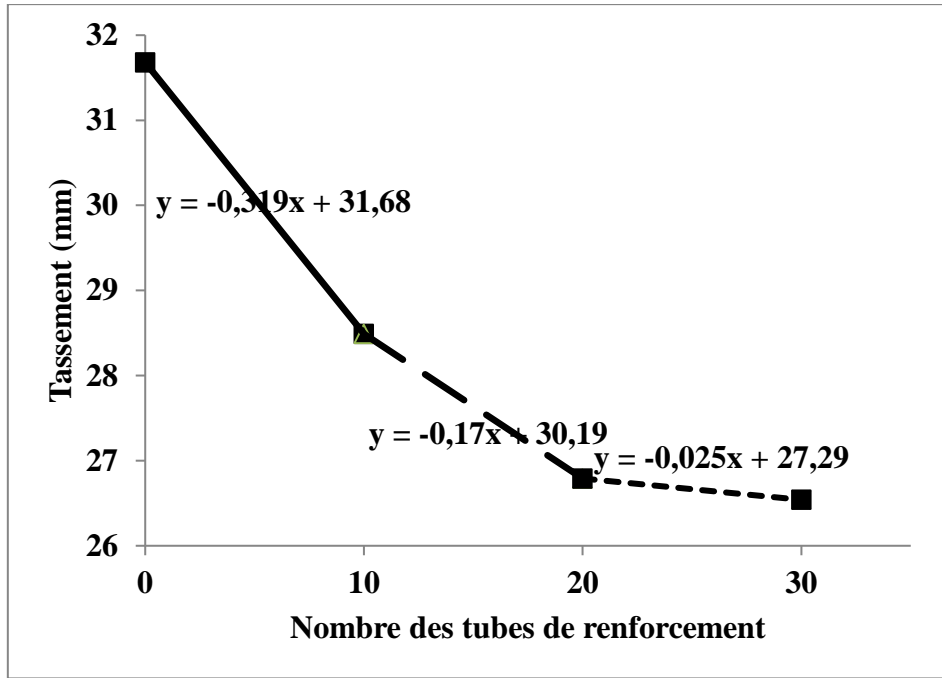


Figure V.37. Tassement de la surface en fonction de nombre des tubes de renforcement

Tableau V.14. Taux du changement du tassement de la surface pour le creusement en section divisée.

Front de taille	T0	T10	T20	T30
Nombre des tubes de renforcement	Sans renforcement	10 tubes	20 tubes	30 tubes
B/A (%)	-	1,00	0,56	0,09

## V.7. Conclusion

Dans ce chapitre, on a élaboré une simulation numérique bidimensionnelle d'une partie de tunnel T4 à l'aide de logiciel des éléments finis « Plaxis 2D tunnel » avec la prise en compte de la méthode de creusement. Le renforcement de front de taille de cette partie par inclusion tubulaire en verre/polyester entraîne une amélioration de la cohésion C qui entraîne par la suite une diminution des sollicitations agissantes sur le soutènement provisoire et une stabilité du front de taille.

### **Conclusion générale :**

Les travaux présentés dans ce mémoire ont été initiés dans le but d'étudier l'effet de renforcement de front de taille d'un tunnel situé dans une zone de faille en utilisant trois méthodes de creusement (creusement en pleine section, demi-section et section divisée). Le renforcement du front est effectué par la mise en place de plusieurs nombres d'inclusions tubulaires à base d'un composite verre/polyester (10 tubes, 20 tubes et 30 tubes).

Ce travail a permis de conclure les points suivants :

- ✓ Saisir l'importance des études géologiques, hydrogéologiques, et géotechniques dans le choix de la méthode d'excavation, du soutènement ainsi que dans le choix du tracé du tunnel.
- ✓ La stabilité du front de taille est très importante, car elle assure la stabilité de soutènement provisoire et la sécurité dans le chantier.
- ✓ Les mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel sont liés à un phénomène complexe qui dépend de la nature du sol, des méthodes de creusement et de la géométrie de l'ouvrage à réaliser.
- ✓ Les boulons sont à considérer comme des inclusions « passives », capables de reprendre des efforts axiaux et fléchissants seulement à la suite des mouvements du sol.
- ✓ Les résultats de cette étude mettent en évidence que le boulonnage au front joue un rôle prépondérant sur la valeur du taux de déconfinement. Celui-ci résulte être en effet strictement lié à la densité du renforcement, au matériau constituant les boulons et en général à sa raideur globale.
- ✓ L'analyse des résultats a mis en évidence que les inclusions tubulaires au front entraînent une réduction des déformations autour de l'excavation et des tassements de surface. En plus, elles ralentissent la propagation des tassements au dessus de la clé de voute du tunnel, pour une cohésion faible, le tassement de la surface important et pour une cohésion plus élevée le tassement subit une réduction importante.
- ✓ L'étude montre aussi qu'il suffit d'un faible nombre d'inclusions (entre 20 tubes et 30 tubes) pour avoir déjà des effets significatifs sur la diminution des sollicitations sur le soutènement provisoire, réduction des l'extrusion et des tassements de surface.
- ✓ La méthode de creusement en section divisée permet de garder la stabilité du front de taille et soutènement provisoire.

Au final, ce travail a permis d'améliorer nos connaissances dans le domaine géotechnique, en particulier, le rôle de la cohésion dans le sol, et de connaître les différentes méthodes de creusement et de soutènement des tunnels.

### Références bibliographiques

- [1] N. Bousbia, (2016) « Interaction entre ouvrages souterrains », Thèse doctorat en géotechnique, Université de Skikda.
- [2] F. Kichah, (2012) « Etude numérique de la stabilité d'une section du tunnel T4 de l'autoroute Est-ouest », Mémoire de Magister, Université de Batna.
- [3] Cetu, (1998), Dossier pilote des tunnel : section 2-géologie-hydrogéologie-géotechnique, Ministère de l'équipement, des transports se du logement –direction des routes, France.
- [4] I. Benamar, (1996) «Etude des effets différés dans les tunnels profonds», Thèse de doctorat de l'école national des ponts et chaussées.
- [5] M. Djenane, (2006) « Modélisation numérique de l'effet de la construction d'un ouvrage souterrain sur le comportement de la superstructure», Mémoire de magister, Université de Batna.
- [6] M. Hamdini, D. Bouhanna, (2013) « Calcul d'un tunnel à faible couverture d'une section du tunnel T4 de autoroute Est-Ouest», Mémoire de Magister, Université de Jijel.
- [7] A. Mahlal, M. Menachi, (2015) « Dimensionnement du soutènement provisoire d'un tunnel, cas Métro d'Alger-place des Martyrs », Mémoire d'ingénieur, Ecole Nationale Supérieure des Mines et Métallurgie –Annaba.
- [8] I.Jamel, (2007) «Accidents géotechnique des tunnels et des ouvrages souterrain-méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique»Thèse doctorat ,de l'université Nancy-Inpl.
- [9] H.Bekkari, (2013) «Retro-analyse tridimensionnelle d'un tunnel instrumente à faible profondeur»,Mémoire Master , Université de Biskra.
- [10] M.Arrada, B.Belhamri ,(2016) «Analyse de l'interaction entre deux tunnel parallèle d'un tronçon de l'autoroute Est Ouest »,Université de Jijel.



[11] M.Bouziane , Y.Bech ,(2017) « Etude de la stabilité lors du creusement d'un tunnel dans un massif rocheux à partir de la méthode des éléments finis - Cas du tronçon du tunnel de Sidi Aich ->», Mémoire, Universitaire de Bejaia.

[12] Pierre Gesta (1992) « Travaux souterrains » Ingénieur de l'École Centrale de Paris Président du Comité technique de l'Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES).

[13] dossier pilote des tunnels, génie civil section 4, (1998) « procédés de creusement et de soutènement »

[14] A. Purwodihardjo, (2004).«Modélisation des déformation différées lors du creusement des tunnel»,Thèse de doctorat ,L'école centrale de Lyon,France.

[15] G.Mollon ,D.Dias ,Abdul-H,(2008) «Analyse 3D de la stabilité du front de taille d'un tunnel circulaire par une approche fiabiliste »,article, Université de France.

[16] D. Dias, (1999), « Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage, étude numérique et application à un cas réel en site urbain » Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Lyon, France.

[17] M. Hamdini, D. Bouhanna, (2013) « Calcul d'un tunnel à faible couverture d'une section du tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest », Mémoire du Master en Génie Civil, Université de Jijel

[18] P .Grasso, A. Mahtab, S. Pelizza (1989) «Reinforcing a rock zone for stabilizing a tunnel in complex formations», Proc. Int. Congr. Progress innovation in tunnelling, Toronto, Vol. 2, pp. 671-678.

[19 ] Mécanique des Roches et Travaux Souterrains (2012) (Cours et exercices corrigés) ,Huitième édition.

[20] A. Bouvard, G. Lecoanet, F. Esteulle, (1992), « Ouvrages souterrains - Conception, réalisation, entretien », Presses de l'ENPC, Paris, France.

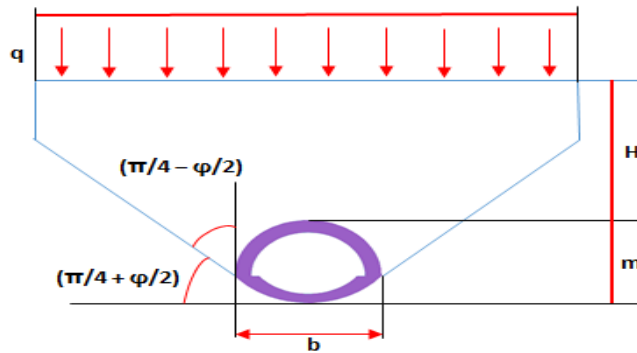
## **Les logiciels**

Plaxis.

Excel

## A. Théorie 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 déplacera 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 entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$  agissant le long des plans de tunnel.



**Figure.1.** Les principales hypothèses de la théorie de TERZAGHI.

H : la couverture.

m: la hauteur de l'excavation.

q : la surcharge en surface.

b : la largeur de l'excavation.

$$\text{On a: } B = b + 2m \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

La contrainte verticale est calculée suivant la formule :

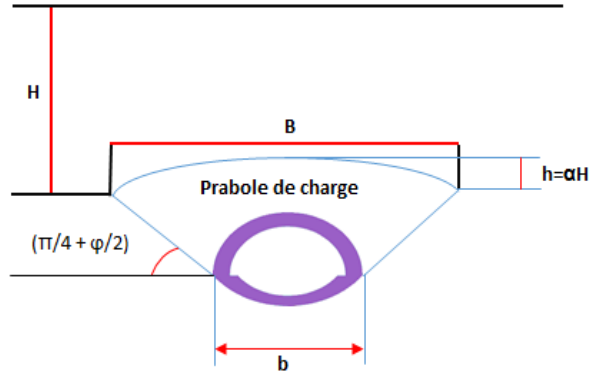
$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \tan \varphi} \left[ 1 - e^{-\frac{(2KH \tan \varphi)}{B}} \right] + q e^{-\frac{(2KH \tan \varphi)}{B}}$$

Dont: K: Coefficient de poussée active. On prend :  $K= 1$  si  $H \leq B$

$K= 1.5$  si  $H > B$

## B. Théorie de BIERBAÜMER

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de roche délimitée par une parabole de hauteur h et que le massif aura tendance à glisser suivant un angle de  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ .



**Figure.2.**La poussée selon BIERBAÜMER.

La contrainte verticale est :

$$\sigma_v = \gamma \alpha H$$

Avec :

H : la couverture.

h : hauteur de parabole de charge.

$\alpha$  : coefficient de réduction.

Le tableau suivant donne les valeurs de coefficient de réduction  $\alpha$  en fonction de la Couverture :

**Tableau. 1.** Coefficient de réduction  $\alpha$ .

H	$H \leq 15m$	$15m \leq H \leq 200m$	$H \geq 200m$
A	1	$1 - \frac{\gamma H t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{B}$	$t g^4 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

B : est définie par :

$$B = b + 2m t g \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Pour une section fer à cheval rectangulaire.

$$B = 2R t g \left( \frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4} \right)$$

Pour une section circulaire.

R: le rayon de la section circulaire de la parabole de charge.

Cette théorie est applicable aux tunnels situés à une grande profondeur.

### C. Théorie des poids des terres

Cette méthode est valable pour des ouvrages situés à de faibles profondeurs. Elle suppose que l'ouvrage doit supporter l'ensemble des charges et surcharges au-dessus du tunnel. Elle est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de la voûte.

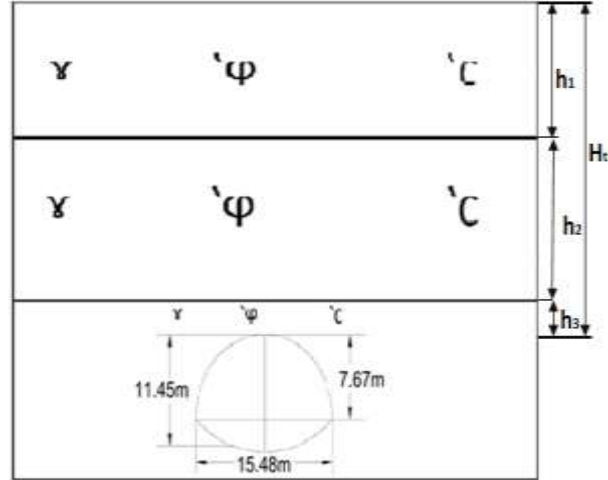
La contrainte verticale est calculée selon la formule suivante :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q$$

Avec :  $h_i$  : Hauteur de la couche  $i$ .

$\gamma_i$ : Poids spécifique de la couche  $i$ .

$q$  : Surcharge.



**Figure.3.**Représentation schématique la Théorie des poids des terres.

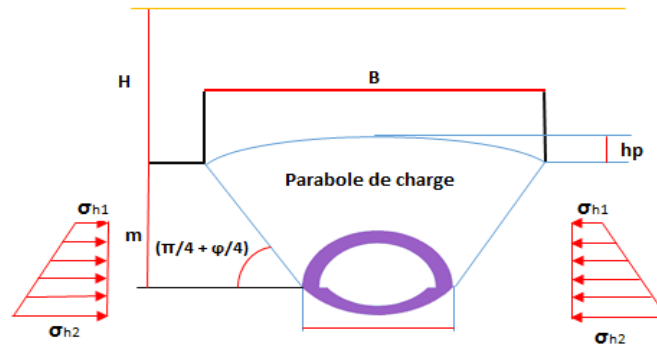
#### D. L'expérience soviétique

La répartition de poussée latérale doit être trapézoïdale. Sa valeur devra être déterminée en fonction de deux valeurs extrêmes au niveau de la calotte ainsi qu'au niveau du radier. La poussée spécifique est :

Au niveau de la calotte : 
$$\sigma_{h1} = \gamma h_p \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Au niveau des pieds droits : 
$$\sigma_{h2} = \gamma (m + h_p) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Tel que: 
$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi}$$



**Figure.5.**Répartition des poussées selon l'expérience soviétique.

### E. Théorie de COULOMB-RANKINE

COULOUMB et RANKINE admettent que la contrainte horizontale est à répartition trapézoïdale en fonction de la contrainte verticale. On peut calculer par les formules suivantes:

➤ Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = k_a \sigma_v \quad \text{à court terme.}$$

$$\sigma_{h1} = k_0 \sigma_v \quad \text{à long terme.}$$

$$\text{Avec : } k_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$k_0 = (1 - \sin \varphi) x_1 x_2 x_3$$

$x_1$ : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain.

$x_2$ : Coefficient d'influence de la genèse du terrain.

$x_3$ : Coefficient rhéologique.

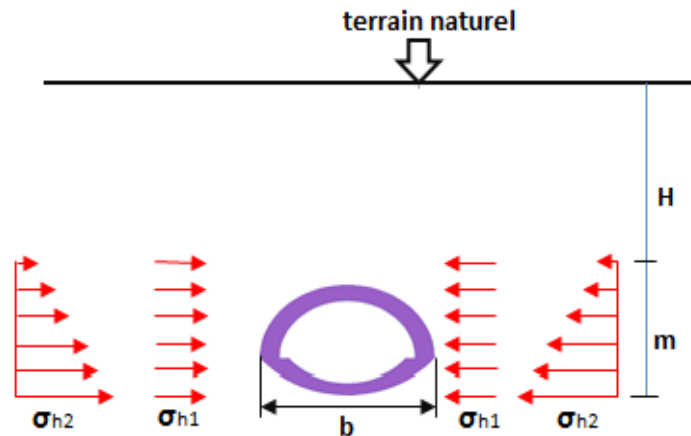
✓ Au niveau de pieds droits :

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$$

$$\text{Tel que : } \sigma_{h2} = \gamma m \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

#### Remarque :

$\sigma_{h1}$ : a été définie précédemment.



**Figure.6.**Répartition des contraintes selon COULOUMB-RANKINE.