

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

*Etude de la stabilité du front de taille
d'une section d'un tunnel autoroutier*

Présenté par :

- ❖ *AMOURI MOUFIDA*
- ❖ *REMMIT FATIHA*

Encadré par :

Dr : DJEGHADER DJAMEL

Promotion: Juin 2018

REMERCIEMENTS

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

M'Djoghader Djemel pour son suivi et ses conseils durant l'évaluation de ce travail et pour son expérience et sa compétence.

Ainsi nous remercions M'Derbane et en particulier pour son aide scientifique, pour la modélisation de l'ouvrage.

MOUFIDA

FATHA



Dédicace

Je Dédie Ce Modeste Travail

*A Mon Père Et Mon Grand Père que Dieu ai leurs âmes, A La Plus Chère Chose Qui Existe Dans Ma Vie Ma Mère Que Je Lui espère Une Longue Vie. A Mes Beaux Frères, **Soufiane – Rabah Et Hatem***

A

** Mes Sœur **Houria** Et Son **Marie** Et Leurs Enfants **Basma – Hadil Et Youcef** .*

** **Nora** Ma Sœur Aussi Et Son **Marie** Et Leurs Enfants **Malak-Douaa Et Mohamed** .*

** **Nawel** Et Son **Marie** Et Leurs Enfants **Djaoued & Zineb**.*

*Comme Je Le Dédie A Ma Sœur **Wahiba** Qui Ma Beaucoup Aidé a réalisé Cet Oeuvre Et Son Marie **Raslan** Sans Oubliée Ma Chère Compagnante **Fatiha** , Ainsi Qu'a Toute La Famille.*

A toute la promotion de Génie Civil

2018

A tous mes amis.

Moufida - A

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

PARTIE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES TUNNELS

I.1. Introduction	1
I.2. Définition d'un tunnel.....	1
I.3. Destination et classification des tunnels.....	1
I.3.1. Tunnels de communication	1
I.3.2. Tunnels ou galeries de transport	2
I.4. Description d'un tunnel	2
I.5. Facteur d'implantation de tunnel	3
I.5.1. Choix de tracé	3
I.5.2. Etude de profil en long.....	3
I.5.3. Choix de la section	4
I.6. Conditions d'une bonne étude	4
I.7. Problèmes majeurs	5
I.8. Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques	5
I.8.1. Reconnaissances géologiques	5
I.8.1.1. Objectif	5
I.8.1.2. Moyens de reconnaissances géologiques.....	5
I.8.2. Reconnaissances hydrogéologiques.....	6
I.8.2.1. Objectif	6
I.8.2.2. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques.....	6
I.8.3. Reconnaissances géotechniques	7
I.8.3.1. Objectif	7
I.8.3.2. Moyens de reconnaissances géotechniques	7
I.9. Les différentes méthodes de creusement	8
I.9.1. Méthode à pleine section	8
I.9.1.1. Avantage.....	8
I.9.1.2. Inconvénient.....	8
I.9.2. Méthode de demi-section	9
I.9.3. Méthode de section divisée	9
I.10. Modes de creusements des tunnels	9
I.10.1. Exécution dans les terrains meubles	10
I.10.2. Exécution dans les terrains durs	10
I.10.2.1. Creusement mécanique	10
I.10.2.2. Creusement à l'explosif	11
I.11. Conclusion.....	12
CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES	
II.1. Introduction	13
II.2. Les pressions souterraines	13

II.2.1.Poussée de détente	13
II.2.2.Poussée géologique	14
II.2.3.Poussée de gonflement	15
II.3. Les méthodes de détermination des pressions souterraines.....	15
II.3.1.Pressions verticales: (σ_v).....	15
II.3.1.1.Théorie de TERZAGH.....	15
II.3.1.2.Théorie de BIERBAÜMER	16
II.3.1.3.Théorie des poids des terres	18
II.3.1.4.Théorie de PROTODIAKONOV	18
II.3.2.Pressions horizontales (σ_h).....	20
II.3.2.1.Théorie de TERZAGHI	20
II.3.2.2.Théorie des pressions des terres	21
II.3.2.3.Théorie de PROTDIAKONOV	21
II.3.2.4.Théorie de COULOUMB-RANKINE	21
II.3.2.5.L'expérience soviétique	22
II.4. Evaluation des pressions agissant au niveau du radier	23
II.4. 1.Méthode de TSIMBARIEVITCH	24
II.5.Evaluation des pressions hydrostatiques	26
II.5.1.Charges et surcharges	26
II.5.1.1Charges intérieures	26
II.5.1.2.Charges extérieures	27
II.6.Conclusion	27
CHPITRE III : Dimensionnement	
III.1. Introduction	28
III.2. Soutènement provisoire	28
III.2.1. Réalisation	28
III.2.2. Système statique de soutènement	28
III.2.2.1. Hypothèses du calcul.....	29
III.2.2.2.Détermination des efforts	29
III.2.2.3.Réactions d'appuis	31
III.3. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté	33
III.3.1. Rigidités des cintres métalliques	33
III.3.2. Rigidités de la voûte en béton projeté	33
III.4. Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement	34
III.4.1. La vérification du cintre	34
III.4.2. La vérification du béton projeté.....	34
III. 5.Vérification du cisaillement.....	35
III.5.1. Vérification des cintres.....	35
III.5.2.Vérification au cisaillement du béton projeté	36
III.6. Vérification d'assemblage des éléments du cintre	36

III. 7. Soutènement.....	37
III.7.1. Méthodes empiriques.....	37
III.7.2. Méthodes analytiques.....	37
III.7.3. Méthodes numériques.....	37
III.8. Conclusion	38
CHPITRE IV : STABILITE DES TUNNELS	
IV.1. Introduction	39
IV.2. Stabilité du front de taille	39
IV.2.1. Les problèmes de stabilité	39
IV.2.2. Les méthodes d'analyse de la tenue du front.....	39
IV.3. Le modèle Extrusion	40
IV.3.1. Le principe de calcul du modèle Extrusion	40
IV.3.1.1. Symétrie sphérique du champ de contraintes-déformations....	41
IV.3.1.2. Principe de déconfinement.....	41
IV.4. Validation du modèle Extrusion.....	42
IV.4.1. Validation sur modèles numériques 2D.....	42
IV.4.2. L'application d'une pression équivalente au front Pf	43
IV.4.3. La prise en compte d'un noyau à cohésion renforcée	43
IV.4.4. Amélioration de la cohésion et de l'angle de frottement	44
IV.4.5. Amélioration du module élastique (Young)	44
IV.5. La méthode de FIT	45
IV.5.1 caractéristique et avantages de la méthode	45
IV.5.2. Forage et insertion des tubes « GRFP »	46
IV.5.3. Consolidation profonde du front de taille (Méthode FIT)	46
IV.5.3.1. Consolidation profonde du terrain au de la du front de taille	46
(FIT)	
IV.5.3.2. Phase de perforation et injection	47
IV.6. Stabilité de soutènement provisoire	47
IV.6.1. Boulonnage des tunnels	47
IV.6.2. Concepts généraux du préconfinement et de renforcement du	48
noyau	
IV.6.3. Pratique du boulonnage en tunnels	48
IV.6.3.1. Définitions	48
IV.6.3.2. Caractéristiques des boulons	48
IV.6.3.3. Soutènement par boulons d'ancrage	49
IV.6.4.1. La technique de boulonnage	50
IV.7. Conclusion	51
PARTIE II : CALCUL ET DIMENSIONNEMENT	
CHPITRE V : PRESENTATION DE PROJET	
V.1. Introduction	52
V.2. Présentation du tunnel d'El-Kantour	52
V.2.1. Tracé En plan	53
V.2.2. En profil	53

V.2.3. Dimensions du tunnel T4.....	54
V.3. Reconnaissances géologiques, géotechnique et hydrogéologiques utilisés au niveau de tunnel T4	55
V.3.1. La géologie du site.....	55
V.3.2. Reconnaissances géotechniques.....	57
V.3.3. Condition du site	59
V.3.4. Paramètres géotechniques d'étude	60
VI.4. Présentation de la partie calculée.....	60
V.5. Stabilisation du front de taille par la méthode FIT	62
V.5. 1. Description de la méthode	62
V.5.2. Caractéristiques et avantages de la méthode	62
V.5.3. Procédure d'exécution	63
V.5.4. Déroulement des travaux	65
	66
V.6 Conclusion	

CHPITRE VI : CALCUL DES CHARGES ET SOUTÈNEMENT

VI.1. Introduction.....	67
VI.2. Calcul de pression agissant sur le soutènement du tunnel.....	67
VI.3. Calcul de pressions agissant sur le soutènement de la demi-section supérieure.....	68
VI.3.1. Pression verticale.....	68
VI.3.2. Pression horizontale.....	69
VI.4. Calcul des pressions agissant sur le soutènement de la structure globale	71
VI.4.1. Pression verticale.....	71
VI.4.2. Pression horizontale.....	73
VI.5. Calcul des pressions agissant sur le radier	74
VI.6. Dimensionnement du soutènement provisoire.....	75
VI.6.1. Définition des charges agissant sur l'ouvrage.....	75
VI.6.2. Calcul des Moments et des efforts pour le soutènement Provisoire.....	80
VI.6.2.1. Les caractéristiques du soutènement provisoire.....	80
VI.6.2.2. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en Béton Projeté.....	81
VI.6.2.2.1. Rigidités des cintres métalliques.....	81
VI.6.2.2.2. Rigidité de la voûte en béton projeté.....	81
VI.6.2.3. Les calculs de du soutènement provisoire.....	81
VI.7. Conclusion	82

CHPITRE VII : MODELISATION ET DISCUSSION

VII.1. Introduction.....	83
VII.2. Modélisation du tunnel.....	83
VII.3. Application du projet.....	83

VII.3.1. Génération de la géométrie de modèle.....	83
VII.3.2. Phasage de calcul.....	85
VII. 4. Renforcement du front de taille par l'utilisation de la méthode FIT .	86
VII.4 .1. Calcul de la valeur de C améliorée pour chaque front de taille	86
VII.4.1.1. Front de taille F0	87
VII.4.1.2. Front de taille (F1)	87
VII.4.1.3. Front de taille (F2)	88
VII.4.1.4. Front de taille (F3)	89
VII.4.1.5. Front de taille (F4)	90
VII.4.1.6. Front de taille (F5)	91
VII.4.1.7. Front de taille (F6)	92
VII.5. Résultats et discussion.....	93
VII .5.1. Effet de renforcement du front de taille sur le comportement de soutènement provisoire au niveau de la calotte	93
VII.5.2. Effet de renforcement du front de taille sur le comportement de soutènement provisoire au niveau du stross	101
VII.5.3. Effet de renforcement du front de taille sur le comportement de soutènement provisoire au niveau de la radier	106
VII.6. Conclusion	113

Conclusion générale

Liste Des Tableaux

Tableaux II.1 : Coefficient de réduction α	17
Tableaux II.2 : Coefficient de résistance des roches f selon PROTODIAKONOV.....	19
Tableaux II.3 : Coefficient pris en compte dans la théorie de COULOUMB-RANKINE	21
Tableaux II.4 : Coefficient de résistance n_0	24
Tableaux III.1 : Les coefficients des réactions des appuis.....	32
Tableau V.1 : Sondages réalisés le long du tunnel T4.....	58
Tableau V.2 : Sondages pressiométriques réalisés le long du tunnel T4.....	58
Tableau V.3 : les paramètres d'étude.....	61
Tableau V.4 : les caractéristiques mécaniques des tubes « GFRP ».....	65
Tableau VI.1 : Les contraintes aux niveaux de tunnel.....	76
Tableaux.VI.2 : de caractéristique de béton projet.....	80
Tableau.VI.3 : Caractéristiques mécaniques.....	82
Tableau VII.1 : Caractéristiques mécaniques des tubes en verre/polyester.....	86
Tableau.VII.2 : Taux du changement du déplacement vertical de la calotte.....	96
Tableau.VII.3 : Taux du changement du déplacement horizontal de la calotte.....	98
Tableau.VII.4 : Taux du changement du moment fléchissant de la calotte.....	100
Tableaux VII.5 : Taux de changement de déplacement vertical dans les stross.....	103
Tableau VII.6 : Taux de changement de déplacement horizontal dans les stross.....	105
Tableau .VII.7 : Taux de changement de moment fléchissant dans les stross.....	107
Tableau VII.8 : Taux de changement de déplacement vertical dans le radier.....	109
Tableau.VII.9 : Taux de changement de déplacement horizontal dans le radier.....	112
Tableau. VII.10 : Taux de changement de moment fléchissant dans le radier.....	114

Liste Des Figures

Figure I .1: Tunnels ferroviaires.....	02
Figure I .2: Tunnels routier.....	02
Figure I .3: Tunnels de métro.....	02
Figure I.4: Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille.....	03
Figure I. 5: Méthode à pleine section.....	08
Figure I.6: Méthode de demi-section.....	09
Figure I.7: Méthode de section divisée.....	09
Figure I.8: Fonctionnement d'un boulier.....	10
Figure II.1: Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation.....	14
Figure II.2: Les principales hypothèses de la théorie de TERZAGHI.....	16
Figure II.3: La poussée selon BIERBAUMER.....	17
Figure II.4: Représentation schématique la Théorie des poids des terres.....	18
Figure II.5: Répartition des charges selon la théorie de PROTODIAKONOV.....	19
Figure II.6: Répartition des contraintes selon COULOUMB-RANKINE.....	22
Figure II.7: Répartition des poussées selon l'expérience soviétique.....	23
Figure II.8: Répartition des poussées au niveau de radier selon TERZAGHI.....	23
Figure II.9: La poussée au niveau de radier selon TSIMBRIEVITCH.....	25
Figure III.1: Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire.....	31
Figure IV.1: Modèle sphérique.....	42
Figure IV.2: Déformations du front de taille dans un calcul EF.....	42
Figure IV.3: Plan type de FIT pour Calotte ,Stross supérieure et Stross inférieure espacement entre les boulons de 1,5 m.....	47
Figure IV.4: Les boulons d'ancrage.....	49
Figure. IV .5: Boulons en fibre de verre.....	50
Figure. IV.6: Pose de boulons en fibre de verre au front de taille.....	50
Figure IV.7: Schéma de boulons d'ancrage.....	51
Figure V.1: Portails sud de tunnels T4 (photo sur site).....	52
Figure V.2: Tracé en plan et coupe longitudinale du t4.....	53
Figure V.3: Coupe transversale du tunnel T4.....	55
Figure V.4: Tracé du tunnel T4 sur la carte géologique de Smendou.....	56
Figure V.5: Géologie locale de tunnel T4.....	57
Figure V.6: Coupe transversale de la partie de calcul de tunnel El-kentour.....	61
Figure V.7: Stabilisation du terrain par tubes « GFRP », Méthode – FIT.....	62
Figure V.8: Assemblage des tubes « GFRP », L=13.650 m.....	63
Figure V.9: Coupe longitudinale pour un front de taille renforcé par le système FIT.....	64
Figure V.10: Cycle de déroulement des travaux.....	65
Figure VI.1: Coupe transversale de tunnel avec les différentes couches au dessus de tunnel.....	67
Figure. VI.2: présentation des différentes dimensions.....	78
Figure VI.3: Soutènement provisoire.....	80

Figure .VII.1: la géométrie de l'ouvrage sous Plaxis.....	84
Figure .VII.2: Le maillage de l'ouvrage sous Plaxis.....	85
Figure. VII.3: Front de taille F0 (Nombre des Tubes Fit = 0, C=50KPa).....	87
Figure. VII.4: Front de taille F1 (Nombre des Tubes Fit = 14, C=113KPa).....	88
Figure. VII.5: Front de taille F2 (Nombre des Tubes Fit = 25, C=163KPa).....	89
Figure. VII.6: Front de taille F3 (Nombre des Tubes Fit = 33, C=199KPa).....	90
Figure. VII.7 : Front de taille F4 (Nombre des Tubes Fit = 38, C=221KPa).....	91
Figure. VII.8 : Front de taille F5 (Nombre des Tubes Fit = 41, C=235KPa).....	92
Figure. VII.9 : Front de taille F6 (Nombre des Tubes Fit = 52, C=285KPa).....	93
Figure VII.10 : Déplacement vertical de la calotte pour chaque type du front de taille.....	94
Figure VII.11 : Déplacement vertical dans la calotte en fonction de type du front de taille.....	95
Figure.VII.12 : Déplacement horizontal de la calotte pour chaque type de front de taille.....	97
Figure.VII.13 : Déplacement horizontal dans la calotte en fonction de type de front de taille.....	98
Figure VII.14 : Moment fléchissant de la calotte pour chaque type de front de taille...	99
Figure.VII.15 : Moment dans la calotte en fonction de type de front de taille.....	100
Figure.VII.16 : Déplacement vertical de stross pour chaque type de front de taille.	102
Figure. VII.17 : Déplacement vertical dans les stross en fonction de type de front de taille.....	103
Figure. VII.18: Déplacement horizontal dans les stross pour chaque type de front de taille.....	104
Figure. VII.19 : Déplacement horizontal dans les stross en fonction de type de front de taille.....	105
Figure.VII.20 : Moment fléchissant dans les stross de chaque type de front de taille...	106
Figure.VII.21 : Moment fléchissant dans les stross en fonction de type de front de taille.....	107
Figure VII.22: Déplacement vertical de la radier pour chaque de front de taille.....	108
Figure.VII.23 : Déplacements verticale dans la radier en fonction de type de front...	109
Figure VII.24: Déplacement horizontal du radier pour chaque variante de renforcement.....	110
Figure. VII.25: Déplacement horizontal dans le radier en fonction de type de front de taille.....	111
Figure VII.26 : Moment de la radier pour chaque type de front de taille.....	112
Figure.VII.27: Moment dans la radier en fonction de type de front de taille.....	113



INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'augmentation de l'utilisation des ouvrages souterrains dans les constructions routières ou ferroviaires nécessite la bonne conception de ces derniers en raison des problèmes majeurs associés soit au cours de construction, soit au moment de service. L'un de ces problèmes est la stabilité de front de taille des tunnels, en particulier pour les tunnels de faible couverture. Évidemment, l'excavation des tunnels dans une surface de faible profondeur entraîne un désordre des contraintes ainsi qu'un désordre de la cohésion qui est un paramètre très important pour la stabilité de front de taille de tunnel.

Il existe plusieurs méthodes de renforcement de front de taille des tunnels, parmi elles, la méthode FIT qui consiste à mettre des tubes en matériaux composites verre/polyester au niveau de front. Ces tubes sont perforés sur toute la longueur, vont subir par la suite une injection d'un coulis de ciment à l'intérieur pour pénétrer le sol devant le front de taille. Le coulis de ciment ayant des bonnes caractéristiques parmi elles, la prise rapide qui provoque une amélioration des propriétés de sol sur tout la surface d'excavation.

Notre essentiel but dans ce travail est d'étudier l'effet de l'utilisation de la méthode de renforcement de front de taille sur la stabilité de ce dernier ainsi que la stabilité de soutènement provisoire de tunnel. On prend comme exemple une partie de tunnel d'Elkentour qui rentre dans le projet de réalisation de l'Autoroute Est-Ouest au niveau la partie qui relie Constantine à Skikda. Cette partie de tunnel qui se situe dans une couche de l'argile marneuse compacte avec une faible couverture par rapport à la surface libre. Le creusement de cette partie peut associer par une instabilité du front de taille avec un éboulement de terrain.

Pour atteindre notre objectif, on opte le plan de travail suivant :

- Une généralité sur les tunnels avec présentation des différentes méthodes de creusement et de soutènement.
- Une présentation des méthodes de calcul des charges agissantes sur le soutènement provisoire de tunnel.
- Les méthodes de dimensionnement et vérifications de soutènement provisoire
- Une analyse bien détaillée sur la stabilité du front de taille des tunnels et les méthodes de renforcement.
- Une présentation de tunnel d'Elkentour avec mise en place de la partie d'étude
- La présentation des différents types de front de taille renforcée par plusieurs nombres des tubes en verre/polyester.
- Une analyse des résultats obtenus par logiciel Plaxis.
- Des conclusions et recommandations.



CHAPITRE I
GENERALITE SUR
LES TUNNELS

I.1. Introduction :

À l'époque où 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 critiques, 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. Définition d'un tunnel:

Dans le langage courant, le mot *tunnel* désigne un ouvrage linéaire souterrain ouvert à la circulation, le plus souvent ferroviaire ou routière. Le mot galerie est employé de préférence pour les ouvrages hydrauliques, pour les ouvrages de petite section, d'accès de service. Un ouvrage souterrain utilisé seulement par les piétons sera un passage souterrain. On désigne par ouvrages souterrains des espaces fermés situés sous la surface du sol. Ils peuvent avoir été construits en souterrain, soit à l'air libre puis recouvert de remblais. Leur utilisation est très diverse: usine électrique, parcs des voitures, entre pots, abris à usages multiples, stockage des fluides ou de déchets radioactifs, etc....

I.3. Destination et classification des tunnels :

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 :

I.3.1. Tunnels de communication :

- Tunnels ferroviaires.
- Tunnels routiers.
- Tunnels pour piétons.
- Tunnels ou galeries de navigation.
- Tunnels de métro.



Figure I .1 : Tunnels ferroviaires.

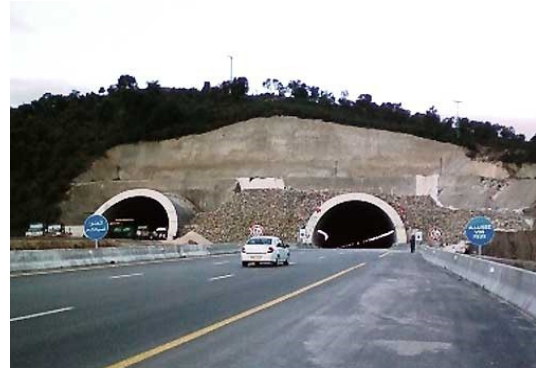


Figure I .2 : Tunnels routier



Figure I .3 : Tunnels de métro.

I.3.2. Tunnels ou galeries de transport :

- Tunnels pour aménagement hydraulique.
- Tunnels d'alimentation d'eau.
- Tunnels des services industriels.
- Galerie d'égouts.
- Galerie et tunnels des complexes industriels.

I.4. Description d'un tunnel :

La figure I.4 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.

Le front de taille est une surface plane dont le contour forme le profil du tunnel. Dans la plupart des cas, on considère que les convergences sont stabilisées après 2 diamètres en arrière du front. [1]

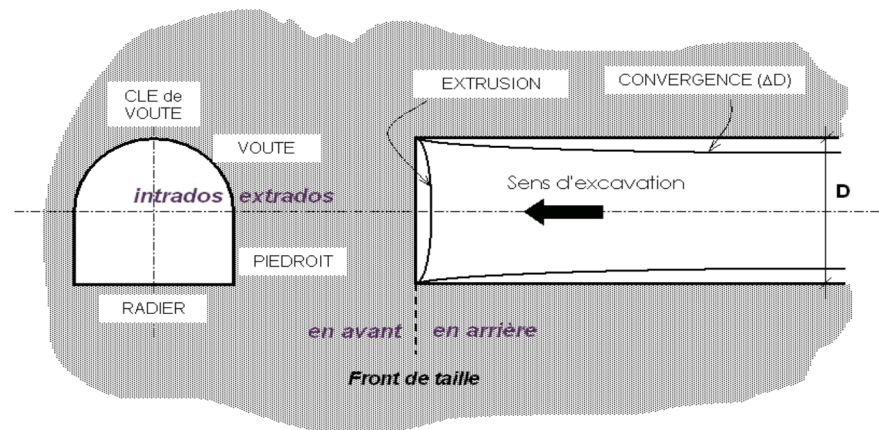


Figure I.4: Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille.

I.5.Facteur d'implantation de tunnel :

I.5.1.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.

Mais des fois, par suite des conditions topographiques particulières, les voies de raccordement doivent suivre une tracée en courbe.

Le choix de la tracée est aussi influencé par l'implantation correcte des points d'attaque d'entrée et des sorties du tunnel.

I.5.2.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 facteur de construction et celui de l'exploitation sont sensibles à l'implantation des parties hautes ou basses du tunnel, par ce que c'est d'elle que dépend la nature du sous-traversé.

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

- La nature des terrains à traversés.
- 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 d'écoulement d'eau prévisible.
- l'emplacement qui nécessite une étude particulière permet d'éviter autant que possible des zones instables, les zones humides, il faut chercher des zones à forte pente.

I.5.3.Choix de la section :

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

- 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.6. Conditions d'une bonne étude :

Une reconnaissance de tunnel bien conduite doit obéir aux règles suivantes :

- 1** - Les géologues et géotechniciens chargés de l'étude doivent avoir l'expérience des travaux souterrains et une bonne connaissance de la géologie et de l'hydrogéologie de la région étudiée.
- 2** - Ils doivent être parfaitement informés par le maître d'œuvre du "Programme" et ainsi avoir connaissance de toutes les contraintes liées au projet : sujétions à imposer au tracé, marges d'implantation des têtes, environnement, présence ou projet de la plupart des cas à faire intervenir, sur un même projet, des géologues ayant une bonne connaissance de la géologie régionale et des spécialistes de diverses disciplines : hydrogéologues, tectoniciens, géophysiciens, mécaniciens des sols ou des roches...etc. Construction ou d'ouvrage à proximité...etc.
- 3** - Ils doivent également être en étroite relation avec les ingénieurs en charge du projet de manière à assurer une très bonne adéquation entre les reconnaissances effectuées et les

besoins des ingénieurs pour la conception de l'ouvrage : géométrie, choix des méthodes, dimensionnement du soutènement et du revêtement...etc.

4 - Des délais suffisants doivent être réservés par le maître d'œuvre à chaque phase de la procédure, de manière à ce que les reconnaissances nécessaires à chaque phase puissent être réalisées en totalité. Il faut souligner que, dans certains cas, ces délais peuvent être très longs comme pour une galerie de reconnaissance, par exemple. [2]

I.7. Problèmes majeurs :

Le creusement d'un tunnel entraîne une modification de l'état de contraintes et de déformation du terrain qui peut aller jusqu'à mettre en cause la stabilité de l'excavation réalisée ou à provoquer des désordres inadmissibles dans l'environnement du tunnel.

La réponse du terrain au creusement dépend, bien sûr, en premier lieu de la nature géologique et des caractéristiques géomécaniques du matériau encaissant, mais aussi des conditions hydrogéologiques, des méthodes d'exécution (excavation et soutènement), ainsi que de la profondeur de l'ouvrage. La nature et l'éloignement des constructions voisines sont à prendre en compte pour apprécier l'impact de l'ouvrage. [2]

I.8. Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques :

Les reconnaissances et les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques doivent fournir au concepteur du tunnel toutes les informations nécessaires, telles que :

I.8.1. Reconnaissances géologiques :

I.8.1.1. Objectif :

Pour les reconnaissances géologiques : La géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif, la description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, leur qualité et leur discontinuité.

I.8.1.2. Moyens de reconnaissances géologiques :

➤ Inventaire des données existantes :

- Documents cartographiques (carte géologique 1/50000 essentiellement) et photographiques (photos aériennes et photos satellites).
- Documents géologiques produits par les facultés, les écoles, laboratoires de recherche.
- Renseignements météorologiques.

➤ **Levé géologique de surface :**

Le levé géologique détaillé du site et sa transcription sous forme de documents graphiques tels que cartes, coupes, blocs-diagrammes, schémas interprétatifs constituent l'outil fondamental et prioritaire du géologue.

Le levé géologique doit obligatoirement comporter :

- Le levé de tous les affleurements avec indication de leur validité.
- Le recensement des éléments relatifs à la structure tectonique (mode de plissements).
- La mesure de l'orientation des discontinuités dans le cas des roches (stratification, diaclases, schistosité, fissures).

I.8.2. Reconnaissances hydrogéologiques :

I.8.2.1. Objectif :

Les reconnaissances hydrogéologiques : les informations aquifères et les terrains imperméables, la nature des venues d'eau possibles le long du tracé, leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux.

I.8.2.2. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques :

➤ **Inventaire des données existantes :**

- Documents et études donnant des indications sur les nappes et les caractéristiques hydrauliques des terrains dans la zone concernée (sondages antérieurs, pompages, ...etc).
- Documents climatiques et météorologiques.
- Archives de constructions et météorologiques.
- Archives de constructions d'ouvrages souterrains dans les conditions analogues ou sites à proximité, puits de pompage en site urbain,...etc

➤ **Levé hydrogéologique de surface :**

Il est effectué en même temps que le levé géologique et peut comprendre :

- Le levé des sources, puits,...
- Le levé des zones d'infiltration.
- les mesures de débit des sources et puits (à répéter pour pouvoir prendre en compte les variations saisonnières).

Les synthèses des levés géologiques et hydrogéologiques figurent généralement sur le même document.

I.8.3. Reconnaissances géotechniques :

I.8.3.1. Objectif :

Les objectifs de l'étude géotechnique:

- De déterminer les valeurs des paramètres déterminants pour l'analyse des conditions de stabilité et pour le dimensionnement des soutènements et revêtements.
- De recueillir toutes les informations nécessaires pour situer les différents matériaux étudiés au sein des classifications géotechniques.
- De détecter les points singuliers et les précautions particulières qu'il convient de prendre pendant les travaux.
- Et de procéder aux études spécifiques relatives à la mise en œuvre des méthodes d'exécution envisagées.

I.8.3.2. Moyens de reconnaissances géotechniques :

➤ **Inventaire des données existantes :**

- Documents et études donnant des indications sur les caractéristiques mécaniques des sols, et des roches des conditions analogues.
- Archives de constructions d'ouvrages souterrains situés à proximité ou dans des massifs similaires.

➤ **Essais de laboratoire :**

On se bornera à citer les essais les plus utilisés dans le cadre des reconnaissances des ouvrages souterrains.

✓ **Sols :**

Essais d'identifications : masse volumique, teneur en eau naturelle, indices des vides, limites d'Atterberg, granulométrie et sédimentométrie, minéralogie.

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols et de calculer la déformation de la surface : essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais oedométriques, gonflement, essais de compression simple.

✓ **Roche :**

Densité sèche, porosité, teneur en eau naturelle, vitesse du son, essais de compression simple, mesures du module d'Young et du coefficient de poisson, essais de Franklin et brésilien pour la détermination des caractéristiques mécaniques de la roche.

Essais de cisaillement à la boîte pour la détermination des caractéristiques de joints.

Essais triaxiaux, essais oedométriques, gonflement, essais d'altérabilité, analyse minéralogiques pour les roches et susceptibles d'évoluer rapidement (marnes, anhydrites...). Essais particuliers (abrasivité, forabilité...) nécessaires à l'étude d'emploi de machines à forer.

Il faut retenir que la validité des résultats de tous ces essais est liée à la qualité des échantillons prélèvements et à leur représentativité. Les spécifications techniques concernant de ces prélèvements doivent donc être clairement définies dès le début des reconnaissances.

I.9. Les différentes méthodes de creusement :

On distingue trois méthodes de creusement :

- ✓ Méthode à pleine section.
- ✓ Méthode de la demi-section.
- ✓ Méthode de la section divisée.

I.9.1. Méthode à pleine section :

Cette technique de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase, elle est préconisée beaucoup plus pour les terrains de bonne tenue lorsque la section à creuser n'est pas très importante (généralement inférieure à 12m²) au de là la méthode nécessite un matériel plus performant et devient extrêmement coûteuse.



Figure I. 5 : Méthode à pleine section

➤ **Avantage:**

La rapidité de cette méthode nous facilite l'organisation du chantier, car elle nous permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement.

➤ **Inconvénient:**

L'évacuation des déblais nécessite plusieurs reprises. En cas de rencontre d'un accident de terrain sérieux, cette technique requiert une adaptation très difficile.

I.9.2.Méthode de 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 supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) qu'en partie inférieure (micro-pieux sous les appuis de cintres, colonnes en piédroits). [3]



Figure I. 6 : Méthode de demi-section.

I.9.3.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. Cette technique a un inconvénient d'ordre économique parce 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 une autre méthode. Il existe plusieurs variantes de cette méthode, on citerons par la suit.



Figure I. 7 : Méthode de section divisée.

I.10. Modes de creusements des tunnels :

Chaque terrain a ses propres caractéristiques d'où un mode de creusement approprié. Cette situation a poussé l'ingénierie à développer différentes techniques de creusement, ces techniques peuvent être séparées en deux catégories:

- L'exécution du creusement dans les terrains meubles.
- L'exécution du creusement dans les terrains durs.

I.10.1. Exécution dans les terrains meubles :

A) Le Bouclier :

Ce type de machine ne peut s'adapter que dans des terrains meubles et aquifères. Le bouclier joue en plus un rôle de soutènement provisoire, sa progression est assurée par des vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière.

Il convient de différencier les boucliers ouverts (à front libre) et les boucliers pressurisés (avec un soutènement du front).

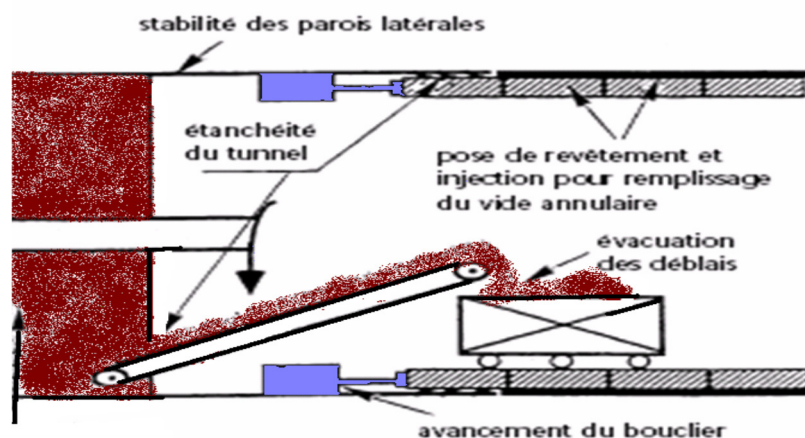


Figure I.8 : Fonctionnement d'un bouclier

- Les boucliers ouverts :

Ce sont des tunneliers qui assurent simultanément les fonctions d'abattage et de soutènement latéral de l'excavation. Le front d'attaque du tunnel n'est pas soutenu.

- Les boucliers de type fermé:

Le creusement est réalisé par un organe d'abattage travaillant dans celle-ci. La progression est assurée par des vérins de poussée prenant appui longitudinalement sur le revêtement en voussoirs montés à l'abri d'une jupe arrière à l'aide d'un érecteur.

I.10.2.Exécution dans les terrains durs :**I.10.2.1.Creusement mécanique :**

On distingue deux types de machines à forer:

- Machine à attaque globale à pleine section dite aussi tunnelier ou Tunnel Boring Machine (T.B.M).
- Machine à attaque ponctuelle dite aussi fraise ou Boom Type Machine (B.T.M).

A) Machine à attaque globale T.B.M :

Les machines à attaque globale possèdent quant à elles une tête de coupe rotative qui occupe la totalité de la section de la galerie. L'avancement se fait à l'aide des patins d'ancrages qui prennent appui sur la paroi de la galerie, puis des vérins hydrauliques permettent de faire avancer la tête de creusement. La vitesse de creusement atteinte avec ce type de machine est comprise entre 29 et 86 m par jour en roche dure.

➤ Avantage:

- Ne nécessite pas beaucoup de main-d'œuvre, rapidité d'exécution, ne provoque pas d'ébranlement, ce qui entraîne une bonne tenue du terrain.

➤ Inconvénient:

- L'inconvénient majeur de ce genre de machine est son coût élevé. Son utilisation exige une main-d'œuvre hautement qualifiée. Ne pas être amortissable que pour une longueur de tunnel assez importante.

B) Machine à attaque ponctuelle B.T.M :

Principe du travail d'abattage consiste en un éclatement de la roche sous les effets conjugués d'une pénétration des pics dans le front de taille et du balayage du bras.

➤ Avantage:

- Cette machine peut terrasser une section de forme quelconque, le découpage est bien soigné sans sur profil.

- La technique d'abattage n'entraîne pas d'ébranlement.

- Sa dimension réduite par rapport à la section permet une observation continue du front de taille.

➤ Inconvénients:

- Un coût élevé, cependant plus avantageux que les T.B.M.

- Les têtes d'attaque s'usent trop rapidement et leur changement est relativement coûteux.

I.10.2.2.Creusement à l'explosif :

L'explosif en souterrain doit être utilisé comme un outil de découpage de la roche et non comme une « bombe ». L'explosif ne doit être utilisé en site urbain que dans le cas où il s'avère strictement nécessaire. Son emploi produit des effets psychologiques défavorables pour la population avoisinante (bruits, fumées, vibrations ...), et représente un risque de déstabilisation pour les édifices et services voisins, ce qui limite les horaires des volets engendrant ainsi une baisse de rendement du chantier.

Avant la mise en œuvre de l'explosif, un plan de tir doit être défini afin de maîtriser le découpage du plan de tir et de limiter au maximum les effets de vibrations. Il comporte essentiellement les opérations suivantes:

- Détermination de l'emplacement des trous et de leur nombre exact.
- Calcul de la puissance d'explosion nécessaire.
- Décalage des détonations par micro-retard.



CHAPITRE II
EVALUATION DES
CHARGES

II .1. Introduction :

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est-à-dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique.

Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte géostatique du massif, c'est-à-dire l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Cet état de contrainte étant supposé connu, par les méthodes de calcul de ces ouvrages souterrains.

Ainsi, vu la complexité du problème de détermination des actions agissant sur des ouvrages, certaines hypothèses simplificatrices ont été émises :

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

Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel.

Afin d'évaluer quantitativement ces contraintes, il existe de nombreuses méthodes et de formules empiriques qui souvent sont notablement différentes selon les hypothèses adoptées. Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale. Nous exposerons quelques-unes d'entre elles dans ce chapitre.

II.2.Les pressions souterraines :

Types et origines: il existe trois types de poussée:

- ✓ **Poussée de détente** (dislocation) : due au détachement de la masse rocheuse de la calotte engendré par la décompression du massif rocheux.
- ✓ **Poussée géologique** : due au poids des couches situées au-dessus de l'excavation.
- ✓ **Poussée de gonflement** : due à une augmentation du volume des roches.

II.2.1.Poussée de détente :

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression du sol. En raison de l'affaissement de la calotte provoqué par la pression, la masse de roche située au-dessus de l'excavation marque une tendance à l'affaissement et si le haut de l'excavation est démuné de soutènement, ceci provoquera le détachement progressif d'un coin du rocher de la masse principale. Le phénomène de détente commence par l'affaissement d'une partie du rocher en calotte, le mouvement se poursuit sous forme d'un

élargissement en direction des pieds droits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle α .

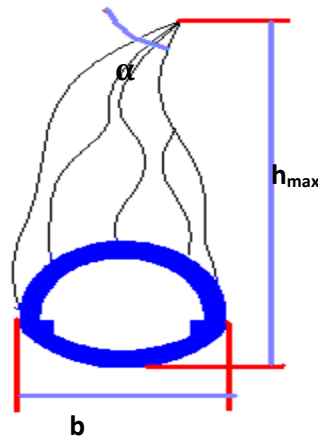


Figure II.1: Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation.

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

$$h_{\max} = \frac{h}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} \cong \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

Avec:

h : Hauteur de couverture.

b : La largeur de l'excavation.

α : Angle au sommet de profil d'équilibre.

φ : Angle de frottement interne.

II.2.2. Poussée géologique :

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

II.2.3. Poussée de gonflement :

Dans quelques roches argileuses ou délitées, nous retrouverons sous certaines conditions, cette dernière forme de poussée souterraine. Cette poussée peut-être:

- ❖ Soit **d'origine physique**, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume par apport d'eau. Ce phénomène correspondant à une augmentation de la teneur en eau, se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque et le radier, entraînant une modification des contraintes qui se manifeste sur les parois de la cavité.
- ❖ Soit **d'origine chimique**, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates. Parmi les plus connus des causes chimiques provoquant le gonflement est la transformation de l'anhydrite CaSO_4 en gypse au contact de l'eau :



II.3. Les méthodes de détermination des pressions souterraines:

II.3.1. Pressions verticales (σ_v) :

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

II.3.1.1. 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 glissement. [3]

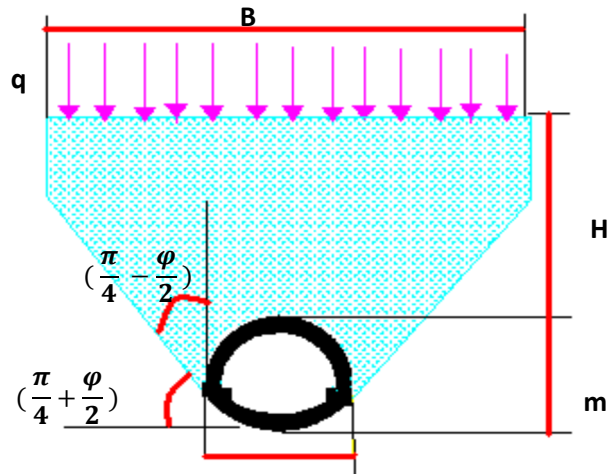


Figure II.2 : Les principales hypothèses de la théorie de TERZAGHI.

H: La couverture.

q: La surcharge en surface.

m: La hauteur de l'excavation.

b: La largeur de l'excavation.

On a:

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

La contrainte verticale est calculée suivant la formule :

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

Dont:

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

$$K = 1.5 \text{ si } H > B$$

II.3.1.2. 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

$$\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

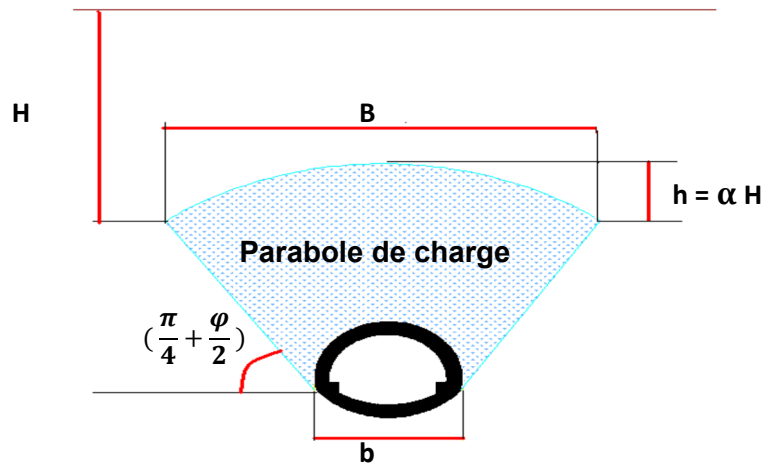


Figure II.3 : La poussée selon BIERBAUMER

La contrainte verticale est : $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$

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 :

Tableaux II.1 : coefficient de réduction **alpha**.

H	$H \leq 15m$	$15m \leq H \leq 200m$	$H \geq 200m$
alpha	1	$1 - \frac{Htg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{B}$	$tg^4(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

B est définie par :

$$B = b + 2mtg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \quad \text{Pour une section fer à cheval rectangulaire.}$$

$$B = 2Rtg(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4}) \quad \text{Pour une section circulaire.}$$

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

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

II.3.1.3. 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.

γ_i : Poids spécifique de la couche i.

q : Surcharge.

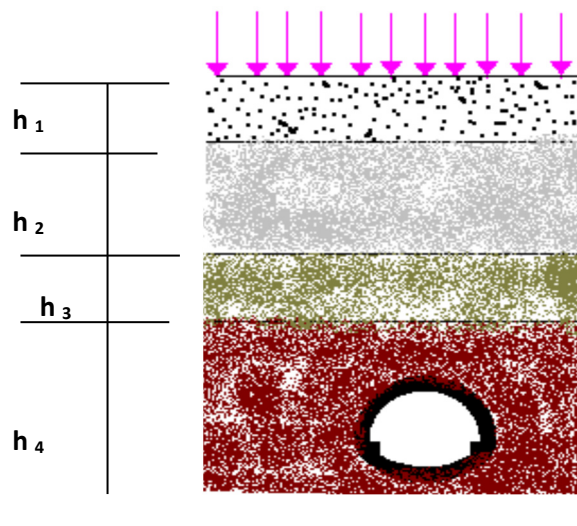


Figure II.4 : Représentation schématique la Théorie des poids des terres.

II.3.1.4. Théorie de PROTODIAKONOV :

Cette théorie est basée sur la définition statique d'une voûte naturelle située au-dessus du terrain excavé de forme parabolique et de hauteur h_p et dont l'équilibre est assuré par efforts de compression agissant tout le long. Enfin la contrainte verticale est calculée selon la formule suivante :

$$\sigma_v = h_p \gamma \qquad h_p = \frac{B}{f}$$

Avec :

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

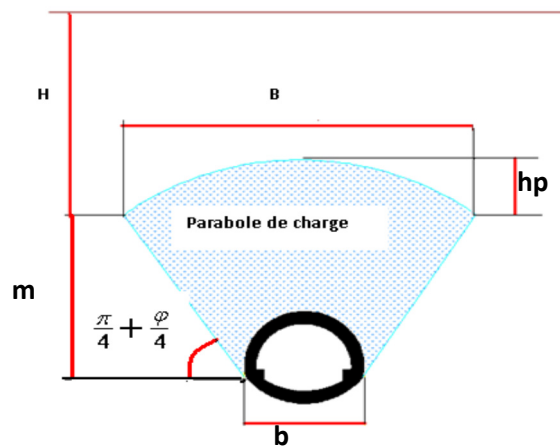


Figure II.5: Répartition des charges selon la théorie de PROTODIAKONOV.

f est calculé comme suite :

Pour sol granuleux : $f = tg\varphi$

Pour sol cohérent : $f = tg\varphi + \frac{c}{\sigma_c}$ avec σ_c : la résistance à la compression.

Pour sol rocheux : $f = \frac{\sigma_k}{100}$ avec σ_k : la résistance de dureté de roche.

Par expérience on remarque que : $\frac{B}{2f} < H < \frac{B}{f}$

Le tableau suivant donne les valeurs du coefficient de la résistance f :

Tableaux II.2 : Coefficient de résistance des roches f selon PROTODIAKONOV.

Catégorie	Degré de résistance	Résistance à la rupture	Coefficient de la résistance f	Angle de frottement interne (φ)
I	Résistance supérieure	200	20	87
II	Roches très résistantes	1500	15	85.5
III	Roches de bonne tenue	900	08	82

IV	Roches assez résistantes	550	06	75
V	Roches de résistance moyenne	350	03	70
VI	Roches assez inconsistantes	200	1.5	65
VII	Roches inconsistantes	200à150	01	50
VII	Terrains meubles	200à150	0.6	30

II.3.2. Pressions horizontales (σ_h) :

La détermination de la pression latérale demande que l'on tienne compte non seulement de la pression agissant comme charge active, mais encore de l'effet de la butée des terres engendré par la déformation. L'examen attentif de cette question présente un intérêt certain du point de vue dimensionnement économique. Nous expliquerons dans ce qui suit quelques méthodes qui permettent d'évaluer ces pressions. [3]

II.3.2.1. Théorie de TERZAGHI :

D'après la théorie de TERZAGHI la pression horizontale peut être calculée par les formules :

$$\sigma_h = 0.3\gamma(0.5m + h_p) \quad \text{Dans le cas général.}$$

$$\sigma_h = \gamma H \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Pour les terrains granuleux ou éboulis.}$$

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{\nu}{1-\nu} \quad \text{Pour les roches de bonne tenue.}$$

h_p : La hauteur de noyau de détente.

ν : Coefficient de pression.

II.3.2.2. Théorie des pressions des terres :

$$\sigma_h = k_a \sigma_v$$

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

II.3.2.3. Théorie de PROTODIAKONOV :

Suivant cette théorie, la contrainte horizontale est à répartition trapézoïdale en fonction de contrainte verticale, elle est calculée par la formule :

$$\sigma_h = \gamma m t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left[\frac{2b}{3 t g \varphi} + m t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{m}{2} \right]$$

II.3.2.4. Théorie de COULOUMB-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 :**

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

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

Avec :

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

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

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

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

x_3 : Coefficient rhéologique.

Le tableau suivant donne les valeurs des coefficients x_1, x_2, x_3 en fonction de la nature de terrain :

Tableaux II.3: Coefficient pris en compte dans la théorie de COULOUMB-RANKINE.

Nature de terrain	Coefficients		
	x_1	x_2	x_3
Remblais	1.00	1.00	1.00
Argile	0.70	1.00	0.50
Sable	1.00	1.00	1.00
Marne	0.70	1.00	0.70

➤ **Au niveau de pieds droits :**

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

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

Remarque : σ_{h1} a été définie précédemment.

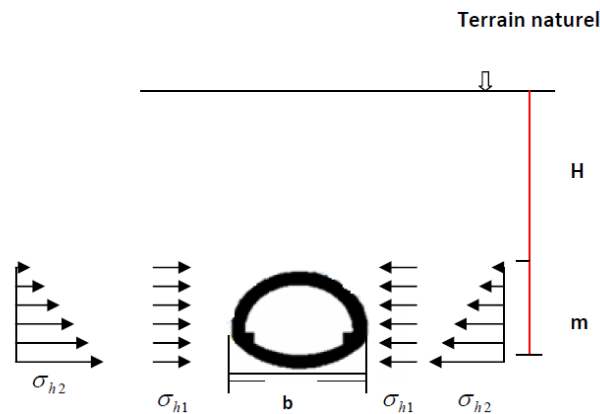


Figure II.6 : Répartition des contraintes selon COULOUMB-RANKINE.

II.3.2.5.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 :**

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

➤ **Au niveau des pieds droits**

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

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

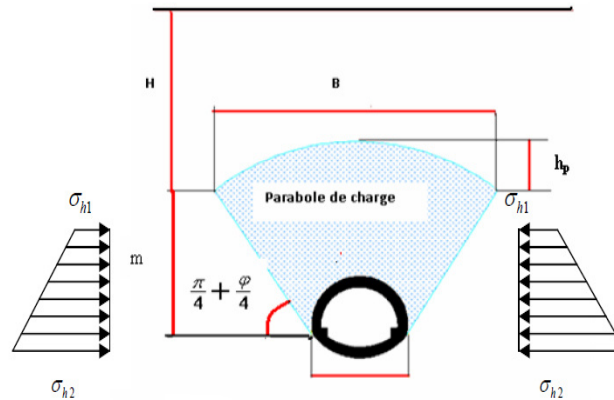


Figure II.7 : Répartition des poussées selon l'expérience soviétique

II.4. Evaluation des pressions agissant au niveau du radier :

Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains inconsistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et dans les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous le radier. Si les contraintes géostatique ainsi libérées lors de l'excavation sont importantes, la zone décomprimée peut intéresser un grand volume et entraîner le fluage du terrain de bas en haut vers l'intérieur de la galerie.

Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène. Nous en exposerons deux des plus importantes méthodes à savoir : celle donnée par TERZAGHI et celle donnée par TSIMBARIEVITCH. [4]

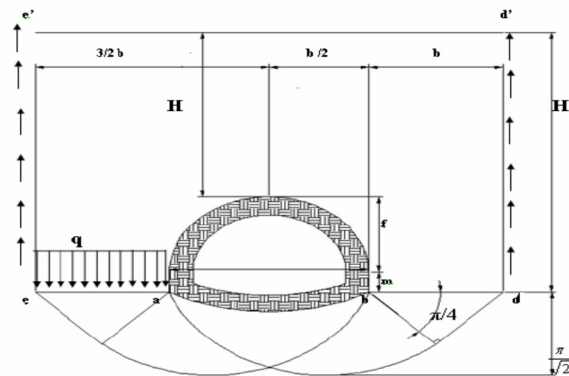


Figure II.8: Répartition des poussées au niveau de radier selon TERZAGHI.

Pour un terrain à cohésion parfaite où $C \neq 0$ et $\phi = 0$, l'effort agissant sur le plan (ea) vaut :

$$Q_0 = \left(\frac{by}{2}\right) \left(3H_1 - m - \frac{2f}{3}\right) - H_1 C$$

La résistance d'une bande de terrain de largeur $ea=b$ est :

$$Q = P_{max} b = (2 + \pi) C b$$

La sécurité sera donc exprimée par le rapport suivant :

$$n = \frac{Q}{Q_0} = \frac{2C(2 + \pi)}{\gamma \left[H_1 \left(3 - \frac{2C}{b\gamma} \right) - \frac{2f}{3} - m \right]} \geq 1.3 \text{ à } 1.5$$

Pour un terrain granuleux sans cohésion où $C = 0$ et ($p \neq 0$) la résistance au cisaillement agissant le long des plans de glissements verticaux sera égale à :

$$Q_0 = \left(A + \frac{b}{2} \right) H_1 \gamma - \frac{bm\gamma}{2} - \frac{bf\gamma}{3} - \frac{\gamma}{2} H_1^2 tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) tg\varphi$$

Avec :

A : largeur de la zone 'ea'.

$$A = H_1 tg\varphi tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{b}{H_1} \left(H_1 - m - \frac{2f}{3} \right) > 0$$

La charge de rupture exprimant la résistance du terrain pour le cas de $C=0$ s'écrit sous la forme suivante :

$$Q = A^2 \gamma n_0$$

Le tableau suivant donne les valeurs du coefficient de résistance n_0 en fonction de φ :

Tableaux II.4 : Coefficient de résistance n_0 :

$\varphi(^{\circ})$	0	10	20	25	30	35	40	44	48
n_0	0	01	05	10	20	40	140	260	780

Dans le cas où $A = 0$, la sécurité vis-à-vis du glissement du radier sera inexistante, il faudra donc mettre une charge d'équilibre appropriée.

II.4.1.Méthode de TSIMBARIÉVITCH :

A cause de l'influence de la poussée verticale exercée par les masses de terrains latérales un coin de radier aura déplacé vers l'intérieur de l'excavation. Ce déplacement étant équilibré par l'effet de butée de terrains située sous l'évidement.

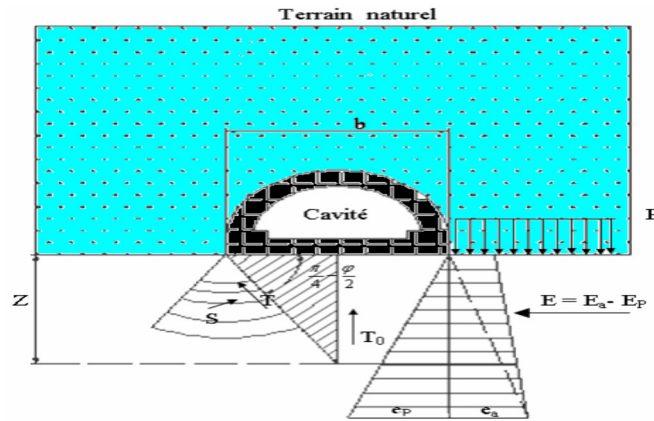


Figure II.9 : La poussée au niveau de radier selon TSIMBRIEVITCH

On détermine Z pour $E_a = E_p$ par : $Z = \frac{pk_a - 2C(\sqrt{k_p} - \sqrt{k_a})}{\gamma(k_p - k_a)}$

La poussée de terre est : $E_a = (p + \gamma Z)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

La butée de terre est : $E_p = \gamma Ztg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Tel que :

$$k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad k_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

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

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

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

L'effort horizontal agissant dans le sens de l'excavation peut être décomposé en deux composantes:

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

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

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

La résultante T_0 exerce son action suivant l'axe central verticalement. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une charge q soit par une contre voute du radier, la charge doit être répartie sur la longueur Y , calculée par la formule suivante:

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

Enfin la contrainte sous le radier est calculée par la formule :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y}$$

Le soulèvement est vérifié par la formule :

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

II.5.Evaluation des pressions hydrostatiques :

Le revêtement d'un ouvrage est plus imperméable que le terrain considéré, la pression hydrostatique est calculée généralement le long de la moyenne du revêtement. Il est souvent commode de décomposer ces poussées comme suite:

- Une pression uniforme sur le pourtour du tunnel égale à la pression qui s'exerce au sommet de la voute et n'engendre qu'un effort normal de compression.
- Une pression triangulaire proportionnelle à la profondeur.

Remarque: dans le cas où on prend en compte les charges hydrostatiques, toutes les charges décrites dans les paragraphes précédents doivent être calculées à partir du poids déjaugé des terrains situés dans la nappe phréatique.

II.5.1.Charges et surcharges :

II.5.1.1Charges intérieures :

On néglige généralement les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant à l'intérieure du tunnel. C'est la raison pour laquelle, à l'exception d'ouvrage soumis à de fortes pressions intérieures (comme les galeries d'eau, réservoirs de gaz souterrain) .les charges intérieures ne sont pas prises en considération, et cela d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire a celui qui extérieures.

Du point de vue de la sécurité du dimensionnement, l'état vide c'est l'état le plus dangereux.

II.5.1.2.Charges extérieures

Les charges des provenant du poids de bâtiments et de véhicules circulant à la surface peuvent avoir une certaine influence sur le dimensionnement. Cependant, ils ne doivent être pris en considération que s'il s'agit des tunnels à faible couverture.

II.6.Conclusion :

Le choix de la méthode dépend de plusieurs paramètres tels que les caractéristiques hydrogéologiques et géotechniques du site d'étude ainsi que la géométrie du tunnel projeté. En tenant compte de toutes de ces conditions, on a opté pour l'utilisation de la méthode de Terzaghi qui convient très bien dans notre cas.



CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT

III.1. Introduction :

Après la détermination des différentes charges agissantes sur le tunnel, on passe au dimensionnement, qui est une partie très importante, car la moindre faute pendant le calcul peut causée des catastrophes.

On va présenter dans ce chapitre la démarche de calcul d'un tunnel en générale, qui commence par le soutènement provisoire puis le soutènement et enfin le revêtement définitif.

III.2. Soutènement provisoire :

III.2.1. Réalisation :

Le soutènement provisoire est réalisé en trois phases :

- **Première phase :**

Excavation de deux galeries latérales à la base du tunnel. Leur soutènement sera fait à l'aide de profilés métalliques (HEB300, HEB240,...etc.) et de béton projeté.

- **Deuxième phase :**

- ✓ Bétonnage des culées des galeries latérales qui serviront d'appuis pour les cintres de la
- ✓ demi-section supérieure.
- ✓ Remblaiement de l'espace vide.
- ✓ Bétonnage des culées et remblaiement des vides par plots successifs.

- **Troisième phase :**

Excavation de la demi-section supérieure en conservant le merlon central qui servira de butée au front de taille. Elle comprend les opérations suivantes:

- ✓ Excavation de la travée en conservant le melon central.
- ✓ Mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté.
- ✓ Pose du cintre de la demi-section supérieure en prenant appuis sur les culées latérales.
- ✓ Calage du cintre au terrain pour minimiser le tassement.
- ✓ Excavation du merlon central.
- ✓ Mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté sur le front de taille.

III.2.2. Système statique de soutènement :

Le soutènement provisoire sera un soutènement agissant comme support, la reprise de charge aux naissances de la calotte peut être réalisée à l'aide de cintres avec jambes de

force. La reprise en sous-œuvre des cintres de voute ne sera pas nécessaires dans les roches dures (terrain dur), elle pourrait par contre, être indispensable dans les roches tendres et dans les zones broyées si le comportement du massif venait à ne pas correspondre aux hypothèses prises en compte dans le choix de la méthode et dans le calcul en pareille circonstance, la fermeture du cintre en radier serait nécessaire.

III.2.2.1. Hypothèses du calcul :

Par les hypothèses suivantes, on propose le système de charges de notre tunnel :

- **Hypothèse 1 :**

Prise en considération de la réaction élastique du sol. Le soutènement provisoire (ainsi que le revêtement) se déforme sous l'action des charges extérieures. Dans les zones où les déformations du soutènement sont orientées vers l'extérieur du tunnel apparait la réaction élastique du sol.

- **Hypothèse 2:**

Le système de charge considéré est la charge verticale et horizontale et la réaction élastique du sol correspondant.

- **Hypothèse 3:**

On adopte les charges verticales comme uniforme et symétrique et on néglige les charges verticales asymétriques. Les valeurs de charges verticales symétriques ont été établies en admettant la création de la voute naturelle qui décharge le soutènement provisoire du tunnel.

III.2.2.2. Détermination des efforts :

La voute supérieure est calculée comme un arc porteur encastré à ses extrémités. Les charges agissant sur l'arc, provenant du poids propre et de la pression souterrains sont considérées comme uniformément réparties.

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l}$$

$$Q_0 = \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q \right) \times a$$

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

$$Q = \gamma_c \frac{2\varphi_0}{360} 2\pi r$$

$$f_k = r_k (1 - \cos \varphi_0)$$

$$l = 2(r \cos \frac{\varphi_0}{2})$$

$$l_b = 2(r_b \cos \frac{\varphi_0}{2})$$

p_v : Pression verticale.

Q : Poids total de l'arc.

Q_0 : Partie uniformément répartie de la pression géologique.

ΔG : Partie de la charge d'intensité variable.

a : La distance entre les cintres $a = 1m$.

On peut admettre en première approximation que la pression verticale se répartie uniformément sur la portée de l'arc mesurée dans l'axe. La charge horizontale sera calculée à partir de la poussée verticale en se basant sur la relation de COULOMB-RANKINE.

$$e_0 = \sigma_v k_a - 2C\sqrt{k_a}$$

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

$$k_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

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

$$f = r (1 - \cos \varphi_0)$$

Tel que:

e_0 : La charge horizontale en clé de voute.

e_1 : La charge horizontale en pied de longrine.

H : La hauteur de la couverture.

C : La cohésion.

h : La hauteur de la couche.

K_a : Coefficient de poussée active.

f : Dimension (voir fig. 1).

q : La charge d'exploitation.

φ : Angle de frottement interne.

γ_h : Poids volumique humide.

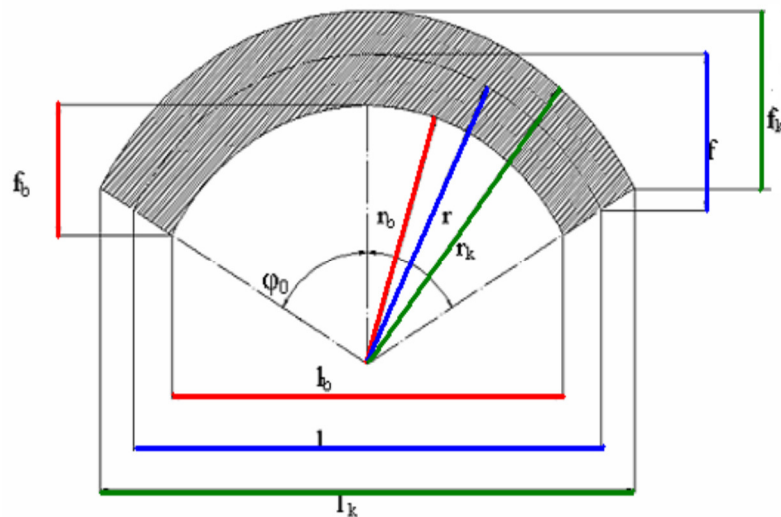


Figure III .1 : Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire.

Comme approximation supplémentaire, on admet qu'au lieu d'une répartition trapézoïdale, la pression se répartie uniformément:

$$e = \frac{e_1 + e_0}{2}$$

On admet comme valeur de la pression horizontale:

$$p_h = e \frac{f_k}{f}$$

p_h : La pression horizontale.

III.2.2.3. Réactions d'appuis :

Les réactions au niveau de naissance seront calculées en fonction du rapport (f/l) en utilisant le tableau suivant :

Tableau III.1. Les coefficients des réactions des appuis

Rapport f/l	Moments à la naissance		Poussée à la naissance	
	α_m	β_m	α_h	β_h
0.1	0.00120	-0.00120	1.2750	-0.0750
0.2	0.00425	-0.00425	0.6335	-0.1085
0.3	0.01010	-0.01010	0.4415	-0.1749
0.4	0.01748	-0.01748	0.3385	-0.2260
0.5	0.02668	-0.02668	0.2801	-0.2801

Les réactions d'appuis seront:

- **Pour la charge verticale :**

$$M_v = \alpha_m P_v l^2$$

$$H_v = \alpha_h P_v l$$

$$V_v = P_v \frac{l}{2}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2}$$

- **Pour la charge horizontale:**

$$M_h = \alpha_m P_h l^2$$

$$H_h = \alpha_h P_h l$$

$$V_h = 0$$

NB : Pour assurer la sécurité de l'ouvrage, il faut que les contraintes ne seront contrôlées qu'à la naissance, l'influence favorable de la charge horizontale étant négligée.

En possédant les valeurs du moment et de l'effort normal, les contraintes du cintre peuvent être vérifiées à l'aide de la relation suivante :

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{W_s} < \sigma_e$$

Après la vérification des contraintes, on adoptera ce profilé pour toute la suite du calcul.

III.3. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté :

La voûte en béton projeté remplira l'espace entre les cintres. Pour le calcul, on admet une épaisseur d suivant le procédé en négligeant l'accroissement de l'épaisseur.

III.3.1. Rigidités des cintres métalliques :

- **A la compression** : On doit vérifier que :

$$E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a}$$

Tel que :

$E_s A_s$: Rigidités des cintres à la compression avant mise en place.

$E_s A'_s$: Rigidités des cintres à la compression après mise en place.

a : Dimension entre deux axes de cintre.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

A_s : Section de profile en acier.

- **A la flexion** : On doit vérifier que :

$$E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a}$$

$E_s I_s$: Rigidités des cintres à la flexion avant mise en place.

$E_s I'_s$: Rigidités des cintres à la flexion après mise en place.

I_s : Moment d'inertie de profilé.

III.3.2. Rigidités de la voûte en béton projeté :

- **A la compression** : On doit vérifier que :

$$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \theta_n E_s A_s$$

$E_b A_b$: Rigidités du béton projeté avant mise en place.

$E_b A'_b$: Rigidités du béton projeté après mise en place.

E_b : Module d'élasticité de béton projeté.

A_b : Section de béton projeté.

θ_n : Coefficient d'équivalence de l'effort normal.

A_s : Section de profilé en acier.

- **A la flexion** : On doit vérifier que

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \theta_m E_s I_s$$

I_b : Moment d'inertie de la section en béton projeté.

θ_m : Coefficient d'équivalence du moment de flexion.

III.4. Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement :

Dans les cintres:

$$M_s = \frac{3}{3+\theta_m} M \quad N_s = \frac{3}{3+\theta_n} N \quad T_s = \frac{3}{3+\theta_n} T$$

Dans le béton projeté:

$$M_b = \frac{\theta_m}{3+\theta_m} M \quad N_b = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} N \quad T_b = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} T$$

III.4.1. La vérification du cintre :

- **Dans les fibres comprimées :**

$$\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A_{HEB}} + \frac{M_s}{W_{HEB}} \right) < \sigma_e$$

- **Dans les fibres tendues :**

$$\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A_{HEB}} - \frac{M_s}{W_{HEB}} \right) < \sigma_e$$

σ_e : La résistance de l'acier

III.4.2. La vérification du béton projeté:

La vérification sera faite à l'ELU et l'ELS. Tout d'abord, on va calculer l'inertie de la section équivalente béton – acier.

$$I_{equ} = \frac{bh^2}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$A_{equ} = bh + 15A_s$$

Tel que :

b: Largeur de la section de béton projeté.

h : L'épaisseur de la section de béton projeté.

A_s : La section de treillis soudé $15 \times 15 \text{ cm}^2$, pour un espacement de 1m.

d : la distance entre l'axe neutre de treillis soudé et la fibre extrême de béton projeté.

▪ **Vérification a L'ELU** :

✓ Dans les fibres comprimées

$$\checkmark \sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < F_{bu}$$

γ_b : coefficient de pondération

F_{bu} : contrainte de compression du béton projeté

✓ Dans les fibres tendues

$$\checkmark \sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \sigma_s^-$$

σ_s^- : contrainte limite de traction des aciers

▪ **Vérification a L'ELS**

✓ Dans les fibres comprimées

$$\checkmark \sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \sigma_{bc}^-$$

σ_{bc}^- : contrainte limite de compression des béton projeté

✓ Dans les fibres tendues

$$\checkmark \sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \sigma_s^-$$

III. 5.Vérification du cisaillement :

III.5.1. Vérification des cintres :

Vérification vis à vis du cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau < \gamma_f \frac{T \times a \times S}{I \times \delta} < \frac{\sigma_e}{1.54}$

Tel que :

γ_f : coefficient de pondération =4/3

T : effort tranchant calculé

S : Moment statique de la demi-section par rapport à x-x

δ : Epaisseur de lame du profilé

α: Distance entre axes des cintres de soutènement

I : Moment d'inertie par rapport à l'axe x-x

III.5.2.Vérification au cisaillement du béton projeté :

$$\tau = \frac{T_b^{max}}{ad} \leq \tau_u^-$$

$$\tau_u^- = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_h}, 4MPa \right) \text{ Fissuration préjudiciable}$$

d : la hauteur utile de la section

III.6. Vérification d'assemblage des éléments du cintre :

$$T_b < T = 1.1\varphi(N_0 - N_N)$$

$$T_b = \frac{T_s^{max}}{n}$$

$$N_0 = 0.8\sigma_{eb}A_r$$

n : Nombre des boulons

φ : coefficient de frottement pour une surface simplement brossée

N₀ : effort de précontrainte dans les boulons

A_r : Section de la partie filetée

σ_{eb} : Limite d'élasticité des boulons

III. 7. Soutènement :

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains, à partir des classifications des massifs rocheux. Ces méthodes sont, en effet, rapides d'emplois, donc économiques. Ils existent de nombreuses méthodes de classification, se basant sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et de la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font les différences d'une méthode à l'autre.

On peut classer les méthodes de dimensionnement du soutènement en trois grandes catégories : Méthodes empiriques, Méthodes analytiques et Méthodes numériques.

III.7.1. Méthodes empiriques :

Les formules empiriques font souvent appel à des paramètres difficiles à quantifier. Elles négligent aussi des paramètres importants tels que la technique d'exécution, l'hétérogénéité des couches ou encore le coefficient des terres au repos. De plus ces expressions ayant été généralement développées sur un nombre limité d'observations, il convient donc de les utiliser avec précaution pour des extrapolations à d'autres chantiers de creusement de tunnels, notamment à faible profondeur.

III.7.2. Méthodes analytiques :

Les méthodes analytiques reposent sur des hypothèses simplificatrices, à la fois sur :

- La géométrie (tunnel à section circulaire et axe horizontal),
- La lithologie (unicité de la couche supposée homogène), la loi de comportement du sol (élasticité linéaire ou au mieux élastoplasticité),
- L'état initial (état de contrainte homogène et isotrope)
- Les conditions aux limites (on suppose le tunnel creusé à grande profondeur soit $H/R > 10$ pour que la variation de contrainte initiale sur la hauteur de la galerie soit négligeable).

Ces hypothèses très restrictives font que ces méthodes ne peuvent que servir à donner un ordre de grandeur des déplacements générés par le creusement

III.7.3. Méthodes numériques :

Les moyens de calcul, en matériel et en logiciel étant devenu très accessibles, beaucoup de chercheurs et d'ingénieurs utilisent actuellement les méthodes numériques pour l'étude des ouvrages souterrains. Les codes de calcul numérique disponibles dans le domaine de la géotechnique sont construits sur la base des éléments finis, des différences finies, ou encore des éléments distincts.

Les méthodes numériques permettent d'obtenir le champ des déplacements et des contraintes en tout point du massif autour de l'excavation et de traiter une large

gamme de problèmes qui sont difficiles voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes. Elles permettent l'analyse de structures bidimensionnelles ou tridimensionnelles et sont employées lorsque l'obtention d'une solution analytique est impossible ou pour passer d'une première approximation à une modélisation plus fine.

L'avantage incontestable des méthodes numériques est d'aborder des problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée.

III.8.Conclusion :

Une brève description des méthodes de dimensionnement et vérification de soutènement provisoire et définitif des tunnels a été présentée dans ce chapitre dans le but de bien comprendre les phénomènes engendrés dans le tunnel au moment d'excavation, mise en place de soutènement provisoire et mise en place de soutènement définitif.



CHAPITRE IV
STABILITE DES
TUNNELS

IV.1. Introduction :

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. Il est donc primordial d'assurer un état du front temporairement stable, tout en conservant des conditions et un coût d'exécution acceptables. Il faut noter également que le sol à proximité du front, soumis à de très fortes réductions de contrainte moyenne, est également le siège de déformations importantes. Celles-ci, même en l'absence de rupture, peuvent engendrer des niveaux de tassement élevés. Les observations comme les calculs ont montré que le facteur de sécurité vis-à-vis du risque de rupture est un indicateur pertinent vis-à-vis de l'amplitude des tassements engendrés. A ce titre, nous présentons ici les diverses approches analytiques, numériques et expérimentales de la stabilité du front, en considérant le cas des sols cohérents puis celui, plus complexe, des sols frottants.

IV.2. Stabilité du front de taille :

IV.2.1. Les problèmes de stabilité :

La stabilité devient le critère essentiel lorsque les mouvements de terrain n'ont pas de conséquences inacceptables : c'est le cas par exemple des tunnels profonds ou des tunnels construits en zone non urbanisée. Dans ce cas, on est amené à considérer la possibilité de creusement avec ou sans renforcement du massif suivant que le front est stable ou non.

La quantification de la stabilité est assez simple lorsque le milieu à excaver est purement cohérent, et devient relativement difficile à exprimer si le terrain a des propriétés de cohésion et de frottement.

IV.2.2. Les méthodes d'analyse de la tenue du front :

Dans un tel contexte, les méthodes d'analyse de la tenue du front de taille des tunnels suivent un développement 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 les laissent parfois perplexes devant la très grande disparité des résultats selon les méthodes utilisées, de telles approches ne permettent en aucun cas de disposer de résultats en déformations.

Par ailleurs, 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 pour le suivi des extrusions mesurées sur le chantier. [5]

IV.3. Le modèle Extrusion :

Les méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis (EF) permettent bien sûr de telles analyses en contraintes déformations. Les calculs axisymétriques peuvent constituer une première approche d'accès relativement simple, mais présentent des limitations liées aux hypothèses de base des modèles. Des approches plus élaborées nécessitent des calculs tridimensionnels pour bien modéliser les phénomènes se produisant au voisinage du front de taille, qui sont très éloignés d'un comportement en déformations planes. Malgré le développement des outils informatiques, de tels calculs restent encore difficiles à utiliser dans la pratique courante, surtout lorsque l'on doit prendre en compte l'effet du renforcement par des boulons axiaux, car la prise en compte d'inclusions linéiques conduit à des modèles très lourds.

Les méthodes analytiques permettant, à partir d'un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, une analyse en contraintes – déformations avec la possibilité supplémentaire de tenir compte d'un renforcement par boulons. Cette méthode, que nous appellerons dans la suite le modèle “Extrusion”, a été intégrée dans le logiciel TunRen5 ; elle permet de disposer d'un outil simple d'utilisation, donnant ainsi à l'ingénieur la possibilité d'analyser les problèmes liés à la stabilité et aux déformations du front de taille d'un tunnel, en l'état naturel et avec renforcement ou confinement du front.

IV.3.1. Le principe de calcul du modèle Extrusion :

Comme pour la méthode convergence-confinement, diverses hypothèses simplificatrices sont nécessaires pour développer les formulations analytiques :

- Tunnel de section circulaire, correspondant à l'hypothèse de symétrie sphérique.
- Milieu infini, homogène et isotrope.

- Champs de contraintes initiales uniformes et hydrostatique, c'est à dire où l'on peut négliger le gradient de contraintes sur la hauteur du front.

On notera que ces dernières hypothèses, qui limitent en théorie l'utilisation de la méthode à des tunnels relativement profonds et en terrain homogène, sont les mêmes que celles faites, de façon plus ou moins implicite, dans l'utilisation de modèles EF en axisymétrie.

Les autres hypothèses spécifiques et les modèles de comportement pris en compte sont les suivants :

IV.3.1.1. Symétrie sphérique du champ de contraintes-déformations :

On considère que la zone au voisinage du front de tunnel peut être assimilée à une "cavité sphérique". De ce fait, l'état des contraintes et déformations est le même dans toutes les directions, et on admet qu'il est représentatif de la direction axiale du tunnel. En particulier, on ne calcule qu'une valeur de l'extrusion qui est le déplacement radial des parois de la cavité sphérique, alors que dans la réalité, avec un front plan, la déformation conduit à un bombement de ce dernier, c'est à dire à une extrusion plus forte au centre que sur les bords.

IV.3.1.2. Principe de déconfinement :

Le problème revient à considérer une cavité sphérique sur la paroi de laquelle est appliquée une pression interne P décroissante depuis la pression géostatique σ_0 jusqu'à 0.

- Pour un point A très éloigné du front, l'état de contrainte n'est pas encore perturbé par le tunnel, et les déformations sont nulles.
- Pour un point B situé à proximité du front, la contrainte radiale est plus faible (elle diminue progressivement avec la distance de B au front), et le déplacement radial devient non nul : cet état peut être considéré comme équivalent à celui d'un point situé sur les parois d'une cavité dans laquelle existe une pression interne $\sigma_0(1-\lambda)$ où λ varie entre 0 et 1 :
 - A la limite, pour $\lambda = 1$, la pression à l'intérieur de la cavité est nulle : cet état correspond à un point C situé sur le front ; la valeur du déplacement radial u_f est alors la valeur calculée de l'extrusion pour le modèle de symétrie sphérique.

Nota : dans le cas d'utilisation d'un bouclier exerçant une pression sur le front p_f la valeur de l'extrusion correspondante est obtenue pour un déconfinement partiel λ_f tel que

$$\sigma_0(1 - \lambda_f) = p_f.$$

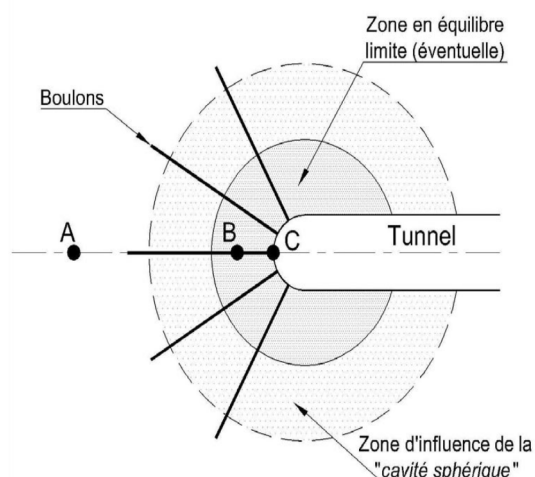


Figure IV.1 : Modèle sphérique.

IV.4. Validation du modèle Extrusion :

IV.4.1. Validation sur modèles numériques 2D :

Il était nécessaire de caler les résultats obtenus par le modèle analytique "Extrusion" avec d'autres approches ; nous avons conduit une importante étude paramétrique de comparaison entre les résultats de calcul "Extrusion" et des résultats de modèles par EF réalisés avec le logiciel PLAXIS. Pour ces derniers :

- La plupart des calculs ont été conduits en axisymétrie, mais quelques calculs sont faits avec de véritables modèles 3D.
- Les valeurs d'extrusion u_f du modèle "Extrusion" sont comparées à la valeur maximale de l'extrusion du front de taille calculée dans les modèles EF, qui est obtenue à l'axe du tunnel.

En effet la déformation d'un front de taille dans un calcul EF n'est pas uniforme : elle a une forme convexe telle que présentée sur la **Figure IV.2** : [6]

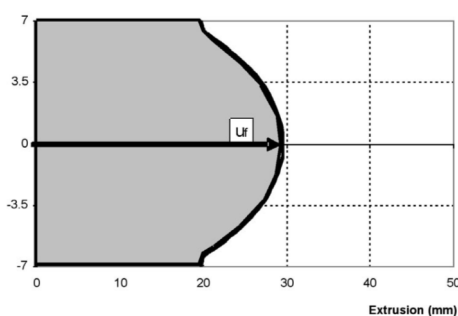


Figure IV.2 : Déformations du front de taille dans un calcul EF.

IV.4.2. L'application d'une pression équivalente au front P_f :

Calculée à partir des caractéristiques de résistance des boulons et du frottement latéral terrain-boulons par la relation suivante :

$$P_f = \text{Min} \left\{ \frac{nA_b\sigma_b}{S} ; \frac{nS_l\tau_{max}}{S} \right\}$$

Avec :

n : Nombre total de boulons au front.

A_b : Section d'un boulon.

σ_b : Contrainte maximale en traction dans un boulon.

S : Surface du front.

τ_{max} : Contraint maximale de cisaillement à l'interface boulon/terrain.

S_l : Surface latérale totale de contact terrain boulon.

IV.4.3. La prise en compte d'un noyau à cohésion renforcée :

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

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

Avec :

c' : Cohésion du sol renforcé.

c : Cohésion du terrain naturel.

φ : Angle de frottement du terrain.

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

$$\Delta\sigma_3 = \frac{nF_a}{S}$$

$$F_a = A\sigma_{adm}$$

Avec :

n : Nombre de boulons.

F_a : Force axiale dans un boulon.

A : Section de résistance d'un boulon.

σ_{adm} : Contrainte maximale admissible en traction dans un boulon.

S : Section du front.

IV.4.4. Amélioration de la cohésion et de l'angle de frottement : [7]

Indraratna et Kaiser (1990) ont réalisés des calculs axisymétriques en simulant la roche renforcée avec des propriétés géomécaniques améliorées (c_{renf} et φ_{renf}). Ces caractéristiques sont liées à la densité de boulonnage par le coefficient de densité exprimé par :

$$\beta = \frac{\pi \cdot d \cdot \lambda \cdot a}{S_l \cdot S_t}$$

Avec :

d : Diamètre du boulon.

λ : Coefficient de frottement entre le sol et la roche.

a : Rayon du tunnel.

S_l et S_t : Représentent respectivement la distance longitudinale et transversale entre les boulons.

$$\sin \varphi_{renf} = \frac{\beta(1 + \sin \varphi) + 2 \sin \varphi}{\beta(1 + \sin \varphi) + 2}$$

$$c_{renf} = \frac{2c \cos \varphi(1 - \sin \varphi_{renf})(1 + \beta)}{2 \cos \varphi_{renf}(1 - \sin \varphi)}$$

IV.4.5. Amélioration du module élastique (Young) :

D'après Lunardi (1989), le sol renforcé sera caractérisé par un module d'élasticité amélioré

Exprimé par :

$$E = \frac{E_s + E_c A_c + E_{fit} A_{fit}}{A}$$

Avec :

E_s : Module d'élasticité du sol.

E_c : Module d'élasticité du ciment.

A_c : Section du ciment.

E_{fit} : Module d'élasticité du FIT.

A_{fit} : Section du FIT.

A : Section du front.

IV.5. La méthode de FIT :

C'est une méthode supplémentaire bien adaptée pour le passage entre les formations géologiques présentée des caractéristiques très médiocres, friables et hétérogènes, par exemple des schistes et argilites hautement altérées. Il consiste à utiliser des inclusions tubulaires en « **GRFP** » 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 de taille lors de l'excavation et de stabiliser le front de taille des sections (calotte et stross).

IV.5.1 caractéristique et avantages de la méthode :

- C'est une méthode faible qui assure une bonne adhérence avec le terrain se trouvant en avant du front de taille en utilisant un matériau d'injection pour la consolidation.
- Permettre de stabiliser et contrôler le mouvement du front dans des directions différentes et sur tout 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 là du front de taille qui permet de réduire la résistance des matériaux de la voute parapluie.

Les tubes en « **GRFP** » sont caractérisés par une grande résistance à la traction et sont plus flexibles, ce qui permet de 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 « **GRFP** » (tubes moins légers) et de faire des forages sans difficulté.
- La méthode de FIT est une méthode économique par rapport aux d'autres modes de pré-soutènement.

- le soutènement des terrains se trouvant au dessus de la calotte est assuré par un ranger de plusieurs tubes en « **GRFP** »
- 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. [9]

IV.5.2. Forage et insertion des tubes « GRFP » :

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.

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

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 « **GRFP** », tube support).
- Début de l'opération de forage pour l'insertion du 1^{er} tube en « **GRFP** ».
- Après avoir terminé l'insertion du 1^{er} tube, on déconnecte la 1^{er} tige pour faire connecter la 2^{eme} tige et le second tube « **GRFP** ».
- 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 « **GRFP** ». [9]

IV.5.3. Consolidation profonde du front de taille (Méthode FIT) :

IV.5.3.1. Consolidation profonde du terrain au de la du front de taille (FIT) :

La méthode FIT doit être considérée comme une méthode de consolidation profonde en amont (au-delà) du front de taille.

Une efficacité effective de cette méthode pour résoudre les problèmes d'instabilité des tubes en aval du front (c'est-à-dire arrière, dans la zone déjà excavée) pourrait être atteinte seulement concomitance avec d'autres précautions lesquelles constituent dans l'ensemble une méthodologie d'avancement (comme le NATM ou l'ADECO).

En particulier, la consolidation profonde à distances de 20 mètres ou plus, rentre dans la philosophie d'avancement ADECO laquelle, à travers de la stabilisation du terrain encore à excaver, permet de bien réduire les déformations de convergences aussi à l'arrière du front et, par conséquent, aussi d'utiliser des revêtements provisoires moins lourds et éliminer l'exigence de raidir successivement des revêtements trop sollicités.

En résumé, une consolidation avec la FIT connectée avec d'autres travaux inclus dans un cycle d'avancement peut effectivement permettre de bien maîtriser l'avancement de l'excavation avec plus de sécurité. [8]

III.5.3.2. Phase de perforation et injection :

La phase de perforation du front et d'introduction des éléments en FV est très délicate et quelquefois décisive pour une bonne issue de l'intervention.

Juste après l'insertion, il faut rendre tout de suite les armatures actives par injection de coulis de ciment. L'efficacité des équipements et des équipes doit être bien vérifiée, puisqu'une longueur excessive de cette phase pourrait prolonger trop un cycle complet et permettrait l'amorçement d'excessives décompressions du terrain.

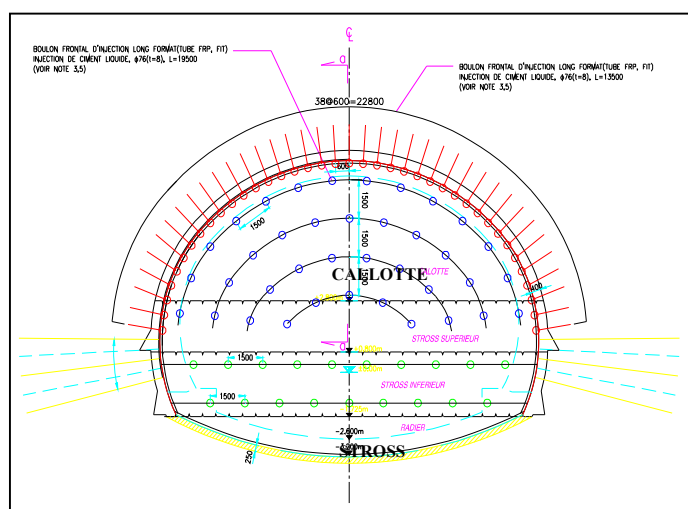


Figure IV.3 : Plan type de FIT pour Calotte ,Stross supérieure et Stross inférieure
espacement entre les boulons de 1,5 m

IV.6. Stabilité de soutènement provisoire :

IV.6.1. Boulonnage des tunnels :

- **Principe :**

Le clouage des sols et des roches est une technique pratique et économique (Schlosser [1997]) pour le renforcement des sols et des roches en place. Le principe qui consiste à renforcer le terrain autour d'une excavation souterraine à l'aide de barres beaucoup plus

raides que le massif environnant est très ancien, mais l'origine du clouage peut être trouvée aux États-Unis comme technique de soutènement dans les mines dès 1947 (emploi de boulons à ancrage ponctuel). L'usage de boulons à scellement réparti selon « la méthode autrichienne » dans les terrains rocheux quant à lui date des années 60. [5]

IV.6.2. Concepts généraux du préconfinement et de renforcement du noyau :

Le creusement d'un tunnel impose de limiter les déformations du massif afin de ne pas créer de tassements en surface préjudiciables pour les structures existantes, mais, également de ne pas conduire à une modification trop importante de l'état de contraintes et de déplacements du massif avant creusement. Lors de creusements de tunnels où la méthode du front pressurisé ne peut être appliquée (raisons économiques ou géotechniques), il est nécessaire de maintenir le front dans un état stable.

Au cours de l'excavation d'un tunnel, l'avancement du front de taille provoque une perturbation dans le terrain qui se propage longitudinalement et transversalement en altérant le champ de contraintes préexistant dans le milieu. Nous rappelons que l'extension de la zone perturbée est fonction de :

- La géométrie et les dimensions de l'excavation.
- Des caractéristiques géomécaniques du terrain.
- Du champ de contraintes préexistant.

De la vitesse d'avancement du front de taille.

Le clouage du front de taille des tunnels dans les sols indurés et les roches tendres est une technique beaucoup plus récente, développée seulement depuis la fin des années 80 (Lunardi [1993]). La pratique du boulonnage s'est notamment étendue par l'intermédiaire de la mécanisation qui permet avec une seule machine d'assurer les opérations de forage et de mise en place des boulons. Un autre des avantages majeur de cette technique est le fait qu'elle permette d'adapter simplement et rapidement la densité de boulons en fonction du type de terrain rencontré localement.

IV.6.3. Pratique du boulonnage en tunnels :

IV.6.3.1. Définitions :

Les boulons SN consisteront en barres déformées de renforcement introduit dans un forage rempli de coulis-ciment.

IV.6.3.2. Caractéristiques des boulons :

Les forages pour les boulons d'ancrage seront forés aux profondeurs dictées par les longueurs des boulons et les catégories de roches, ainsi qu'aux diamètres assurant la meilleure performance pour ce qui concerne l'installation et l'injection de ciment. Le diamètre minimal des forages sera 10 mm plus larges que celui des boulons d'ancrage.

IV.6.3.3. Soutènement par boulons d'ancrage :

Ceux-ci sont de deux types : boulons à ancrage ponctuel, boulons à ancrage réparti.

Le choix entre ces deux types est essentiellement lié à la nature du terrain :

- **Les boulons à ancrage ponctuel :**

- le boulon à ancrage ponctuel, plus rapidement mis en place et moins coûteux nécessite un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage.

- **Les boulons à ancrage réparti :**

- le boulon à ancrage continu peut être à effet immédiat ou différé, provisoire ou permanent.

On utilise assez souvent un premier boulonnage immédiat et un deuxième boulonnage en dehors du cycle d'avancement.

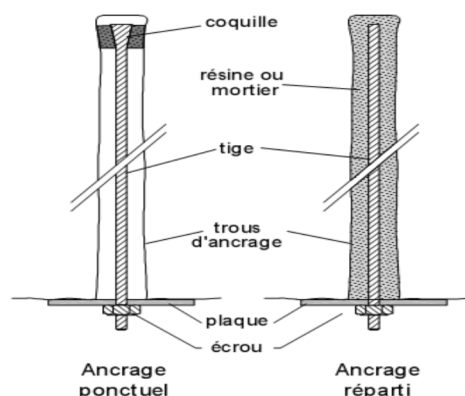


Figure IV.4 : Les boulons d'ancrage.

- **Les boulons à friction :**

Sont constitués d'un tube creux à haute adhérence dans lequel une pression interne permet de plaquer le boulon directement contre le terrain.

On s'intéresse ici uniquement aux boulons frontaux en résine de polyester renforcé de fibres de verre qui sont à ancrage réparti. Il n'existe plusieurs types sur le marché, suit leur forme. Certains sont constitués d'un tube nervuré en fibre de verre servant également de tube d'injection du mortier de scellement, alors que d'autres sont constitués d'éléments triangulaires ou rectangulaires en fibre de verre associés à un tube d'injection en PVC **Figure IV .5** . Ces boulons sont utilisés avec la méthode du creusement en pleine ou demi-section.

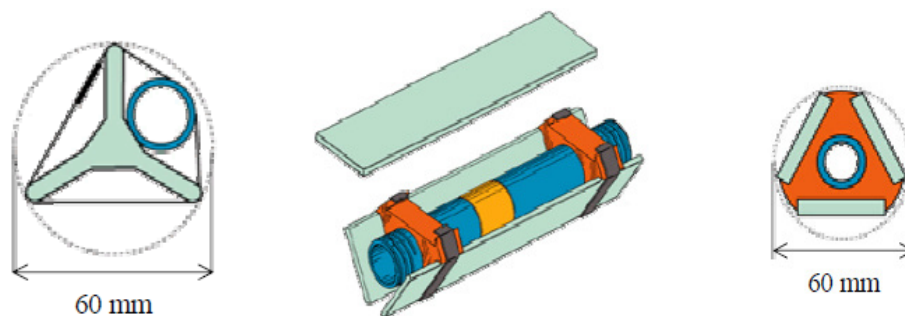


Figure. IV .5. Boulons en fibre de verre.

Les différents éléments formant un boulon sont assemblés sur chantier, et leur longueur est généralement comprise entre 10 et 20m. Ils sont placés à l'intérieur d'un forage frontal d'environ 10m de diamètre **Figure IV.6**, réalisé à l'aide d'une foreuse puis scellés au terrain par l'injection de mortier de résine ou de mortier de ciment dans le tube d'injection.



Figure. IV.6 : Pose de boulons en fibre de verre au front de taille.

IV.6.3.4. La technique de boulonnage :

- Les trous de forage devront être nettoyés de toutes boues et débris. L'installation des boulons d'ancrage suivra le forage et la préparation du trou de forage pendant 3 heures.
- Avant l'installation des boulons d'ancrage, chaque trou de forage sera rempli avec du mortier de ciment en insérant le tuyau d'injection jusqu'au fond du trou qui se retirera au fur et à mesure que le ciment sera injecté. La buse devra être immergée dans le ciment pendant la rétractation du tuyau pour assurer que le remplissage du puits est complet. Le boulon sera alors introduit dans le trou.
- L'écrou du boulon coulé dans le ciment devra être resserré après l'installation afin d'assurer un contact étroit de la plaque d'ancrage avec la surface en béton projeté. Cette opération d'ajustement et de resserrage devra être effectuée aussitôt que possible après que le coulis de ciment ait une résistance suffisante et pas plus tard que les premiers 24 heures après l'installation des boulons d'ancrage.

- Dans le cas d'un espace de travail restreint et/ou de grandes longueurs des boulons, les couplages seront permis. Dans ce cas les boulons seront assemblés seulement en deux parties avec le couplage. Cependant, la charge limite de boulons assemblés ne devra être moins que celle du boulon intégral. Une attention spéciale devra être accordée à l'injection de ciment afin d'assurer le scellement total du boulon.

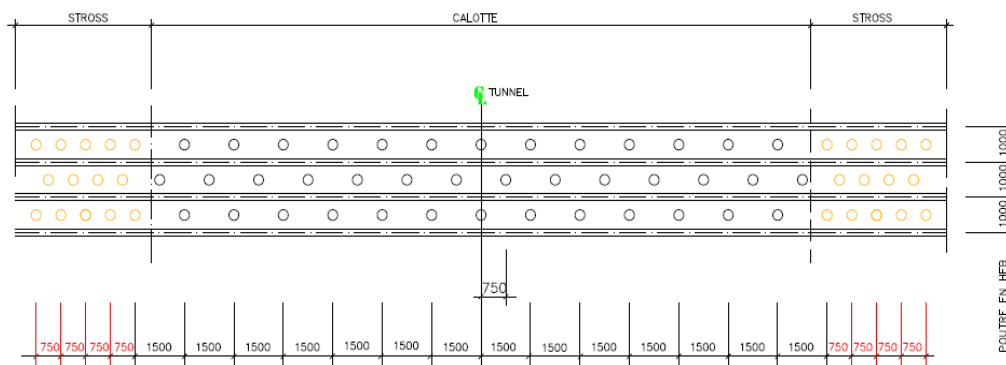


Figure IV.7 : Schéma de boulons d'ancrage.

IV.7. 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 par l'utilisation du système qui consiste à mettre des tubes perforés en verre/polyester injectés par un coulis de ciment ou une résine de bonnes caractéristiques entraîne une amélioration de sol avant le front de taille.



CHAPITRE V
PRESENTATION DE
PROJET

V.1. Introduction :

Ces dernières années, l'Algérie a connue plusieurs travaux autoroutiers, parmi lesquels on cite le projet de l'autoroute EST-OUEST. Dans le cadre de la réalisation du Lot Est, il existe le tunnel d'El-kentour qui relie SKIKDA à CONSTANTINE, et traverse Djebel El Kantour, situé au Nord Est de la ville de Constantine.

V.2. Présentation du tunnel d'El-Kantour :

Le tunnel T4 fait partie de la section 4 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 811m 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 (NG et ND), deux (02) au milieu du tunnel vers le sud (MGS et MDS) et deux fronts au Portail Sud (SG et SD) .



Figure V.1 : Portail sud de tunnels T4 (photo sur site)

V.2.1. Tracé En plan :

Le franchissement du relief accidenté entre le PK 229+220 et le PK 231+750 de la Section 4.1.3 a été réalisé à l'aide d'un tunnel à deux tubes. Le tracé vicinal de la RN3 desservant Constantine à Skikda sera maintenu fonctionnel.

La conception du tunnel à deux tubes a dicté la jonction à l'axe principal d'un deuxième axe qui prend naissance au PK 227+820, permettant le respect de la distance requise entre les axes des 2 tubes du tunnel. Ce second axe est projeté du côté Ouest de l'axe principal et continu jusqu'au PK 232+811,66 avant de rejoindre l'axe du tracé de l'Autoroute.

Le tunnel comprend ainsi deux chaussées séparées avec un écartement de 22 m prévu pour des besoins géologiques, et comporte aussi 5 communications inter tubes, notamment 3 galeries pour piétons et 2 galeries pour véhicules.

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, au PK 229+170 et au PK 231+780, pour assurer le passage des véhicules de secours d'une chaussée à l'autre. De plus, deux interruptions du terre-plein central sont prévues au PK 228+825 et au PK 232+195, pour assurer le basculement de la circulation en cas d'urgence.

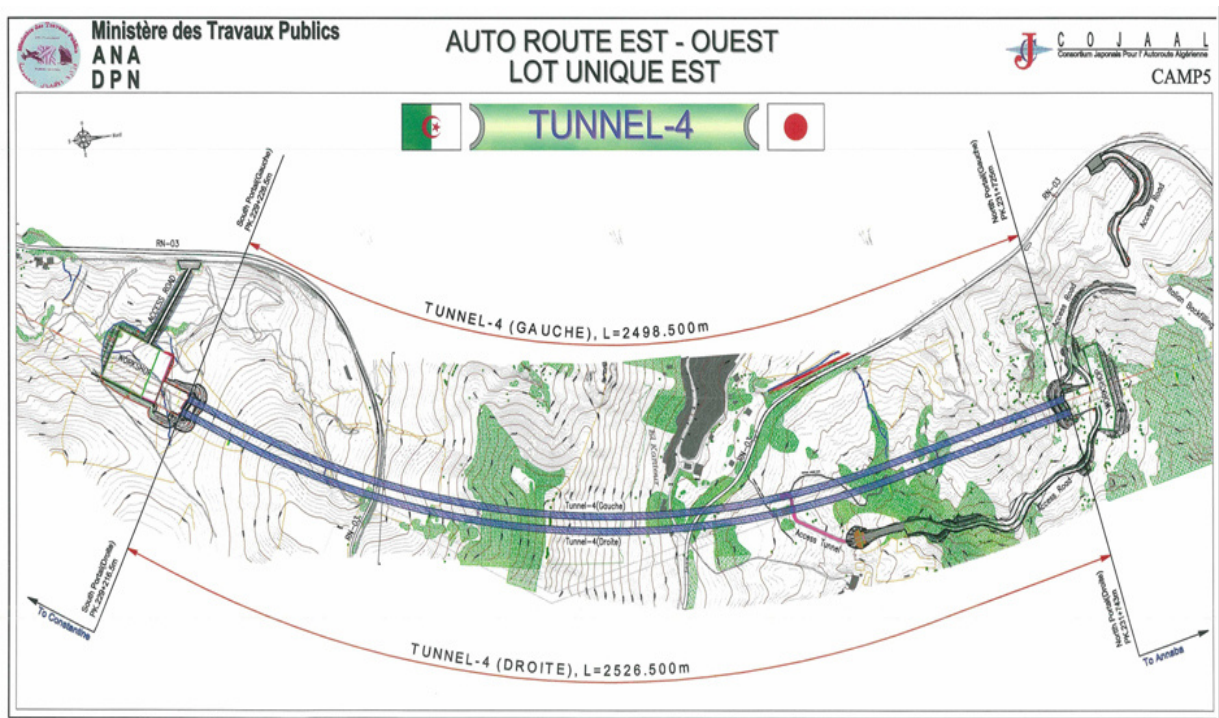


Figure V.2. Tracé en plan et coupe longitudinale du t4

V.2.2. 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 jusqu'au PK 229+545 pour le tube gauche et jusqu'au PK 229+550 pour le tube droite. A partir de là, les profils en long de deux tubes suivent une pente de 3% jusqu'au PK 231+940 pour le tube droite (sens 1) et le PK 231+930 pour le tube gauche (sens 2).

V.2.3. Dimensions du tunnel T4:

La coupe transversale type des tunnels T4, ainsi que les données géométriques relatives sont présentées dans la Figure V.3. La coupe transversale des tunnels sur-mentionnés 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.

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.

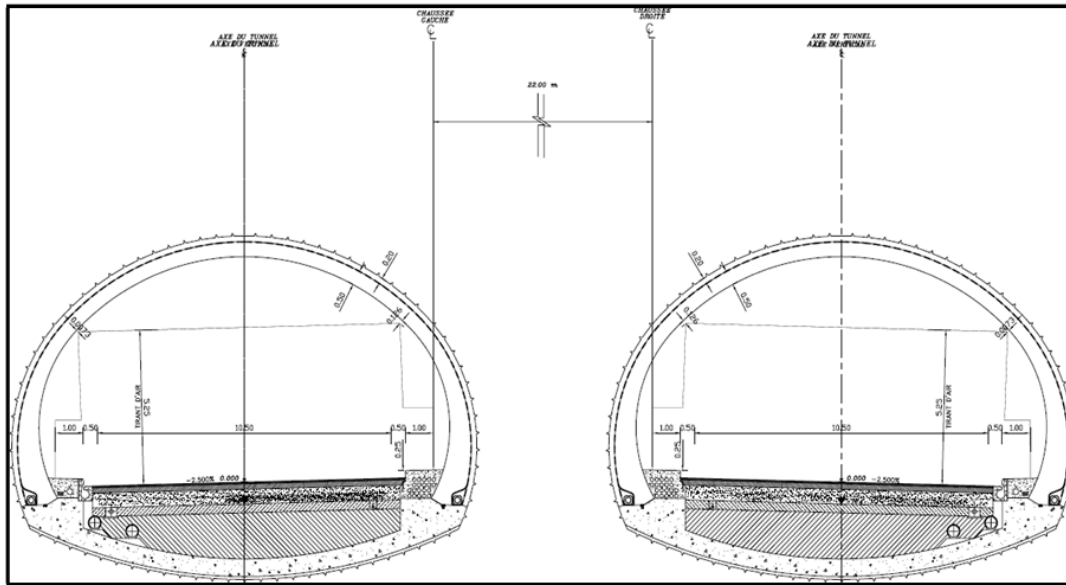


Figure V.3. Coupe transversale du tunnel T4

V.3.Reconnaitances géologiques, géotechnique et hydrogéologiques utilisés au niveau de tunnel T4 :

V.3.1.La géologie du site :

a) Géologie régionale:

Le tunnel T4 situe au NORD-EST de constantine. il traverse djebel el kantour de sud au nord sur une longueur total de 2500 d'environs. le trace du tunnel se relève sur la carte géologique de smendou au 1/50 000^{eme}.

La structure géologique prédominant de la région est orientée selon l'axe EST-OUST, se qui résulte en une intersection près que normal à la direction du tunnel.

La géologie du massif traversée par le tunnel est essentiellement de l'âge crétaé inférieur « nappe telliennes » et se compose de marne et de calcaire sous forme des blocs fortement plies et cisaillés .ceux sont recouvertes par des dépôts du quaternaire comprenant des argiles, des limons et des conglomérats.

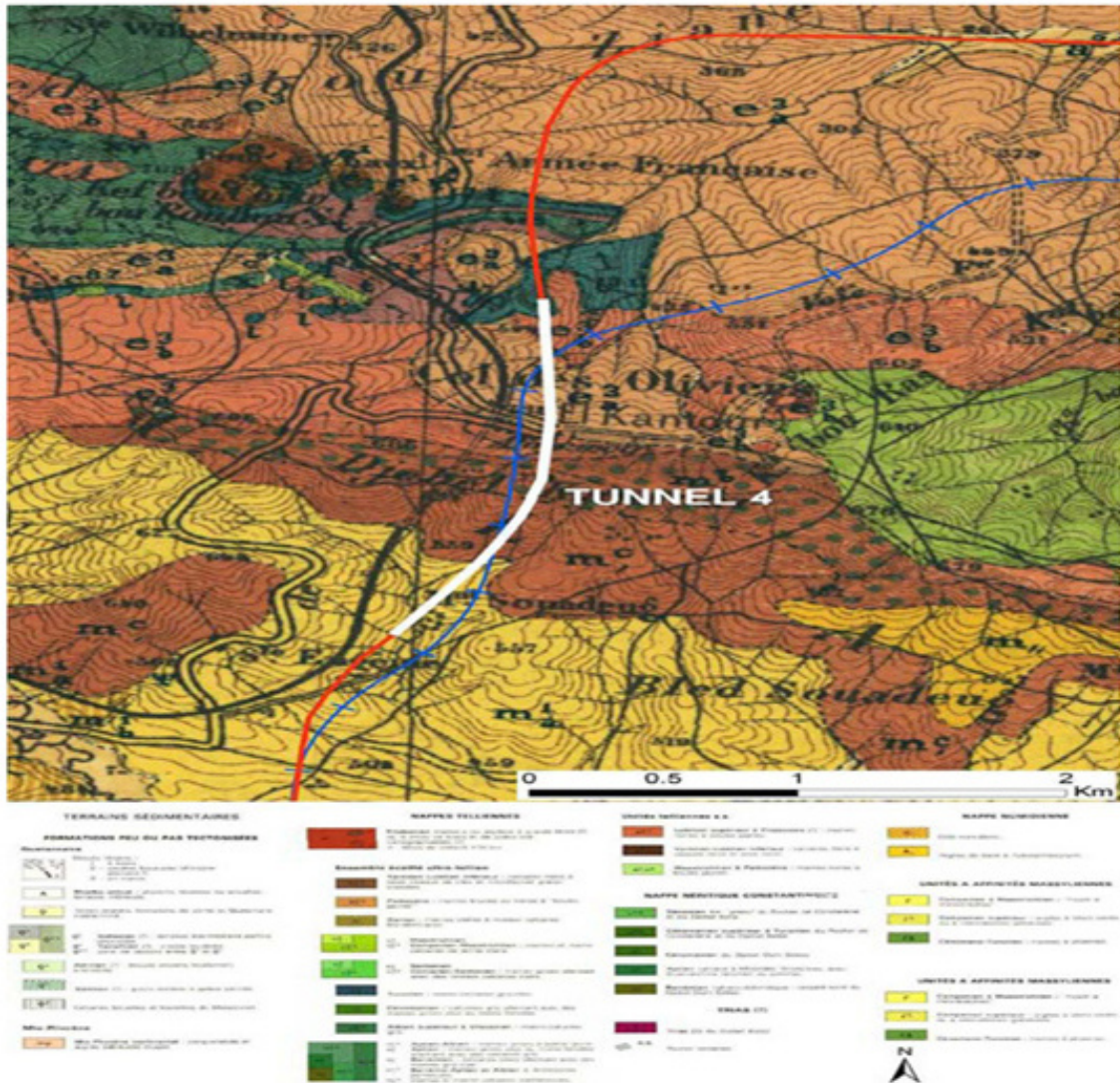


Figure V.4. Tracé du tunnel T4 sur la carte géologique de Smendou.

b) Géologie locale :

Le plan et la coupe géologique locale du tunnel T4 montrant également l'emplacement des différents sondages par rapport au tunnel T4 est ces portails. Les résultats de reconnaissance ainsi que ceux de la prospection géophysique ont été interprétés et corrélés pour produire la coupe géologique du tunnel T4 sont donnés sur la Figure V.5.

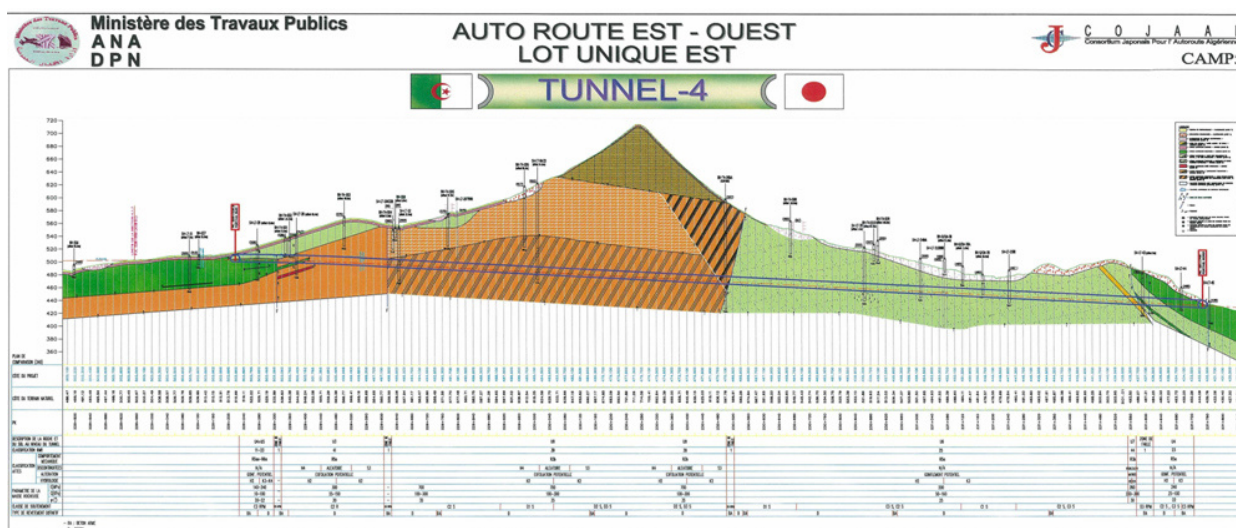


Figure V.5. Géologie locale de tunnel T4

V.3.2. Reconnaissances géotechniques :

La campagne géotechnique récente comprend les investigations suivantes :

- Les levés géologiques réalisés par des experts géologues.
- Une campagne de reconnaissance par sondages carottés (8 sondages), des essais in situ : essais pressiométriques (4 sondages pressiométriques), des essais en laboratoire, six inclinomètres et quatre piézomètres.
- Un relevé géophysique par la méthode de résistivité électrique.

a) Sondages Carottés :

Dans le cadre de l'investigation géotechnique, quatorze sondages carottés ont été réalisés au droit du nouveau tracé du tunnel T4. La coupe lithologique de ces sondages est détaillée dans le présent paragraphe.

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

Tableau V.1: Sondages réalisés le long du tunnel T4.

Numéro du sondage	Profondeur	Equipement
S4-LT-28i	63 m	Inclinomètre
S4-LT-29i	50 m	Inclinomètre
S4-LT-31	52 m	
S4-LT-32i	83,5 m	Inclinomètre
S4-LT-33N	150 m	
S4-LT-34N	62 m	
S4-LT-35Ni	50 m	Inclinomètre
S4-LT-36N	170 m	
S4-LT-37N	100 m	
S4-LT-39	83 m	
S4-LT-41	44 m	
S4-LT-43i	63 m	Inclinomètre
S4-LT-44	30 m	
S4-LT-45i	30 m	Inclinomètre

b) Sondages Pressiométriques :

Quatre sondages pressiométriques ont été réalisés au droit du nouveau tracé du tunnel T4. Les résultats sont détaillés dans le présent paragraphe.

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

Tableau V.2 : Sondages pressiométriques réalisés le long du tunnel T4

Numéro du sondage	Profondeur
S4-LT-27P	64 m
S4-LT-30P	46 m
S4-LT-40P	46 m
S4-LT-42P	43 m

c) Inclinomètres :

Six inclinomètres ont été installés au droit des sondages suivants :

- S4-LT-28i
- S4-LT-29i
- S4-LT-32i
- S4-LT-35Ni
- S4-LT-43i
- S4-LT-45i

Des mesures inclinométriques ont été relevées sur une période de 4 à 5 semaines.

Les lectures ne sont pas concluantes sur la présence d'un éventuel état de glissement avant le démarrage des travaux d'excavation.

d) Essais de Laboratoire :

Des essais au laboratoire ont été effectués sur des échantillons prélevés des sondages. Ces essais ont compris :

- des essais d'identification (granulométrie, sédimentométrie et limites d'Atterberg).
- des essais chimiques (analyse de pourcentage de CaCO₃, de sulfate et de pH).
- des essais mécaniques (essais de cisaillement et de compression simple).

e) Relevé Géophysique :

Des mesures géophysiques ont été réalisées dans le cadre du programme d'investigation géotechnique le long du tracé du tunnel T4.

Les mesures géophysiques ont été implémentées en deux phases: Dans une première phase, la méthode Vertical Electrical Soundings (VES) a été entreprise selon un axe parallèle au tracé du tunnel; alors que dans une deuxième phase, la méthode de résistivité électrique (tomographie) a été appliquée et implémentée selon 3 axes parallèles d'acquisition et ceci parallèlement au tracé du tunnel.

La méthode VES a permis de confirmer la nature géologique vue par les logs des sondages exécutés. Ces mesures n'ont pas pu, toutefois, déterminer le niveau de la nappe phréatique le long du tracé.

La deuxième phase a permis d'établir 3 tomographies bidimensionnelles, et dont l'interprétation se présente comme suit : « La petite gamme de variation de valeurs de résistivité le long des lignes d'acquisition ne permet pas de se différencier entre des couches de sol. Cependant, il est possible de citer que le niveau de la nappe phréatique est plutôt peu profond (de l'ordre de quelques mètres) le long de tout l'alignement sauf, approximativement entre Pk 230+140 et Pk 230+480 où le grès sec est probablement localisé ».

V.3.3. Condition du site :

La géologie locale du tunnel est présentée dans le paragraphe 4 ; les coupes lithologiques des sondages et les travaux in situ ont été utilisées avec les essais de laboratoire pour définir les conditions du site.

Les conditions particulières aux deux portails nécessitent un suivi des déplacements pour vérifier l'absence de tout risque d'un glissement potentiel. En cas d'observation d'un glissement, des procédés de stabilisation géotechniques seront nécessaires pour maintenir la stabilité de ces zones. Aussi les régions où la couverture est peu profonde, particulièrement sur le versant nord du Djebel Kantour, nécessitent également un suivi pour vérifier la stabilité de la zone traversée par le tunnel.

Les creusements principaux du tunnel seront effectués dans un matériau tectonisé dans certaines sections, et à propriétés intrinsèques faibles à très faibles. Des failles de direction Est-Ouest ont été localisées à partir des interprétations géologiques et géophysiques. Les zones de passage de ces failles feront l'objet d'un soutènement adapté. Les conditions

géologiques seront aggravées davantage par les orientations défavorables des foliations typiques des marnes et des phyllithes, à faible résistance de cisaillement.

V.3.4. Paramètres géotechniques d'étude :

Les détails géologiques, géotechniques, géophysiques et hydrogéologiques décrits dans les sections précédentes ont été utilisés afin de déterminer les paramètres géotechniques pour l'étude du tunnel. Pour cela on a eu recours aux :

- Données d'essais et autres détails disponibles afin d'estimer les paramètres généraux de contraintes et de déformations, en particulier pour les sols et les roches faibles.
- Méthodes de classification générales des roches comme utilisées internationalement, afin de définir la performance géotechnique possible pour tous les matériaux.

Onze unités ou formations géologiques ont été identifiées le long du tunnel T4 :

- Unité 1 – Terrain de recouvrement/ Colluvions graveleuses – Quaternaire.
- Unité 2 – Argile marneuse altérée – Eocène
- Unité 3 – Marne compacte – Eocène
- Unité 4 – Argile Marneuse compacte – Eocène
- Unité 5 – Argile marneuse – Eocène
- Unité 6 – Argile marneuse à gréseuse – Eocène
- Unité 7 – Grés fin friable – Miocène
- Unité 8 – Argile marneuse très fracturée – Eocène
- Unité 9 – Marne compacte schisteuse – Eocène
- Unité 10 – Calcaire fracturé ou en copeaux tectoniques – Jurassique
- Unité 11 – Alternance de Marne, conglomérats et de grès.

VI.4. Présentation de la partie calculée :

La partie étudiée débute du PK : 229+310 jusqu'au PK : PK : 229+313 sur une longueur de 13 m. cette partie de calcul se situe dans une section à côté de point de sondage S4 – LT-29i sur une profondeur d'environ 22m

Résultats de sondage S4 – LT- 29i :

Ce sondage, a été suivi jusqu'à une profondeur de 50m. 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 1,6m) terrain de recouvrement argileux noirâtre, riche en matières organiques.

U2:(de 1,6 à 8,6m) argile marneuse altérée.

U4: (de 36 à 50m) argile marneuse compacte et fracturée.

Le pourcentage de récupération des carottes varie de 50 à 100% le long du sondage.

Ce sondage a été équipé d'un inclinomètre.

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

Tableau V.3: les paramètres d'étude.

Paramètres sélectionnés			
Unité de sol	U1	U2	U4
$\gamma(\text{KN/m}^3)$	16.5	17.5	22
$E(\text{Mpa})$	5	25	240
$C(\text{Kpa})$	5	5	50
$\varphi(^{\circ})$	27	27	22

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

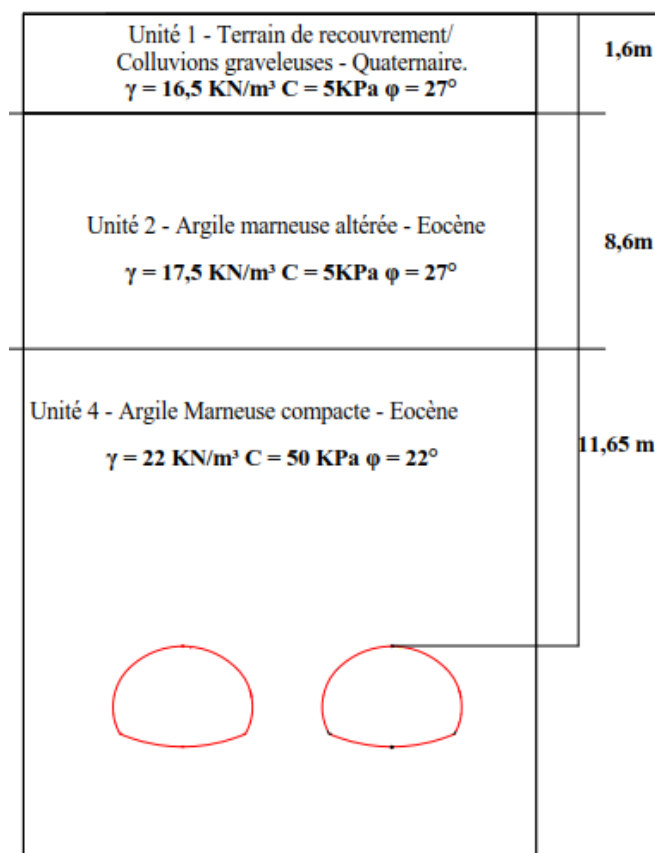


Figure V.6 : Coupe transversale de la partie de calcul de tunnel El-kentour

La partie de calcul présente des mauvaises caractéristiques géotechniques qui peuvent provoquer des éboulements et même un effondrement d'une ou plusieurs parties de soutènement provisoire de tunnel au moment d'excavation. La stabilité du front de taille ainsi que la stabilité de soutènement provisoire de tunnel jouent un rôle très important au moment d'excavation des tunnels, puisqu'elles assurent le bon avancement des travaux de creusement ainsi que la sécurité des ouvriers et des gens. Pour cela on propose plusieurs types de soutènement du front de taille en utilisant le système FIT qui consiste à renforcer le front de taille de tunnel par la mise en place des tubes en verre/polyester injectés par un coulis de ciment. Cette méthode est utilisée principalement dans les fronts de taille qui présentent des mauvaises caractéristiques mécaniques et géotechniques.

V.5. Stabilisation du front de taille par la méthode FIT :

V.5.1. Description de la méthode :

Les formations géologiques qui présentent des caractéristiques très médiocres, friable et hétérogènes, par exemple des schistes et argilites hautement altérées nécessitent la mise en place des inclusions tubulaires en « GRFP » 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 de taille lors de l'excavation et de stabiliser le front de taille (Figure V.7)

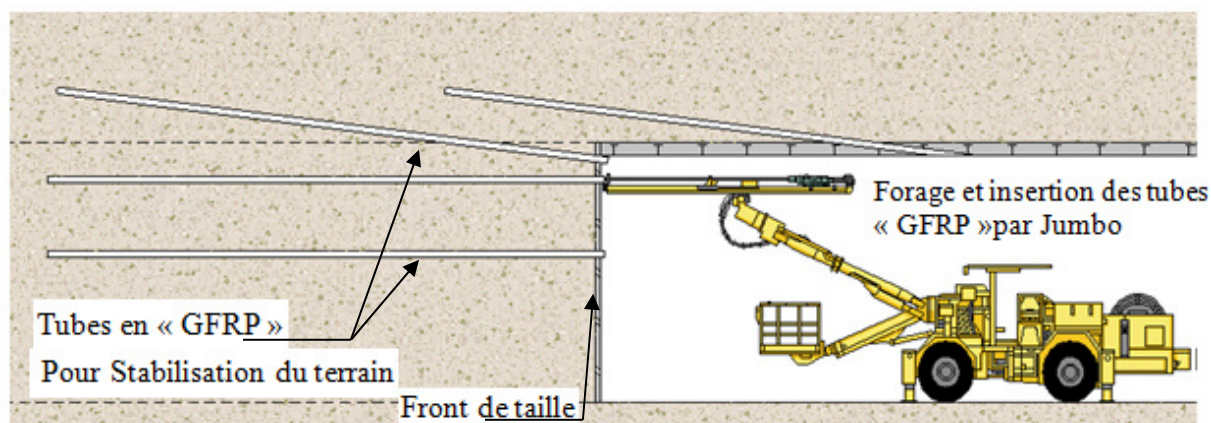


Figure V.7 : Stabilisation du terrain par tubes « GRFP », Méthode – FIT.

V.5.2. Caractéristiques et avantages de la méthode :

- C'est une méthode fiable qui assure une bonne adhérence avec le terrain se trouvant en avant du front de taille en utilisant un matériau d'injection pour la consolidation,
- 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 voûte parapluie au-delà du front de taille. Qui permet de réduire la résistance des matériaux de la voûte parapluie.

- Les tubes en « GFRP » sont caractérisés par une grande résistance à la traction et sont plus de flexible, ce qui permet de 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 spécial et complexe,
- L'exécution de la méthode ne nécessite pas d'élargir la section du Tunnel,
- Il est facile aux ouvriers d'introduire les tubes « GFRP » (tubes moins légers) et de faire des forages sans difficulté

La méthode FIT est une méthode économique par rapport aux d'autres modes de pré soutènement,

- Le soutènement des terrains se trouvant au-dessus de la Calotte est assuré par un rangé de plusieurs tubes en « GFRP » de longueur de 13.50m, répartis sur un angle de 110° et dont la distance entre deux tubes est de 600mm (Figure V.8)
- Pour la stabilisation de la section du front de taille, plusieurs rangés peuvent être utilisés (en Calotte et Stross) selon le cas rencontré, la distance entre les rangés est de 1500 mm tandis qu'entre les tubes elle est de l'ordre de 1500 mm, et la longueur des tubes en « GFRP » sera 19.50 m
- Le matériau d'injection consiste à un coulis à base de ciment.

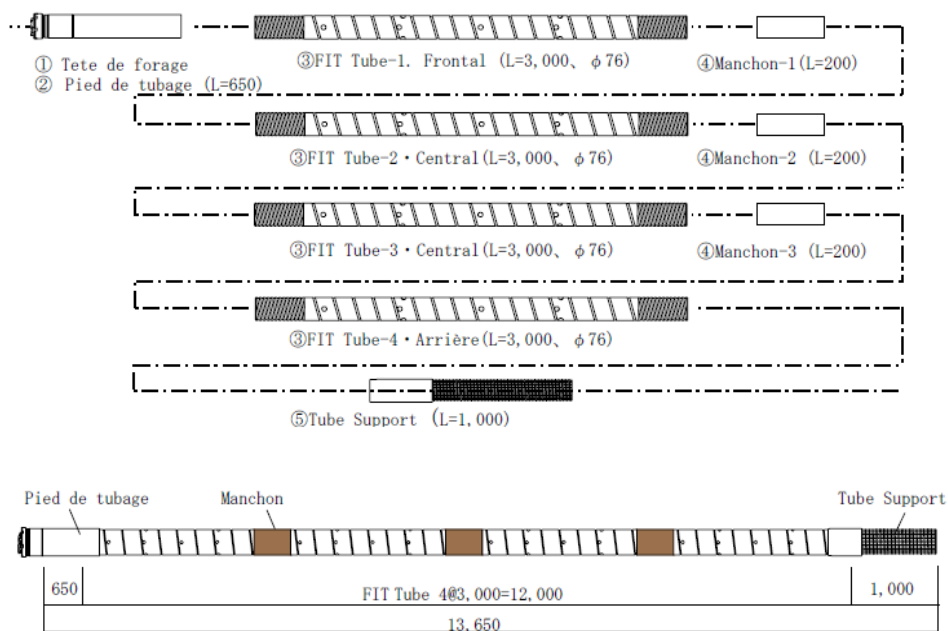


Figure V.8 : Assemblage des tubes « GFRP », L=13.650 m.

V.5.3. 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 « GFRP » sur le front de taille se fait conformément aux distances et angles indiqués sur le plan d'exécution.

➤ **Forage et insertion des tubes en « GFRP » :**

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. V.9).

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

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 « GFRP », tube support).
- Début de l'opération de forage pour l'insertion du 1^{er} tube en « GFRP »,
- Après avoir terminer l'insertion du 1^{er} tube, on déconnecte la 1^{ere} tige pour faire connecter la 2^{eme} tige et le second tube « GFRP »,
- 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 « GFRP »

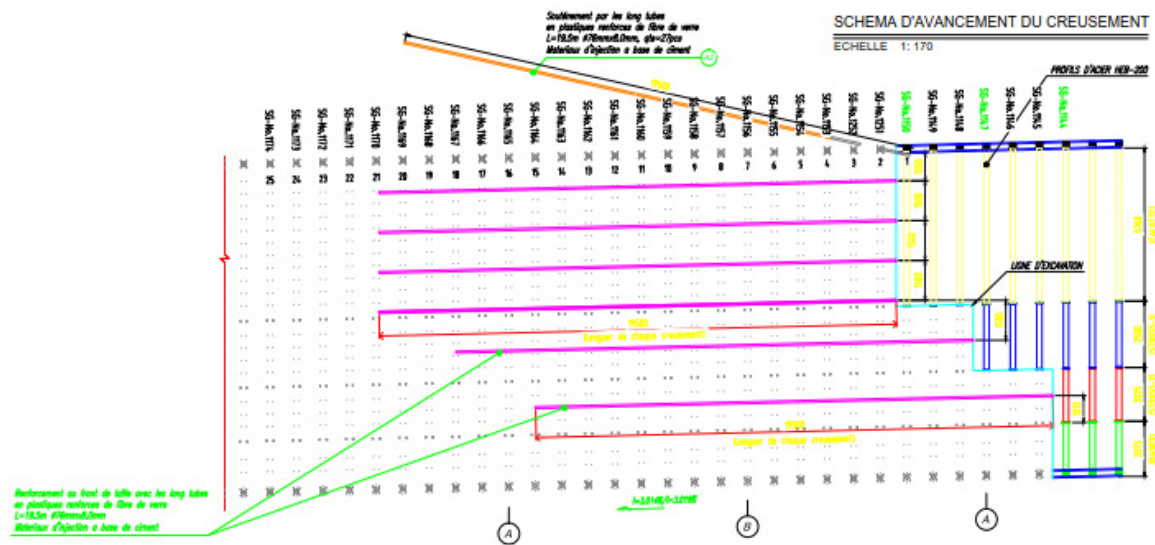


Figure. V.9. Coupe longitudinale pour un front de taille renforcé par le système FIT

➤ **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 « GFRP »

Tableau V.4 : les caractéristiques mécaniques des tubes « GFRP »

Résistance à la traction	600N/mm ²
Résistance au cisaillement	100N/mm ²
Module d'élasticité	20.000 ~ 30.000 MPa
Poids linéique	30 kg/m
section résistante	372 mm ²

V.5.4. Déroulement des travaux :

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

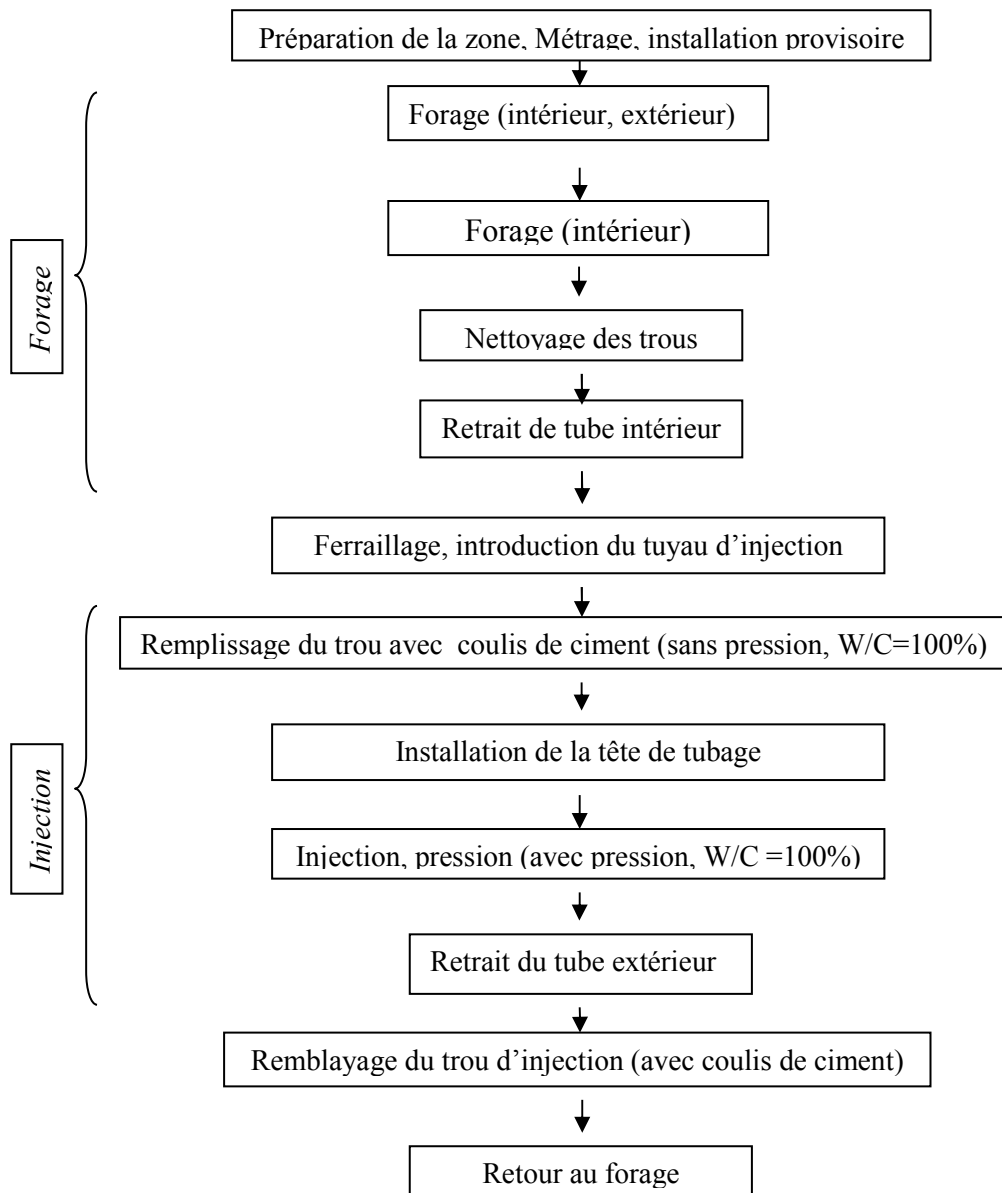
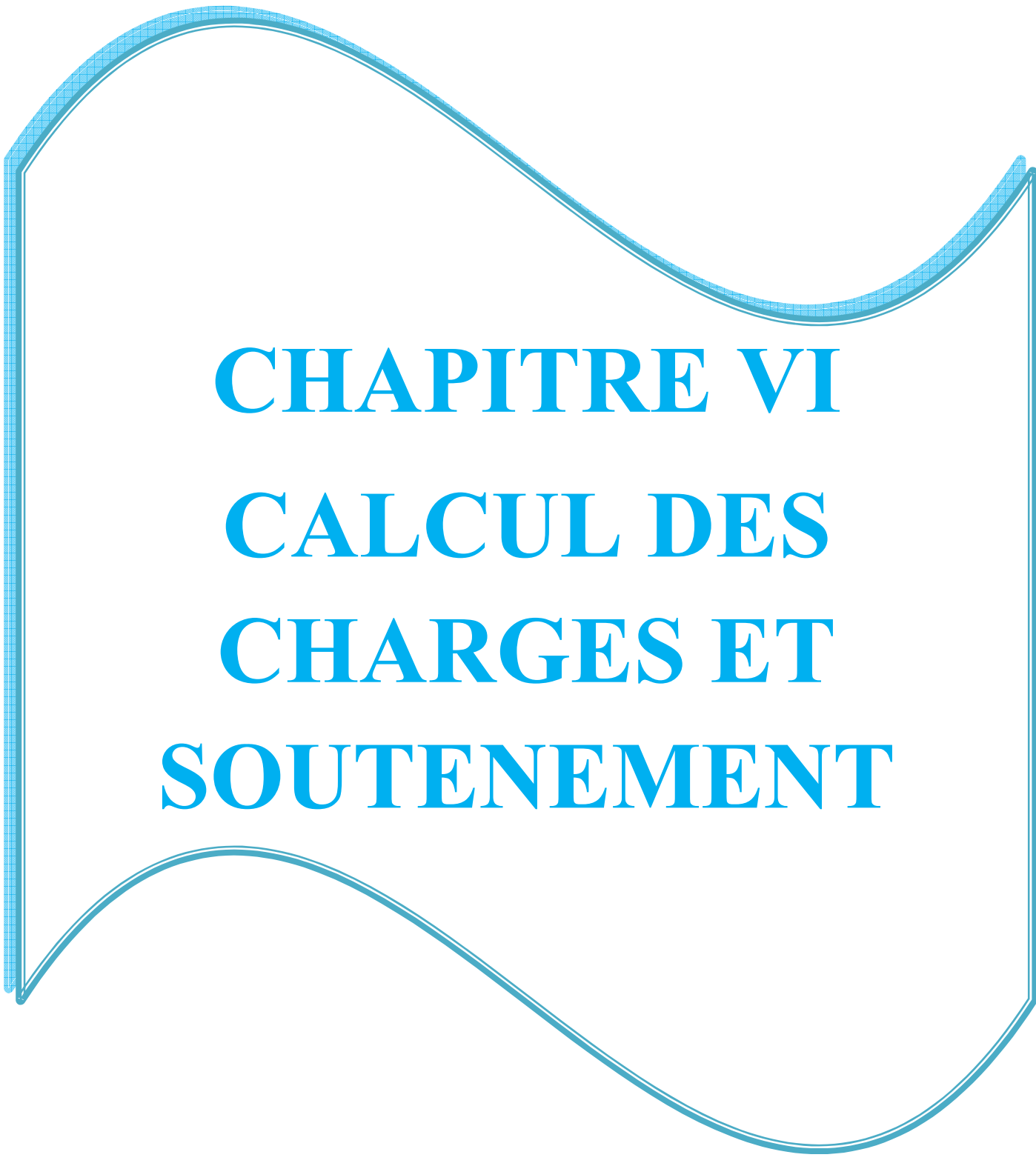


Figure V.10: Cycle de déroulement des travaux.

V.6. Conclusion :

Une description bien détaillée de tunnel El-kentour a été présentée dans ce chapitre avec la mise en place des types de front de taille de calcul dans le but de déduire l'effet de la présence des tubes en verre/polyester injectés par coulis de ciment sur la stabilité du front de taille d'une parie de tunnel d'El-kentour. La méthode de renforcement de front de taille par l'utilisation de système FIT a été exposée en détail dont le but de bien expliquer le déroulement des travaux de renforcement des différents types du front de taille.



CHAPITRE VI
CALCUL DES
CHARGES ET
SOUTÈNEMENT

VI.1. Introduction :

Les charges agissantes sur le tunnel dépendent essentiellement des caractéristiques géotechniques de différentes couches entourant le tunnel ainsi que le rayon d'excavation. Le tronçon de tunnel étudié se situe dans une partie de l'argile marneuse compacte qui se caractérise par une faible cohésion.

Dans ce chapitre, on va calculer les différentes charges agissantes sur notre ouvrage par l'application de la méthode TERZAGHI avec un dimensionnement et vérification de soutènement provisoire.

VI.2. Calcul de pression agissant sur le soutènement du tunnel :

Notre partie de calcul se situe entre le PK : 229+310 jusqu'à le point kilométrique PK : 229+313. La Figure VI.1 présente la coupe transversale avec les caractéristiques des différentes couches autour de tunnel

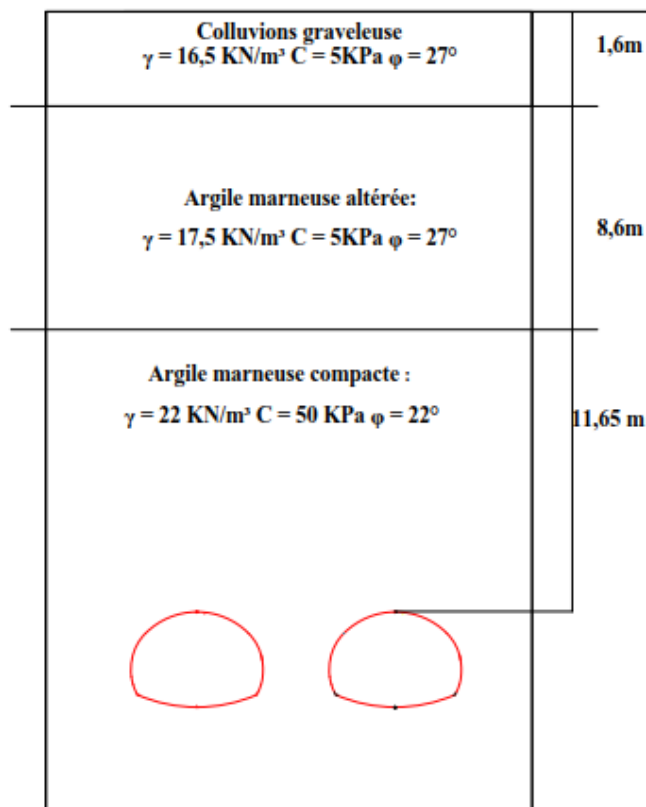


Figure VI.1 : Coupe transversale de tunnel avec les différentes couches au dessus de tunnel.

VI.3. Calcul de pressions agissant sur le soutènement de la demi-section supérieure :**VI.3.1. Pression verticale :**

a) Méthode de TERZAGHI :

La largeur de la voute de décharge :

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

$$B = 17.714 + 2 \times 4.997tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2}\right) = 24.46m$$

Dans notre cas, on a :

$$H=21.85 > B \text{ donc : } K=1$$

La pression verticale est :

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

Pour la couche de terrain de recouvrement :

$$\sigma_{v1} = \frac{(24.46 \times 16.5 - 2 \times 5)}{2 \times 1 \times tg27} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1 \times 1.6 \times tg27)}{24.46}} \right] + 0e^{\frac{(-2 \times 1 \times 1.6 \times tg27)}{24.46}}$$

$$\sigma_{v1} = 24.91 \text{ KN/m}^2$$

Pour la couche d'argile marneuse altérée :

$$\sigma_{v2} = \frac{(24.46 \times 17.5 - 2 \times 5)}{2 \times 1 \times tg27} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1 \times 8.6 \times tg27)}{24.46}} \right] + 24.91e^{\frac{(-2 \times 1 \times 8.6 \times tg27)}{24.46}}$$

$$\sigma_{v2} = 140.94 \text{ KN/m}^2$$

Pour la couche d'argile marneuse compactée :

$$\sigma_{v3} = \frac{(24.46 \times 22 - 2 \times 50)}{2 \times 1 \times tg22} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1 \times 36.89 \times tg22)}{24.46}} \right] + 140.94e^{\frac{(-2 \times 1 \times 36.89 \times tg22)}{24.46}}$$

$$\sigma_{v3} = 423.57 \text{ KN/m}^2$$

b) Théorie des poids des terres :

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

$$\sigma_v = 16.5 \times 1.6 + 17.5 \times 8.6 + 22 \times 36.89 = 988.48 \text{ KN/m}^2$$

c) Théorie de BIERBAUMER :

La pression verticale est :

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

Pour une section de type fer à cheval :

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

$$B = 17.714 + 2 \times 4.997tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2}\right) = 24.46m$$

Dans notre cas, on a :

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

$$\alpha = 1 - \frac{Htg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B} = 1 - \frac{21.85 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2}\right)}{24.46} = 0.59$$

Alors :

$$\sigma_v = \alpha \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i = 0.59 \times 988.48 = 583.20 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.2. Pression horizontale :

a) Méthode de TERZAGHI :

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

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = \frac{17.714}{2 \sin 22} = 23.64 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 22 \times (0.5 \times 4.997 + 23.64) = 172.51 \text{ KN/m}^2$$

b) Théorie des pressions des terres :

$$\sigma_h = k_a \sigma_v$$

$$k_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right) = 0.45$$

$$\sigma_h = 0.45 \times 988.48 = 444.816 \text{ KN/m}^2$$

c) L'expérience soviétique :

- Au niveau de la calotte :

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

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} = \frac{17.714}{\sin(2 \times 22)} = 25.5 \text{ m}$$

$$\sigma_{h1} = 22 \times 25.5 \times 0.45 - 2 \times 50 \sqrt{0.45} = 185.37 \text{ KN/m}^2$$

- Au niveau des pieds droits

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

$$\sigma_{h2} = 22 \times (4.997 + 25.5) \times 0.45 - 2 \times 50 \times \sqrt{0.45} = 234.84 \text{ KN/m}^2$$

d) Théorie de COULOUMB-RANKINE :

- Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = k_a \sigma_{v3} = 0.45 \times 423.57 = 190.61 \text{ KN/m}^2$$

- Au niveau de pieds droits :

$$\sigma_{h2} = \gamma m t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 22 \times 4.997 \times 0.45 - 2 \times 50 \sqrt{0.45}$$

$$\sigma_{h2} = -17.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_h = 190.61 + (-17.61) = 173 \text{ KN/m}^2$$

VI.4. Calcul des pressions agissant sur le soutènement de la structure globale :

VI.4.1. Pression verticale :

a) Méthode de TERZAGHI :

La largeur de la voute de décharge :

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

$$B = 17.714 + 2 \times 12.760 t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right) = 34.927 m$$

Dans notre cas, on a :

$$H=21.85 > B \text{ donc : } K=1$$

La pression verticale est :

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

Pour la couche de terrain de recouvrement :

$$\sigma_{v1} = \frac{(34.927 \times 16.5 - 2 \times 5)}{2 \times 1 \times t g 27} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1 \times 1.6 \times t g 27)}{34.927}} \right] + 0 e^{\frac{(-2 \times 1 \times 1.6 \times t g 27)}{34.927}}$$

$$\sigma_{v1} = 25.35 \text{ KN/m}^2$$

Pour la couche d'argile marneuse altérée :

$$\sigma_{v2} = \frac{(34.927 \times 17.5 - 2 \times 5)}{2 \times 1 \times \text{tg}27} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1 \times 8.6 \times \text{tg}27)}{34.927}} \right] + 25.35 e^{\frac{(-2 \times 1 \times 8.6 \times \text{tg}27)}{34.927}}$$

$$\sigma_{v2} = 150.65 \text{ KN/m}^2$$

Pour la couche d'argile marneuse compactée :

$$\sigma_{v3} = \frac{(34.927 \times 22 - 2 \times 50)}{2 \times 1 \times \text{tg}22} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1 \times 36.89 \times \text{tg}22)}{34.927}} \right] + 150.65 e^{\frac{(-2 \times 1 \times 36.89 \times \text{tg}22)}{34.927}}$$

$$\sigma_{v3} = 539.01 \text{ KN/m}^2$$

b) Théorie de BIERBAUMER :

La pression verticale est :

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

Pour une section de type fer à cheval :

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

$$B = 17.714 + 2 \times 12.760 \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2}\right) = 34.927 \text{ m}$$

Dans notre cas, on a :

$$15 \text{ m} \leq H \leq 200 \text{ m}$$

$$\alpha = 1 - \frac{H \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B} = 1 - \frac{21.85 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2}\right)}{34.927} = 0.715$$

Alors :

$$\sigma_v = \alpha \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i = 0.715 \times 988.48 = 706.76 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.2. Pression horizontale :

a) Méthode de TERZAGHI :

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

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = \frac{17.714}{2 \sin 22} = 23.64m$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 22 \times (0.5 \times 12.760 + 23.64) = 198.132 \text{ KN/m}^2$$

b) L'expérience soviétique :

- Au niveau de la calotte :

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

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} = \frac{17.714}{\sin(2 \times 22)} = 25.5m$$

$$\sigma_{h1} = 22 \times 25.5 \times 0.45 - 2 \times 50\sqrt{0.45} = 185.37 \text{ KN/m}^2$$

- Au niveau des pieds droits

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

$$\sigma_{h2} = 22 \times (12.760 + 25.5) \times 0.45 - 2 \times 50 \times \sqrt{0.45} = 311.69 \text{ KN/m}^2$$

c) Théorie de COULOUMB-RANKINE :

- Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = k_0 \sigma_{v3}$$

$$k_0 = (1 - \sin \varphi) x_1 x_2 x_3 = (1 - \sin 22) \times 0.7 \times 1 \times 0.5 = 0.219$$

$$\sigma_{h1} = 0.219 \times 539.01 = 118.04 \text{ KN/m}^2$$

- Au niveau de pieds droits :

$$\sigma_{h2} = \gamma m t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 22 \times 12.760 \times 0.45 - 2 \times 50 \sqrt{0.45}$$

$$\sigma_{h2} = 59.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_h = 118.04 + 59.24 = 177.28 \text{ KN/m}^2$$

VI.5. Calcul des pressions agissant sur le radier :

Théorie des poids des terres :

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

$$P = \sigma_v = 16.5 \times 1.6 + 17.5 \times 8.6 + 22 \times 36.89 = 988.48 \text{ KN/m}^2$$

$$K_a = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right) = 0.45$$

$$K_a = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{22}{2} \right) = 2.198$$

On détermine Z pour $E_a = E_p$ par :

$$Z = \frac{pk_a - 2C (\sqrt{k_p} - \sqrt{k_a})}{\gamma (k_p - k_a)} = \frac{988.48 \times 0.45 - 2 \times 50 (\sqrt{2.198} - \sqrt{0.45})}{22(2.198 - 0.45)} = 5.97m$$

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

$$E = E_a - E_p = \frac{\gamma Z}{2} (Z + 2H) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{1}{2} \gamma Z \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$E = \frac{22 \times 5.97}{2} (5.97 + 2 \times 21.85) \times 0.45 - \frac{1}{2} \times 22 \times 5.97^2 \times 2.198 = 606.10 \text{ KN/m}^2$$

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

$$T_0 = \frac{2 \times 606.10}{\cos 22} \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right) = 408.82 \text{ KN/m}^2$$

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

$$Y = \frac{5.97}{\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right)} = 8.85m$$

La contrainte sous le radier est calculée par la formule :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y}$$

$$\sigma = \frac{408.82}{8.85} = 46.19 \text{ KN/m}^2$$

Le soulèvement est vérifié par la formule :

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

$$\frac{T_0}{Y} = 46.19 \text{ KN/m}^2 \leq \left[\frac{4 \times 50}{(1 - \sin 22)} \right] (2 + \sin 22) \cos 22 = 70.10 \text{ KN/m}^2$$

Les valeurs des contraintes choisies pour le calcul, sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Les contraintes aux niveaux de tunnel.

Contraint vertical	Demi-section	423.57 KN/m²
	Section globale	539.01 KN/m²
Contraint horizontale	Demi-section	184.79 KN/m²
	Section globale	210.41 KN/m²
contraint au niveau de radier		46.19 KN/m²

VI.6. Dimensionnement du soutènement provisoire :

VI.6.1. Définition des charges agissant sur l'ouvrage :

- **La charge verticale :**

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l}$$

$$Q_0 = \sigma_v = 539.01 \text{ KN/m}^2$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$l_k = 2(r_k \cos \frac{\phi_0}{2}) = 2 \times (8.398 \times \cos \frac{60}{2}) = 14.55 \text{ m}$$

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

$$l_b = 2(r_b \cos \frac{\phi_0}{2}) = 2 \times (8.198 \times \cos \frac{60}{2}) = 14.20 \text{ m}$$

$$\Delta G = \left(\frac{f_k + l_k}{3} \gamma_h \right) \times a = \left(\frac{4.199 + 14.55}{3} \times 22 \right) \times 1 = 137.49 \text{ KN /m}$$

$$Q = \gamma_c \frac{2\phi_0}{360} 2\pi r = 0.613 \times \frac{2 \times 60}{360} \times 2 \times 3.14 \times 8.298 = 10.65 \text{ KN/m}$$

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l} = \frac{10.65 + 539.01 + 137.49}{14.37} = 47.82 \text{ KN/m}$$

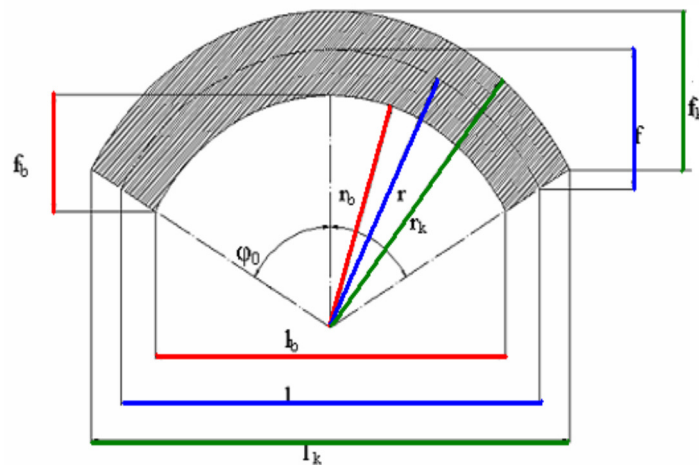


Figure. VI.2. présentation des différentes dimensions

• **La charge horizontale :**

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

$$e_0 = \sigma_v k_a - 2C\sqrt{k_a} = 539.01 \times 0.45 - 2 \times \frac{50}{2} \times \sqrt{0.45} = 209.01 \text{ KN/m}^2$$

$$e_1 = (H + f)\gamma_h k_a - 2C\sqrt{k_a} = (21.58 + 4.149) \times 22 \times 0.45 - 50 \times \sqrt{0.45}$$

$$e_1 = 221.18 \text{ KN/m}^2$$

$$e = \frac{e_1 + e_0}{2} = \frac{209.01 + 221.18}{2}$$

$$e = 215.095 \text{ KN/m}^2$$

$$p_h = e \frac{f_k}{f} = 215.095 \times \frac{4.199}{4.149}$$

$$p_h = 217.69 \text{ KN/m}^2$$

• **Réactions d'appuis :**

Selon le rapport f/l on choisit les coefficients α et β à partir du tableau III.1

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

Donc :

$$\alpha_m = 0.1010$$

$$\alpha_h = 0.4415$$

$$\beta_m = -0.01010$$

$$\beta_h = -0.1749$$

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

- **Pour la charge verticale:**

$$M_v = \alpha_m P_v l^2 = 0.01010 \times 47.82 \times 14.37^2 = 99.73 \text{ KN.m}$$

$$H_v = \alpha_h P_v l = 0.4415 \times 47.82 \times 14.37 = 303.39 \text{ KN}$$

$$V_v = P_v \frac{l}{2} = 47.82 \times \frac{14.37}{2} = 343.59 \text{ KN}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} = \sqrt{303.39^2 + 343.59^2} = 458.37 \text{ KN}$$

- **Pour la charge horizontale:**

$$M_h = \beta_m P_h l^2 = -0.01010 \times 217.69 \times 14.37^2 = -454.02 \text{ KN.m}$$

$$H_h = \beta_h P_h l = -0.1749 \times 217.69 \times 14.37 = -547.88 \text{ KN}$$

$$V_h = 0$$

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

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{458.37}{78.1 \times 10^{-4}} + \frac{99.73}{570 \times 10^{-6}} = 233.66 \text{ Mpa} < \sigma_e = 275 \text{ Mpa}$$

VI.6.2.Calcul des Moments et des efforts pour le soutènement Provisoire :

Le calcul des Moments et des efforts a été faite à l'aide du logiciel d'éléments finis PLAXIS. Le Modèle de Mohr-Coulomb est adopté afin de modéliser le comportement Plastique du sol. Les paramètres définissant ce modèle sont : la masse volumique γ , l'angle de frottement interne ϕ , la cohésion c , le module élastique d'Young E , le Coefficient de Poisson ν .

VI.6.2.1.Les 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

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

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

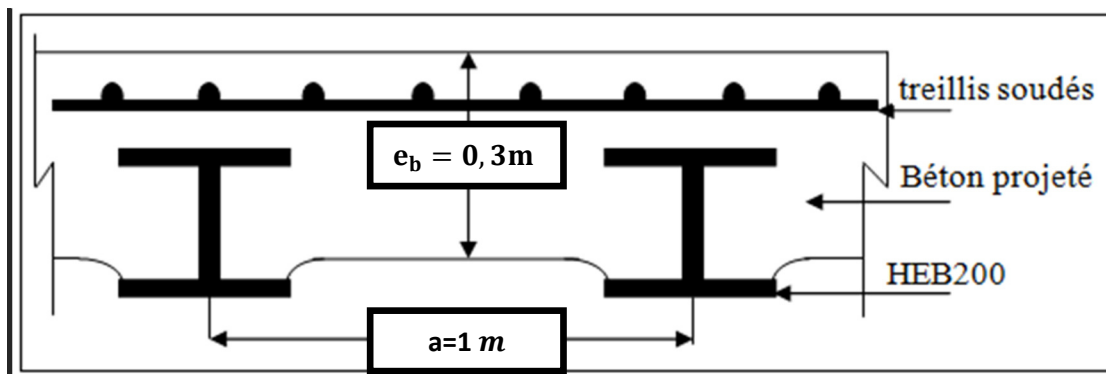


Figure VI.3. Soutènement provisoire

❖ **Les caractéristiques de Béton projeté :**

Tableaux.VI.2: de caractéristique de béton projet.

Béton projeté					
e_b (m)	f_{c28} (MPa)	W (m ³)	E_b (MPa)	I_b (m ⁴)	ν
0,3	25	0,015	10000	$2,25 \cdot 10^{-3}$	0,2

❖ **Les caractéristiques du profile HEB200 :**

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

❖ **Les caractéristiques des boulons d'ancrage**

La longueur de boulons d'ancrage $L = 6m$

Diamètre de boulons d'ancrage $D=32\text{mm}$

Section du boulons de $\phi = 32\text{mm}$ de diamètre $A = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{\pi (32)^2}{4} = 803,84\text{mm}^2$

Module de Young : $E_b = 2,1 \times 10^5 \text{MPa}$

VI.6.2.2. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en

Béton Projeté

VI.6.2.2.1. Rigidités des cintres métalliques

➤ **A la compression :**

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

➤ **A la flexion :**

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

VI.6.2.2.2. Rigidité de la voûte en béton projeté

➤ **A la compression :**

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

➤ **A la flexion :**

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

VI.6.2.3. Les calculs de du soutènement provisoire

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

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

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

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

Le tableau suivant représente les caractéristiques mécaniques utilisé pour modéliser notre tunnel Tableau.VI.3.

Tableau.VI.3 : Caractéristiques mécaniques.

Identification	Modèle	EA (KN /m)	EI (KN.m ² /m)	W (KN /m)	v
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

VI.7.Conclusion :

Dans ce chapitre, un calcul des charges verticales et horizontales agissantes sur le soutènement provisoire est effectuée avec l'utilisation de la méthode de TERZAGHI. Les charges ne sont très importantes en raison de la faible couverture de tunnel qui présente une hauteur de 22m. Les dimensions de soutènement provisoires (cintre, béton projeté et boulons d'ancrage) ont été calculés et vérifiés.



CHAPITRE VII
MODELISATION ET
DISCUSSION

VII.1. Introduction :

Le soutènement provisoire peut être défini analytiquement comme étant un cintre en forme d'arc porteur encastré aux deux extrémités, les efforts qui entrent dans le calcul sont les poussées verticales et horizontales.

Les sollicitations dues aux poussées des terres autour de tunnel peuvent être créer un endommagement ou des déformations au niveau de soutènement provisoire, ces sollicitations sont liées directement aux caractéristiques géotechniques du sol, propriétés de soutènement et à la méthode de creusement ainsi que le pas d'avancement.

Dans cette partie, nous allons modéliser numériquement notre section en utilisant la méthode du creusement séquentielle. Pour des raisons de la présence du front de taille, il est nécessaire d'utiliser un modèle tridimensionnel.

VII.2. Modélisation du tunnel :

La modélisation de tunnel consiste à créer une représentation simplifiée des sept types de front de taille avec et sans tubes de renforcement de front de taille pour déduire les différentes sollicitations dues a l'interaction sol- soutènement- renforcement

VII.3.Application du projet :

La modélisation de tunnel s'effectuer au moyen d'un logiciel Plaxis 2D en utilisant la méthode de creusement en demi-section de creusement (creusement en demi-section et creusement en section divisé).

VII.3.1. Génération de la géomètre de modèle :

Les deux tubes de tunnel se trouvent à une profondeur d'environ 22 m avec un espacement de 40 m entre les deux axes de tunnels. Le terrain au dessus le 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 1,5 m. La figure VII.1 présente le modèle utilisé en Plaxis pour le creusement en demi-section..

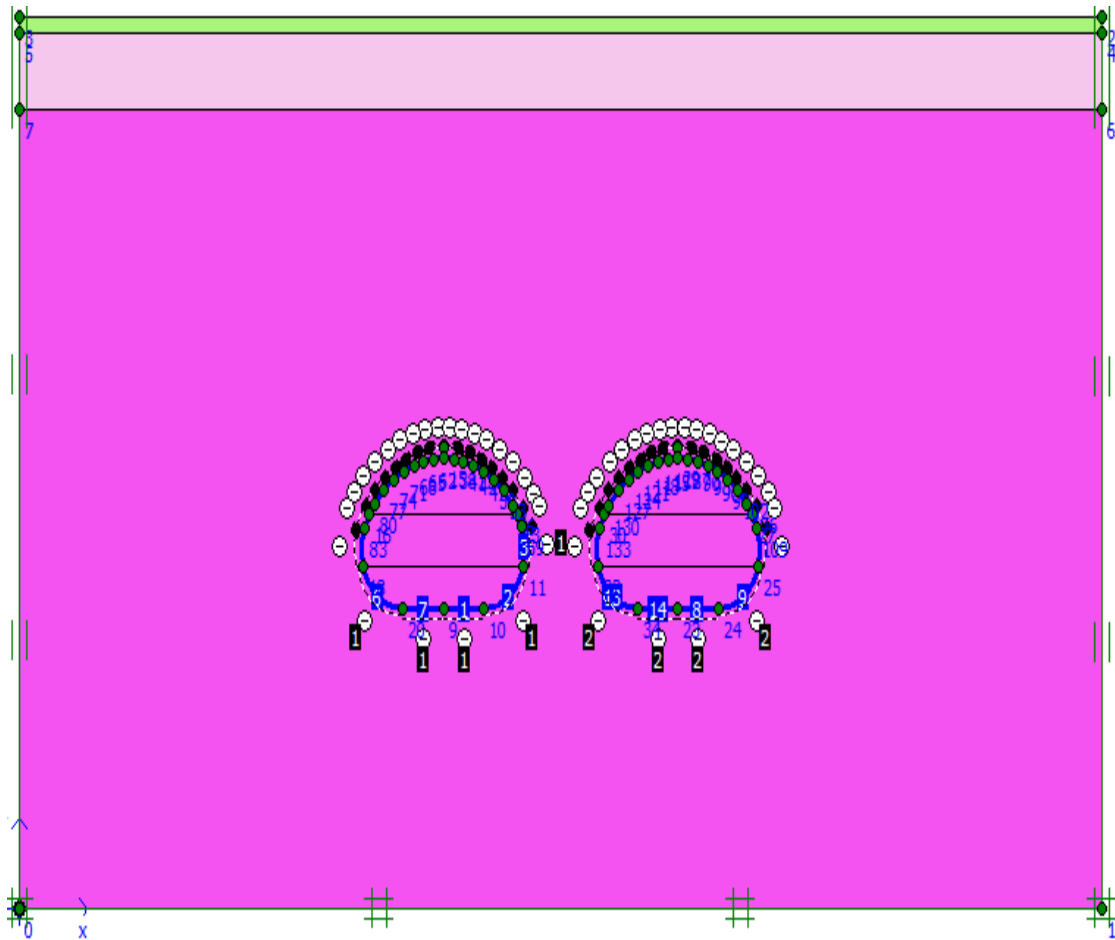


Figure .VII.1: la géométrie de l'ouvrage sous Plaxis.

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible 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 VII.2) .

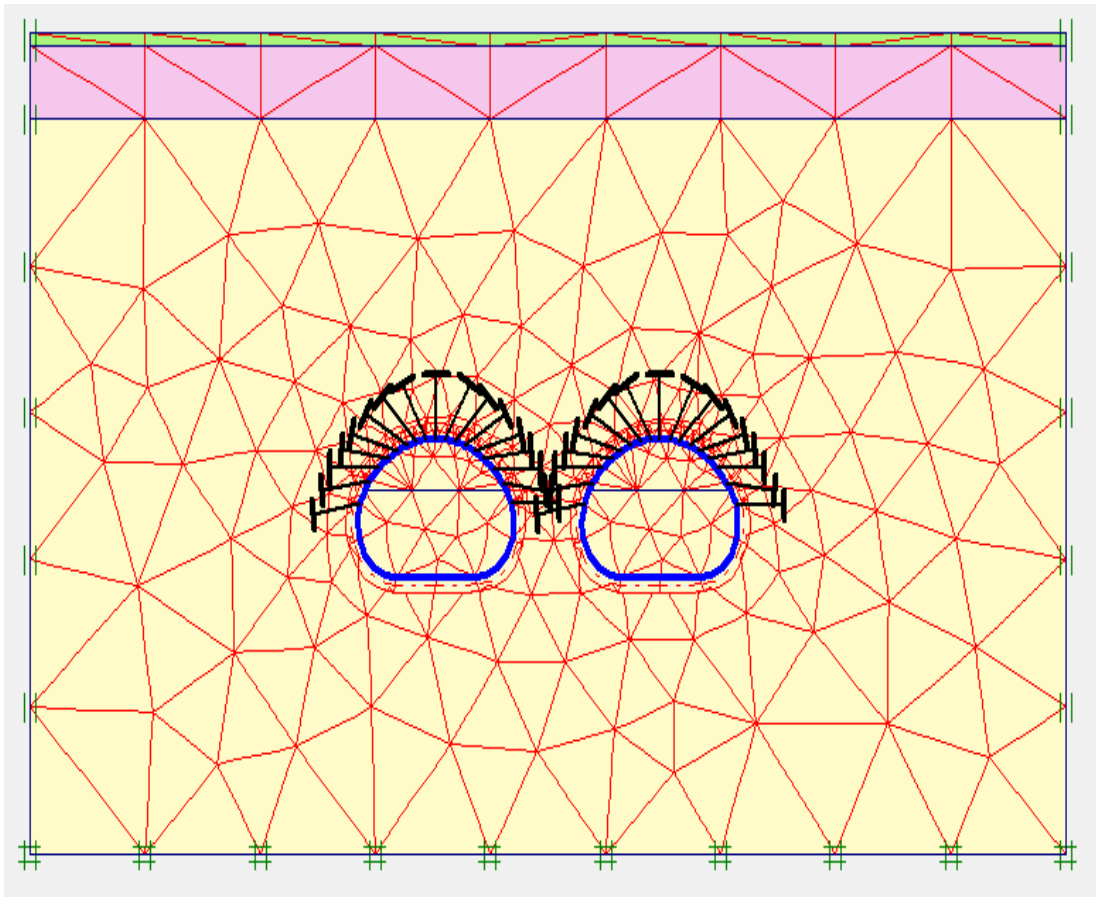


Figure .VII.2 : Le maillage de l'ouvrage sous Plaxis.

VII.3.2. Phasage de calcul

Les phases de calcul sont en fonction de la méthode de creusement à suivre dans le tunnel.

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.

VII. 4. Renforcement du front de taille par l'utilisation de la méthode FIT :

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). Le Tableau VII.1 présente les principales caractéristiques mécaniques des tubes en verre/polyester (FIT) utilisés dans le renforcement du front de taille.

Tableau VII.1 : Caractéristiques mécaniques des tubes en verre/polyester

Résistance à la traction	800 N/mm²
Résistance au cisaillement	33000 Mpa
Module d'élasticité	3,263 Mpa
Poids linéique	1708 mm ²
Section résistante	1708 mm ²

VII. 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.

φ : Angle de frottement du terrain.

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

$$\Delta\sigma_3 = \frac{nF_a}{S}$$

$$F_a = A\sigma_{adm}$$

Avec :

n : Nombre de boulons.

F_a : Force axiale dans un boulon.

A : Section de résistance d'un boulon.

σ_{adm} : Contrainte maximale admissible en traction dans un boulon.

S : Section du front.

VII.4.1.1. Front de taille F0 :

La cohésion du front de taille (F0) qui ne contient aucun tube de renforcement est la même cohésion du sol entourant le tunnel qui est de l'ordre de 50 KPa. La Figure VII.3 présente la coupe de transversale du front de tunnel (F0) sans tubes de renforcement.

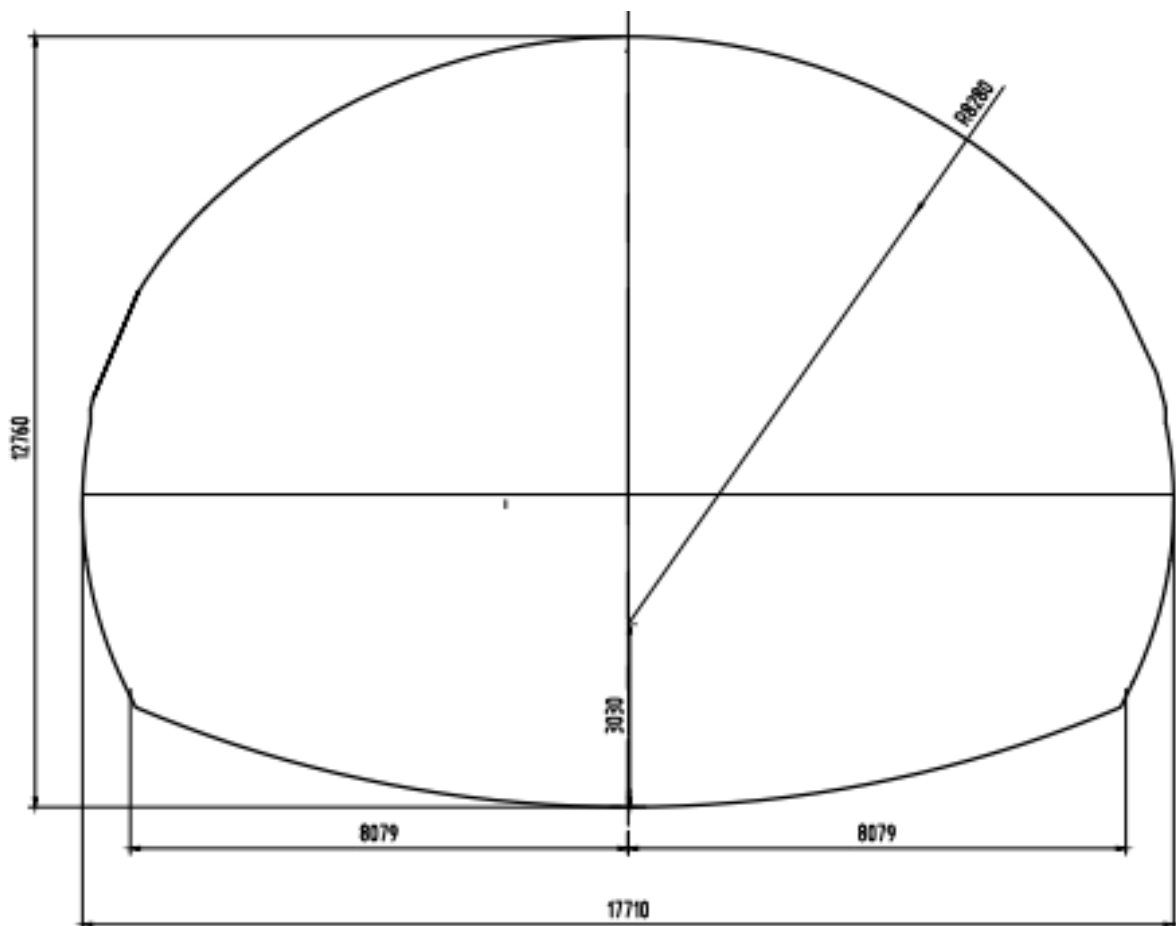


Figure. VII.3. Front de taille F0 (Nombre des Tubes Fit = 0, C=50KPa)

VII.4.1.2. Front de taille (F1) :

Le front de taille F1 présente une surface d'excavation de tunnel avec la mise en place de 14 tubes 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 : 113 KPa. La Figure VII.4 présente la coupe de transversale du front de tunnel (F1).

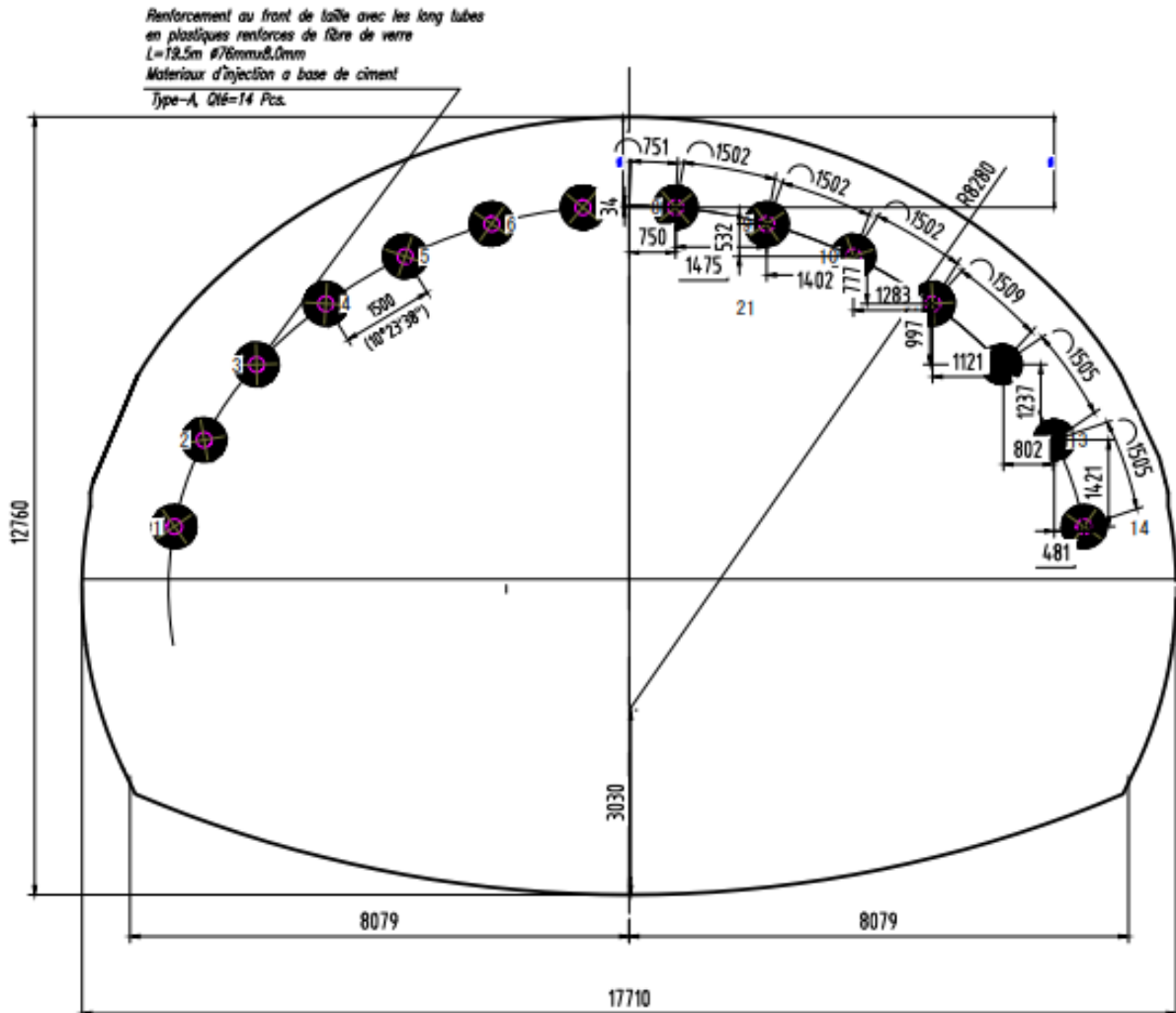


Figure. VII.4. Front de taille F1 (Nombre des Tubes Fit = 14, $C=113KPa$)

VII.4.1.3. Front de taille (F2) :

Le type de front de taille (F2) contient 25 pièces de tubes perforés est injectés par le coulis de ciment. L'augmentation de nombre des tubes de renforcement en verre/polyester entraîne une augmentation de la surface renforcée et par conséquent une augmentation de la cohésion du sol entourant le tunnel. La valeur du C dans ce cas est d'environ de 163KPa. La Figure VII.5 présente la coupe de transversale du front de tunnel (F2).

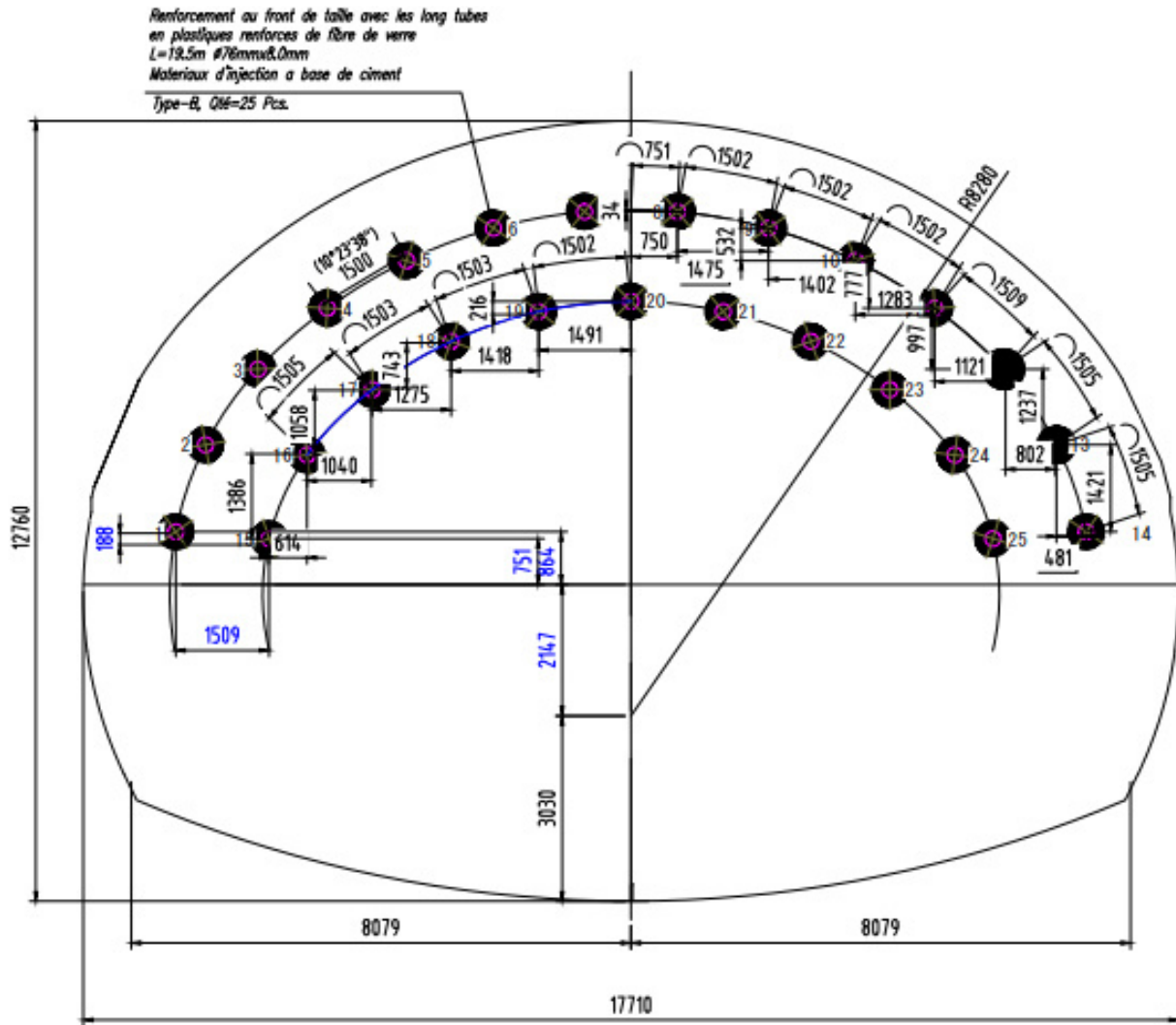


Figure. VII.5. Front de taille F2 (Nombre des Tubes Fit = 25, C=163KPa)

VII.4.1.4. Front de taille (F3) :

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 met en premier lieu dans la partie supérieure de tunnel. Le front de taille (F3) contient un nombre des tubes important qui est de l'ordre de 33 tubes avec une valeur de la cohésion de 199KPa. La Figure VII.6 présente la coupe de transversale du front de tunnel (F3).

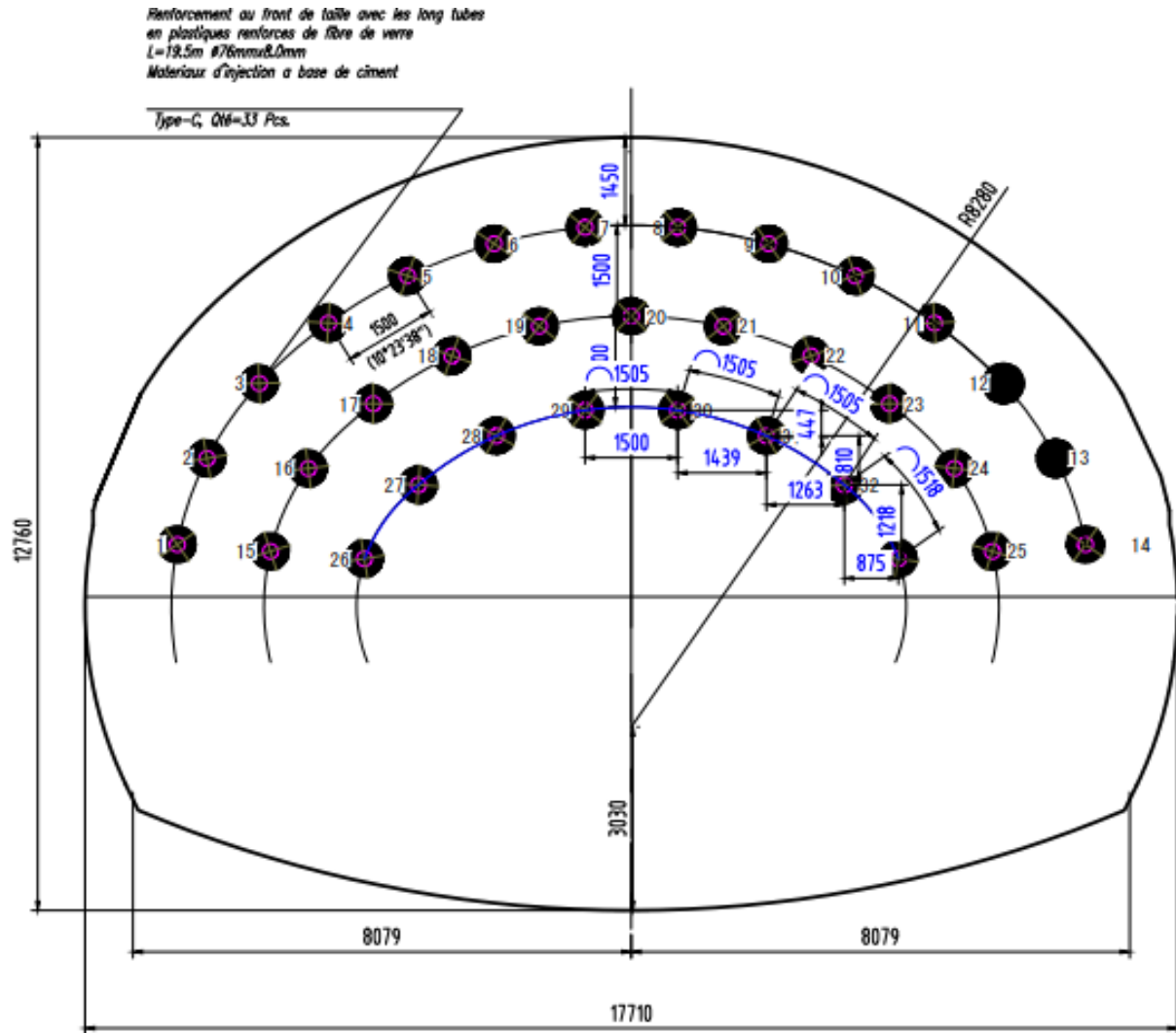


Figure. VII.6. Front de taille F3 (Nombre des Tubes Fit = 33, C=199KPa)

VII.4.1.5. Front de taille (F4) :

Le creusement de tunnel par la méthode en demi-section qui est utilisée dans les cas où le sol entourant le terrain présente des caractéristiques médiocres. Il est important de renforcer le front de taille pour garder la stabilité de soutènement provisoire. Le front de taille (F4) présente un front renforcé par trois rangées des tubes de renforcement avec un nombre total de 38 tubes. La Figure VII.7 présente la coupe de transversale du front de tunnel (F4) avec une valeur de la cohésion C d'environ 221 KPa.

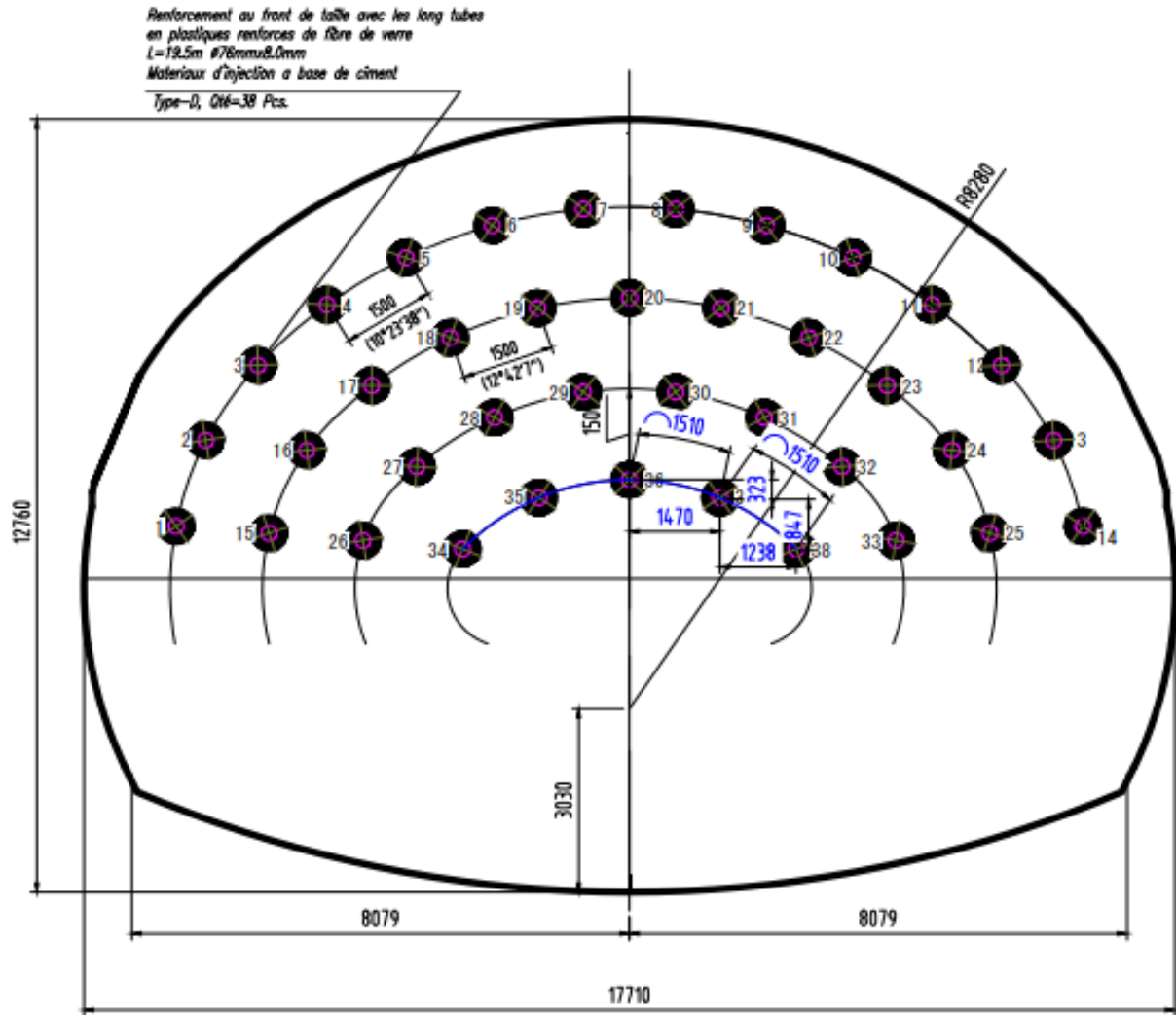


Figure. VII.7. Front de taille F4 (Nombre des Tubes Fit = 38, C=221KPa)

VII.4.1.6. Front de taille (F5) :

Le front de taille (F5) présente une surface renforcée par 4 rangées de tubes (FIT) de renforcement distribué uniformément sur toute la surface supérieure de tunnel (Calotte+1/2 Stross) avec un nombre total des tubes de 41 tubes. La valeur de la cohésion de ce type de front de taille est de l'ordre de 235KPa. La Figure VII.8 présente la coupe de transversale du front de tunnel (F5).

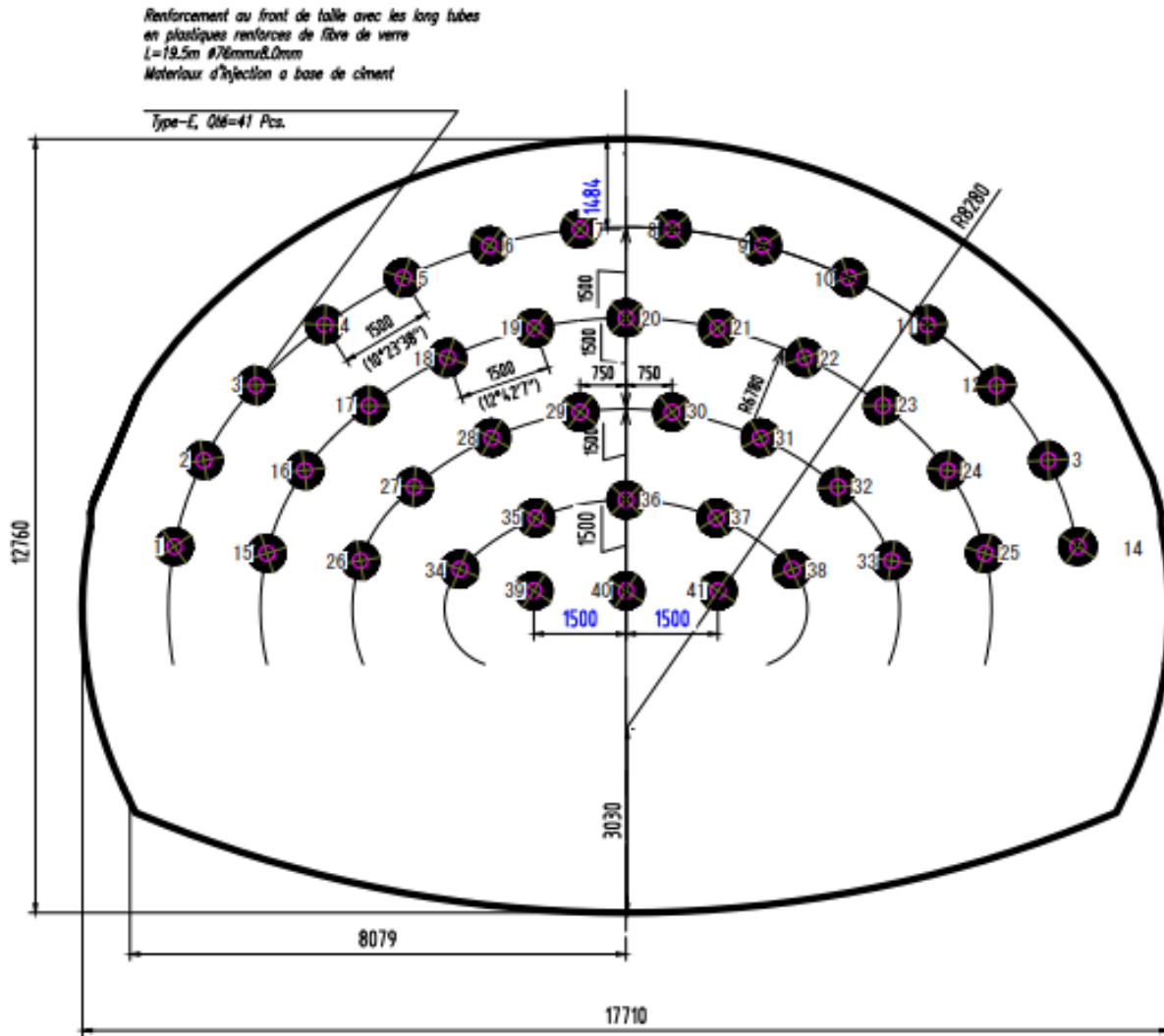


Figure. VII.8. Front de taille F5 (Nombre des Tubes Fit = 41, C=235KPa)

VII.4.1.7. Front de taille (F6) :

Le front de taille (F5) présente une surface renforcée par 5 rangées de tubes (FIT) de renforcement distribué uniformément sur toute la surface supérieure de tunnel (Calotte+2/3 Stross) avec un nombre total des tubes de 52 tubes. La Figure VII.9 présente la coupe de transversale du front de tunnel (F6). La valeur de la cohésion de ce type de front de taille est de l'ordre de 285KPa.

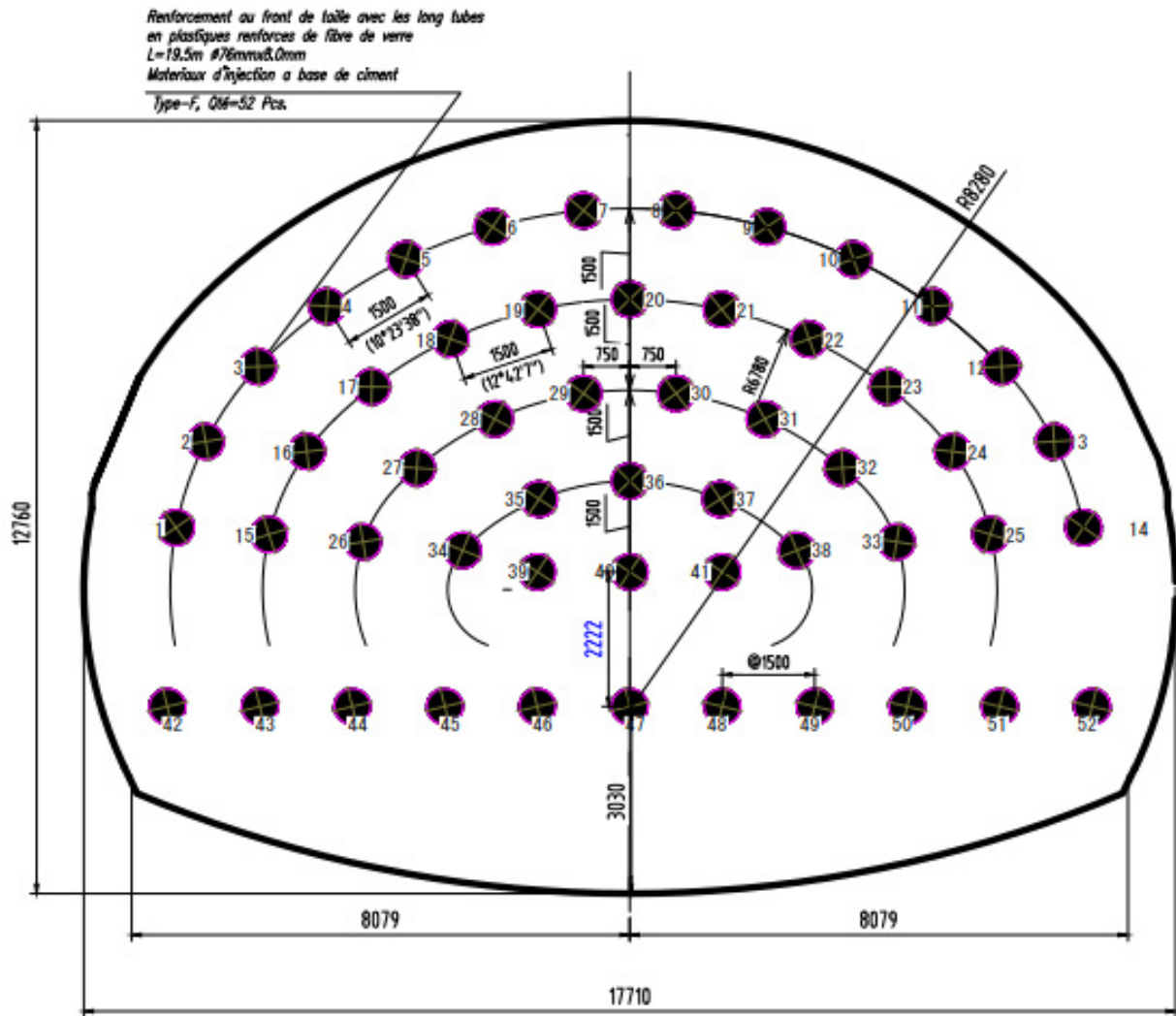


Figure. VII.9. Front de taille F6 (Nombre des Tubes Fit = 52, C=285KPa)

VII.5. Résultats et discussion :

Pour mieux comprendre la réponse de soutènement ainsi que le comportement du front de taille au moment d'excavation. Les différents types de front de taille proposés dans notre étude sont modélisés sous logiciel Plaxis avec la mise en place des tubes en verre/polyester au niveau du front de taille.

VII .5.1. Effet de renforcement du front de taille sur le comportement de soutènement provisoire au niveau de la calotte :

- **Déplacement vertical :**

L'excavation de tunnel commençant par la partie supérieure peut entraine des déformations du terrain ainsi qu'un désordre des contraintes qui provoque par la suite un déplacement vertical au niveau de la calotte. La figure VII.10 présente le déplacement vertical au niveau de la calotte pour les différents fronts de taille analysés

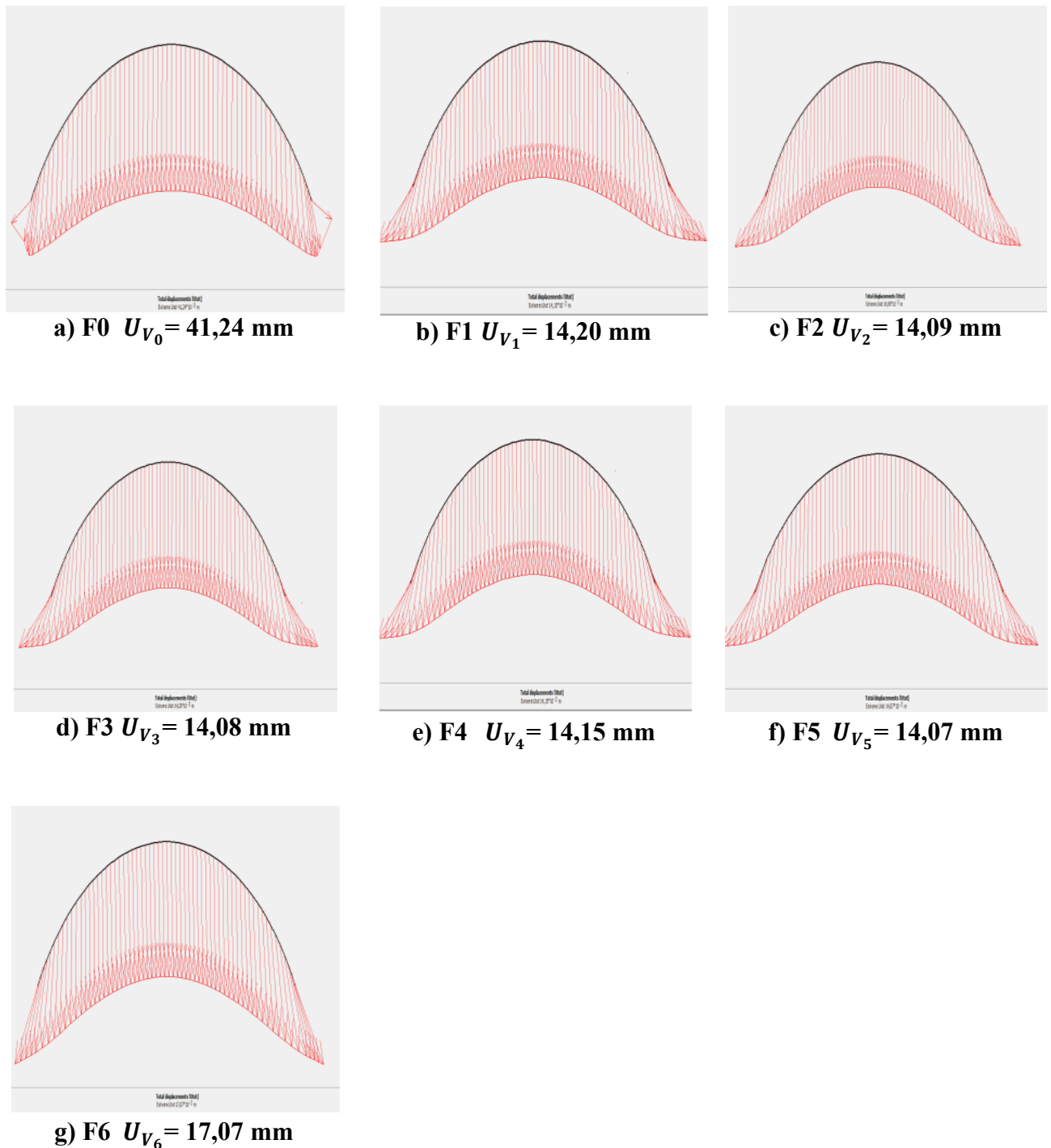


Figure VII.10. Déplacement vertical de la calotte pour chaque type du front de taille.

Le type de front avec 0 tube de Fit (F0) présente la valeur la plus importante de déplacements verticaux au niveau de la calotte. Il est de l'ordre de 41,24 mm. Cette valeur de déplacement qui est due aux mauvaises caractéristiques du terrain entourant le tunnel ainsi qu'à la faible profondeur, peut entraîner un endommagement important de soutènement provisoire avec un

éboulement de terrain qui cause des risques au moment d'excavation. La mise en place des tubes de renforcement en fibre de verre injectés par un coulis de ciment de bonnes caractéristiques mécaniques et physiques provoque une amélioration importante de la cohésion du terrain entourant le tunnel. Cette amélioration du C entraîne une diminution remarquable de déplacement verticale au niveau de la calotte.

Les différents résultats de déplacement vertical sont analysés par l'utilisation de la courbe de régression linéaire on utilisant l'équation ($y=Bx+A$) avec B et A sont de constantes (Figure.VII.11). Cette équation on permet de déduire le taux de changement de déplacement vertical par la relation $[(B/A) \times 100]$.

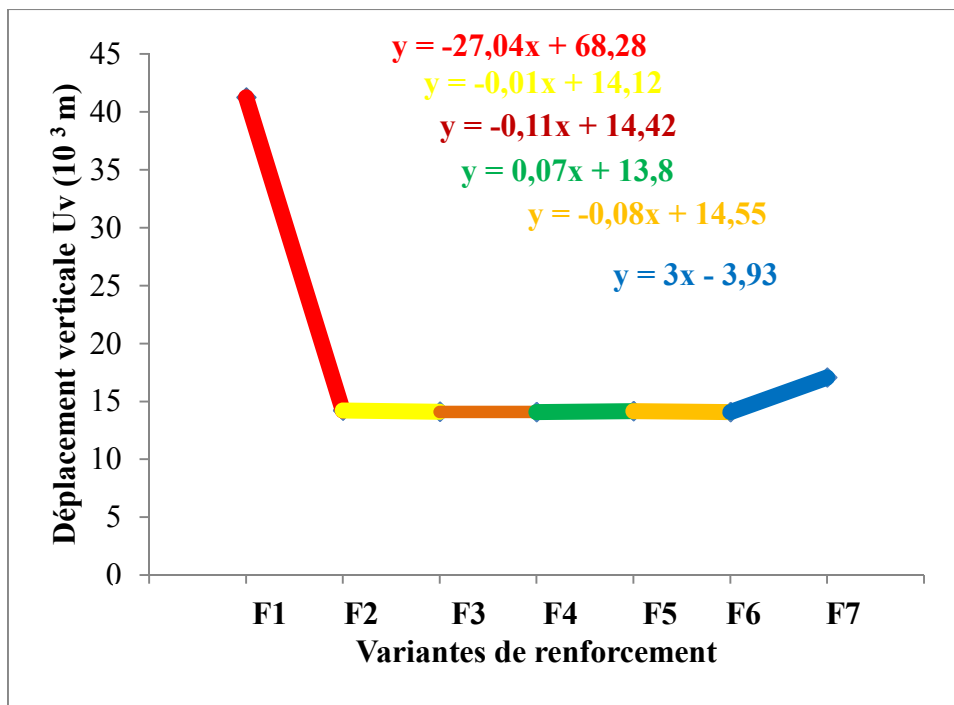


Figure VII.11: Déplacement vertical dans la calotte en fonction de type du front de taille

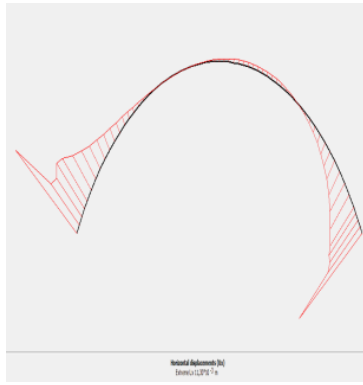
On constate sur la figure.VII.11 que le déplacement vertical est largement affecté par la mise en place des tubes de renforcement de front de taille. En effet une diminution du taux de changement de déplacement vertical au niveau de la calotte qui est de l'ordre de 39,6%. Cette forte diminution est due essentiellement à l'ajout des 14 tubes en FIT dans la partie supérieure de la calotte (Tableau VII.2). En plus, l'augmentation de nombre des tubes Fit dans la section du front de taille entraîne une stabilité du front de taille avec un taux de changement de déplacement vertical proche de 1%.

Tableau.VII.2 : Taux du changement du déplacement vertical de la calotte.

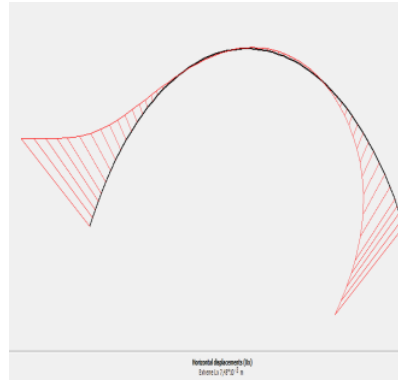
Types de front	F0	F1	F2	F3	F4	F5	F6
B/A (%)	0	-39,6	0,71	0,76	0,51	0,55	76,34

- **Déplacement horizontal :**

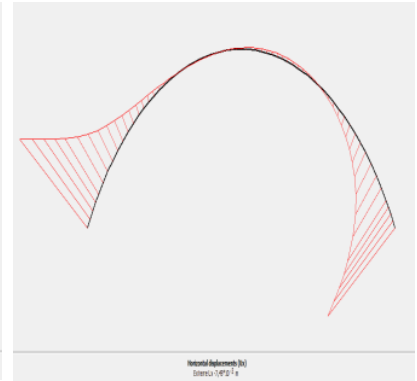
Le renforcement du front de taille de tunnel est une opération indispensable dans le cas de présence d'un éboulement. Il assure la sécurité de chantier ainsi que la stabilité de soutènement. La figure.VII.12 présente le déplacement horizontal au niveau de la calotte de chaque type de front de taille.



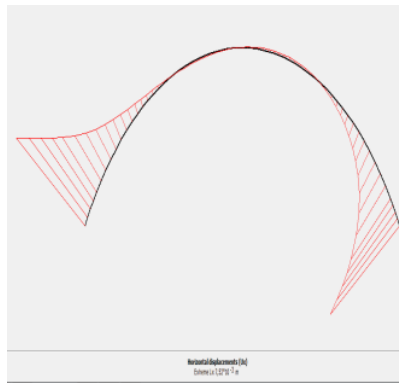
a) F0 $U_{h_0} = 11,35 \text{ mm}$



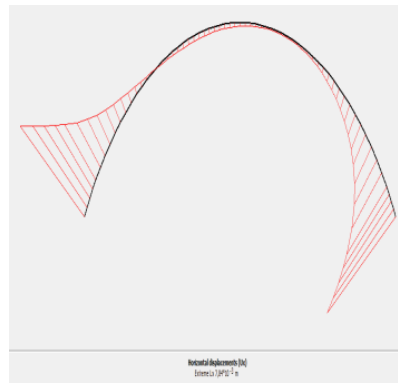
b) F1 $U_{h_1} = 7,48 \text{ mm}$



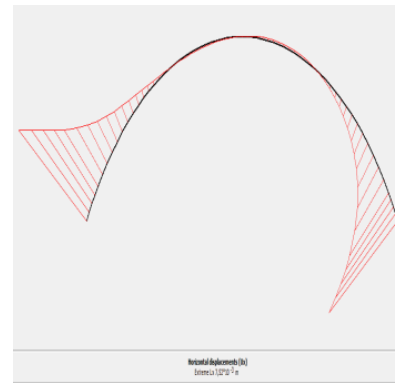
c) F2 $U_{h_2} = 7,49 \text{ mm}$



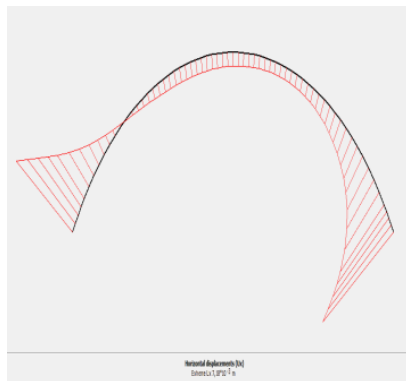
d) F3 $U_{h_3} = 7,52 \text{ mm}$



e) F4 $U_{h_4} = 7,84 \text{ mm}$



f) F5 $U_{h_5} = 7,52 \text{ mm}$



g) F6 $U_{h_6} = 7,18 \text{ mm}$

Figure.VII.12 : Déplacement horizontal de la calotte pour chaque type de front de taille.

Il est très important de signaler que le déplacement vertical au niveau de la calotte est largement affecté par l'ajout des tubes en verre/polyester (FIT). En effet, la figure.VII.13 présente la régression linéaire entre les déplacements horizontaux des différents types de front

de taille. On remarque sur cette figure que le déplacement horizontal dans la calotte diminue sensiblement avec l'ajout des tubes FIT au niveau du front de taille. Cette diminution est en fonction des caractéristiques du terrain, en particulier la cohésion C , qui sont améliorées par la mise en place des tubes de renforcement.

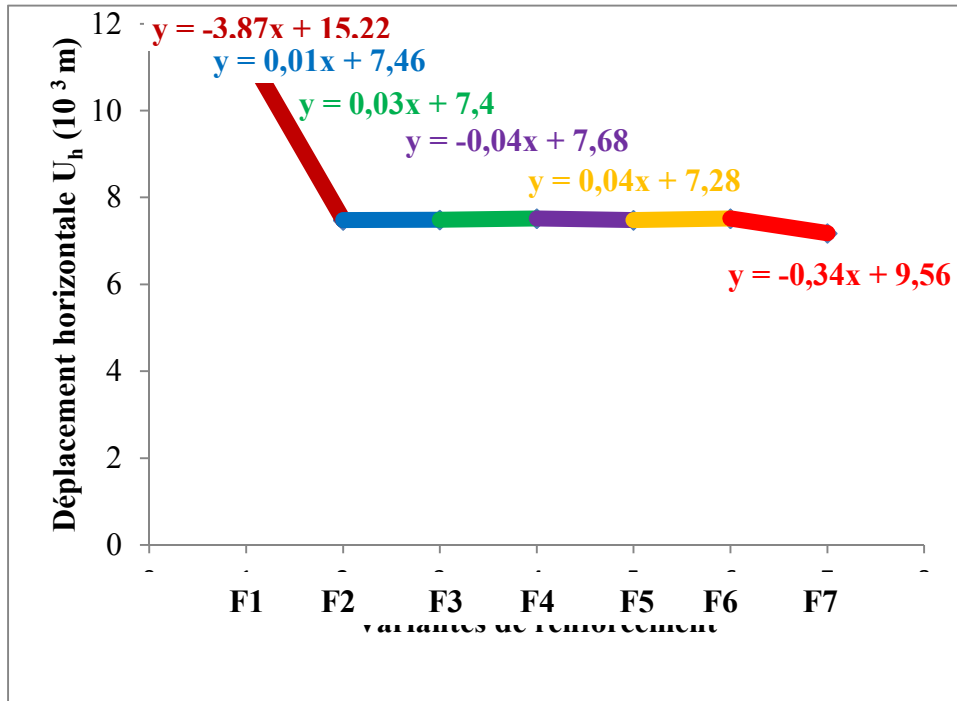


Figure.VII.13. Déplacement horizontal dans la calotte en fonction de type de front de taille

Le taux de changement des déplacements horizontaux au niveau de la calotte entre le type de front de taille F0 qui ne contient aucun tube de renforcement et le front de taille F1 qui contient 14 tubes de renforcement est de l'ordre de 25,43% (Tableau.VII.3). Ce taux de changement prend une valeur entre 0 et 3% pour les autres fronts de taille étudiés. Il est fortement probable que le renforcement de la partie supérieure de tunnel (par l'ajout de 14 tubes FIT) entraîne une forte stabilité de l'ensemble des parties de tunnel (calotte + stross). En plus, le sol devant le tunnel subit une amélioration importante des propriétés physiques.

Tableau.VII.3. Taux du changement du déplacement horizontal de la calotte.

Types de front	F0	F1	F2	F3	F4	F5	F6
B/A (%)	0	-25,43	0,13	-0,41	0,52	0,55	-3,56

- **Moment fléchissant:**

Le soutènement provisoire de tunnel participe à la stabilité de tunnel soit au moment d'excavation, soit au moment de service. Cependant, lorsque le front de taille de tunnel est instable, il est nécessaire de mettre des renforcements en tube perforés et injectés par une résine ou un coulis de ciment pour stabiliser le sol devant le tunnel. La figure.VII.14 présente les résultats du moment fléchissant au niveau de la calotte pour les différents fronts de taille étudiés.

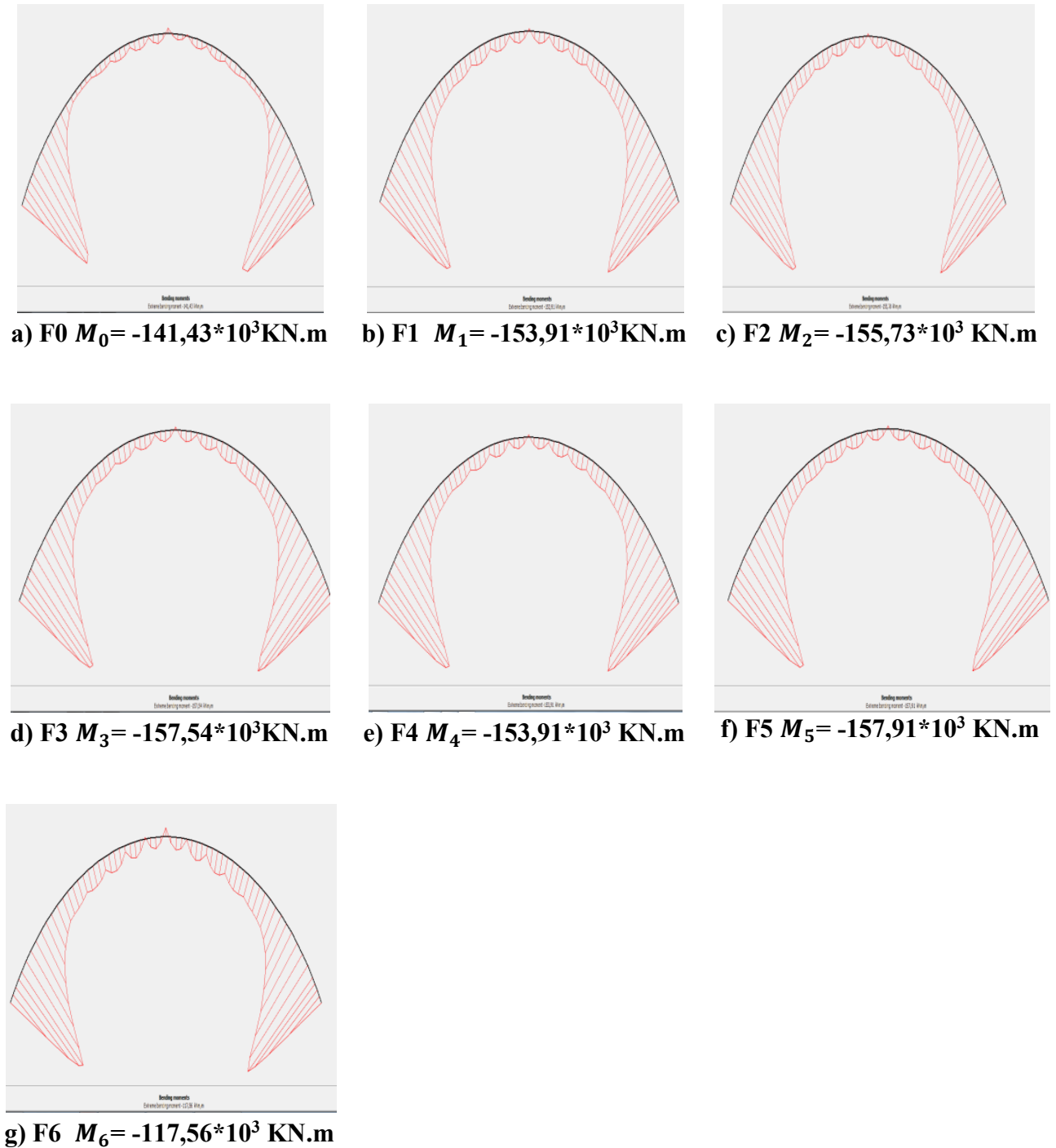


Figure VII.14 : Moment fléchissant de la calotte pour chaque type de front de taille.

On remarque sur la figure.VII.15 que le moment fléchissant dans la calotte des différents types de front étudiés n'est pas largement affecté par l'ajout des tubes de renforcement de front de taille. En effet, les valeurs de moment fléchissant sont entre : $157,91.10^3\text{KN.m}$ et $117,56.10^3\text{KN.m}$.

La mise en place des tubes de renforcement en verre/polyester injectés par un coulis de ciment entraine une amélioration de sol devant et au dessus de tunnel. Ce sol subit une pénétration par plusieurs tubes sur une longueur importante avec une pénétration du coulis de ciment qui permet de remplir plusieurs parties dans le sol et par conséquent la création d'une surface raid devant le tunnel. Cette opération entraine une stabilité du front de taille, mais elle présente un faible influence pour le soutènement provisoire qui contient des cintres, stross, béton projeté et boulon d'ancrages latéraux. En effet, le taux de changement de moment fléchissant en fonction de type de front de taille étudié présente des valeurs entre 1 et 10% (Tableau.VII.4). Le front de taille renforcé par 52 tubes en FIT (F6) présente une valeur minimale qui est de l'ordre de 10,09% qui est due essentiellement à création d'un sol très amélioré avec une cohésion importante. Cependant, cette valeur du taux de changement en moment fléchissant est largement affectée par la faible profondeur de tunnel.

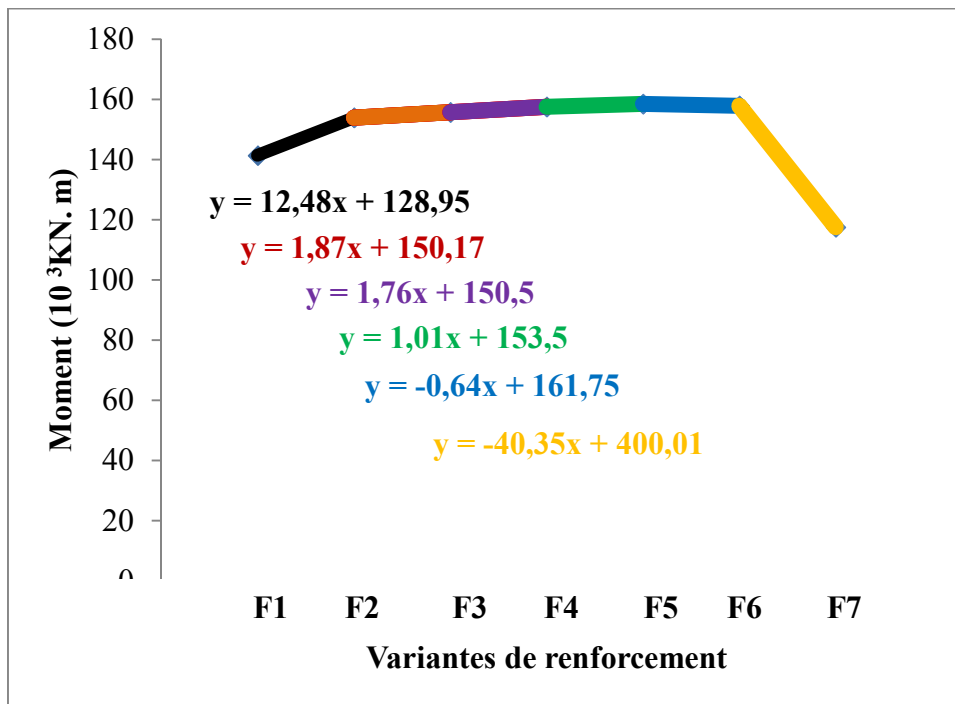


Figure.VII.15 : Moment dans la calotte en fonction de type de front de taille.

Tableau.VII.4 : Taux du changement du moment fléchissant de la calotte.

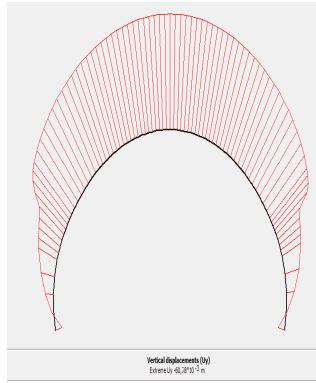
Types de front	F0	F1	F2	F3	F4	F5	F6
B/A (%)	0	+9,68	+1,25	+1,17	-0,66	-0,40	-10,09

VII.5.2. Effet de renforcement du front de taille sur le comportement de soutènement provisoire au niveau du stross :

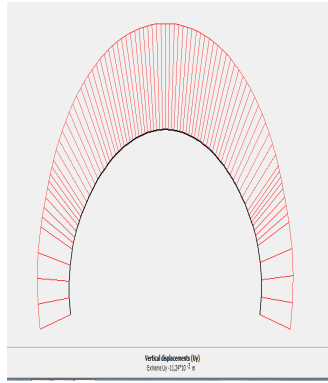
L'excavation de la calotte et du stross est réalisée successivement et le soutènement cintres de voûte et étrépillons de radier est mis en place systématiquement après chaque étape. Toutefois, le processus de creusement provoque une perturbation du massif encaissant et engendre des venues de sol au niveau du tunnel. Celles-ci résultent de déplacements des terrains vers le front de taille.

- **Déplacement vertical:**

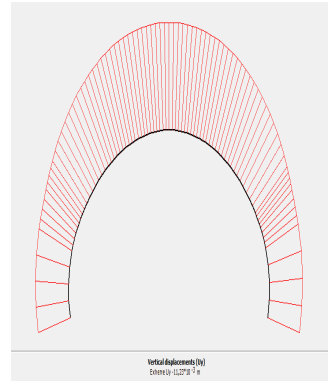
La méthode d'excavation en demi-section est utilisée généralement dans le cas où le terrain présente des caractéristiques moyennement faibles. Cette méthode en permet de minimiser les déformations et les déplacements du front de taille. Cependant, pour un tunnel qui présente une profondeur faible et des mauvaises caractéristiques, cette méthode devient insuffisante pour garder la stabilité du front de taille. En effet, la figure .VII.16 présente les déplacements verticaux au niveau des stross pour chaque type de front de taille. Pour le cas de front de taille sans tubes de renforcement en verre/polyester (F0), les déplacements verticaux sont très importants (de l'ordre de 6 cm). Ce déplacement est certainement associé par des venues de sol au front de taille avec une déformation importante de soutènement provisoire qui peut créer des dommages aux cintres.



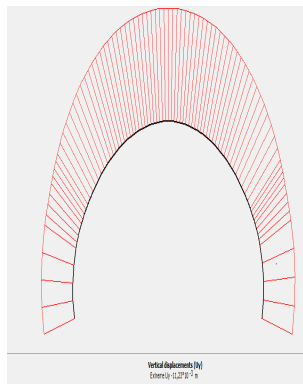
a) F0 $U_{V_0} = 60,67\text{mm}$



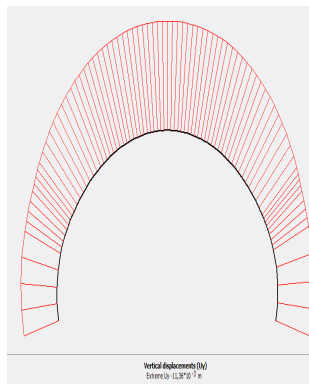
b) F1 $U_{V_1} = 11,24\text{mm}$



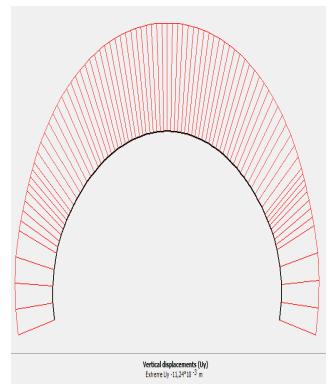
c) F2 $U_{V_2} = 11,23\text{mm}$



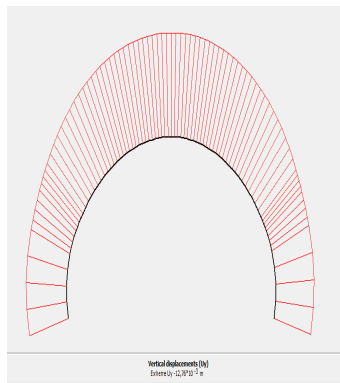
d) F3 $U_{V_3} = 11,23\text{mm}$



e) F4 $U_{V_4} = 11,36\text{mm}$



f) F5 $U_{V_5} = 11,24\text{mm}$



g) F6 $U_{V_6} = 12,76\text{mm}$

Figure.VII.16: Déplacement vertical de stross pour chaque type de front de taille.

La mise en des tubes de renforcement en verre/polyester entraine une diminution importante des déplacements verticaux au niveau des stross (Figure VII.17) avec un taux de changement de déplacement vertical de l'ordre de -40,62% (Tableau.VII.5). Il est important de signaler que le renforcement de la partie supérieure de tunnel (Calotte) a une influence importante sur le déplacement vertical des parties latérales de tunnel (stross). En plus, l'augmentation des

nombre de tubes de renforcement en verre/polyester provoque plus de stabilité des déplacements verticaux au niveau des stross.

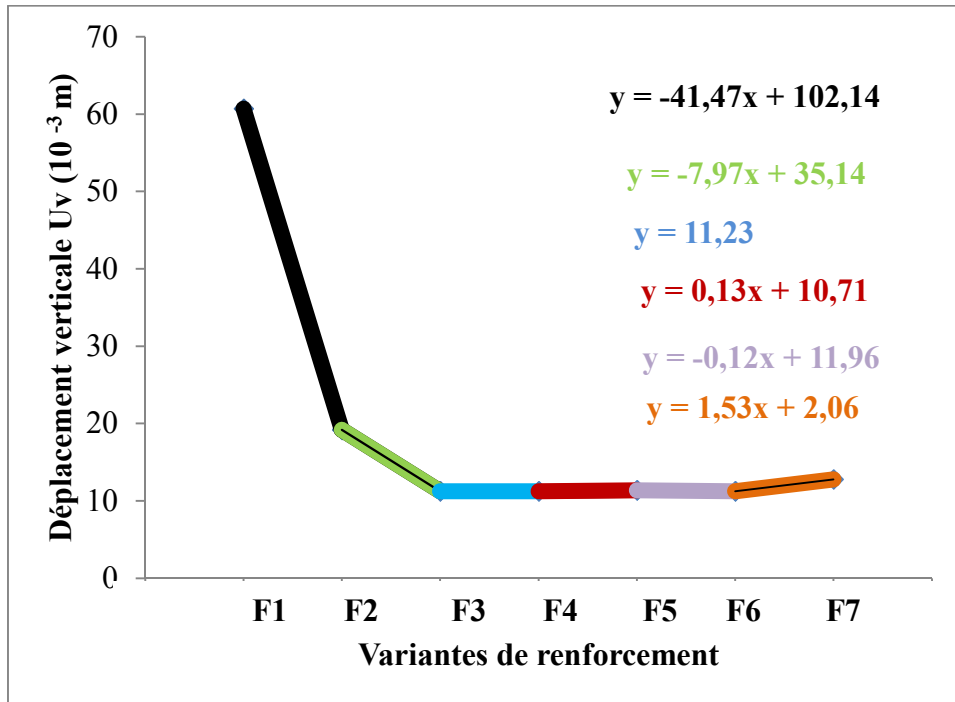


Figure. VII.17. Déplacement vertical dans les stross en fonction de type de front de taille.

Tableaux VII.5 : Taux de changement de déplacement vertical dans les stross.

Types de front	F0	F1	F2	F3	F4	F5	F6
B/A (%)	0	-40,62	-22,68	0	0,21	-1,00	74,27

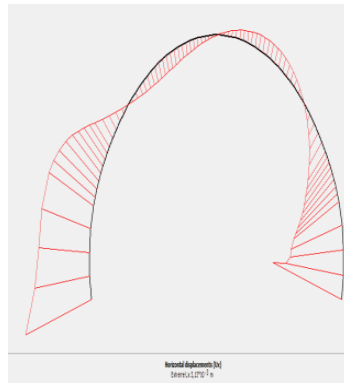
• **Déplacement horizontal :**

Le creusement de tunnel dans une section d’une faible profondeur entraîne des déformations importantes dans le sol et sur la surface libre du terrain. La figure.VII.18 présente les déplacements horizontaux dans les stross pour chaque type de front de taille.

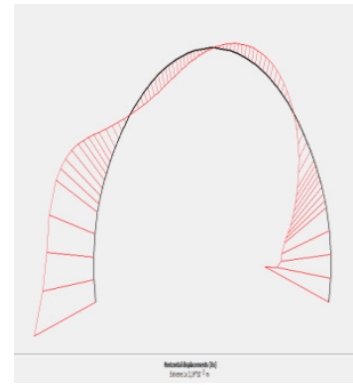
On remarque sur la Figure VII.18 que les déplacements horizontaux au niveau des stross ne sont importants par rapport aux déplacements verticaux. En effet, le front de taille sans renforcement (F0) présente un déplacement horizontal de l’ordre de 1,5 cm. Cette valeur diminue sensiblement lorsqu’en met 14 tubes de renforcement dans la partie supérieure de tunnel (F1). L’augmentation de nombre des tubes en verre/polyester provoque une diminution stabilité complète de soutènement provisoire vis avis les déplacements verticaux (Figure.VII.19).



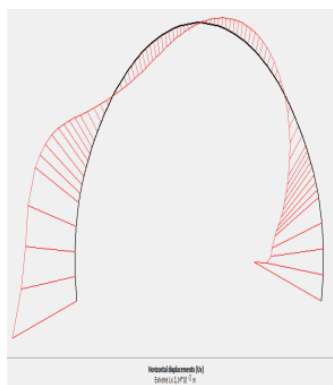
a) F0 $U_{h0}=15,03\text{mm}$



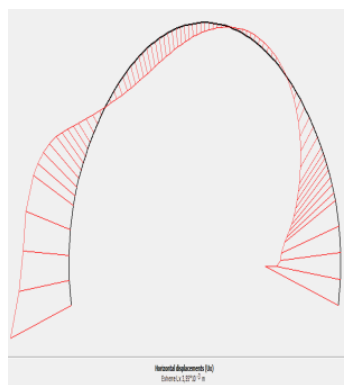
b) F1 $U_{h1}=3,13\text{mm}$



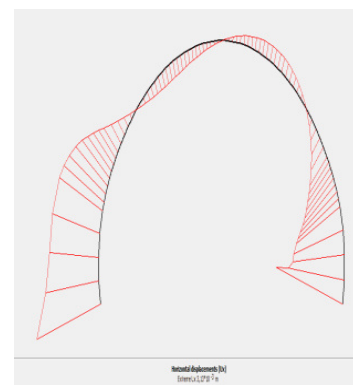
c) F2 $U_{h2}=3,14\text{mm}$



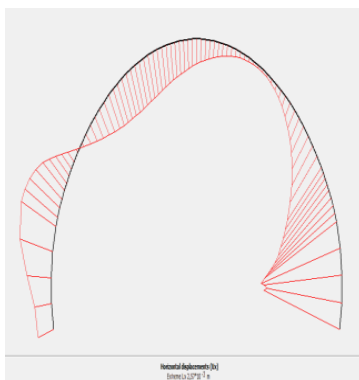
d) F3 $U_{h3}=3,14\text{mm}$



e) F4 $U_{h4}=3,55\text{mm}$



f) F5 $U_{h5}=3,13\text{mm}$



g) F6 $U_{h6}=2,57\text{mm}$

Figure. VII.18: Déplacement horizontal dans les stross pour chaque type de front de taille.

La méthode de renforcement de front de taille par l'utilisation des tubes Fit permet d'assurer une bonne adhérence avec le terrain se trouvant en avant du front de taille en utilisant un matériau d'injection pour la consolidation. Cette adhérence dans le sol entraîne une stabilité des sections du front de taille. Le tableau .VII.6 présente un taux du diminution de

déplacement vertical d'environ 44% traduisant la stabilité des mouvements du front dans des directions différentes.

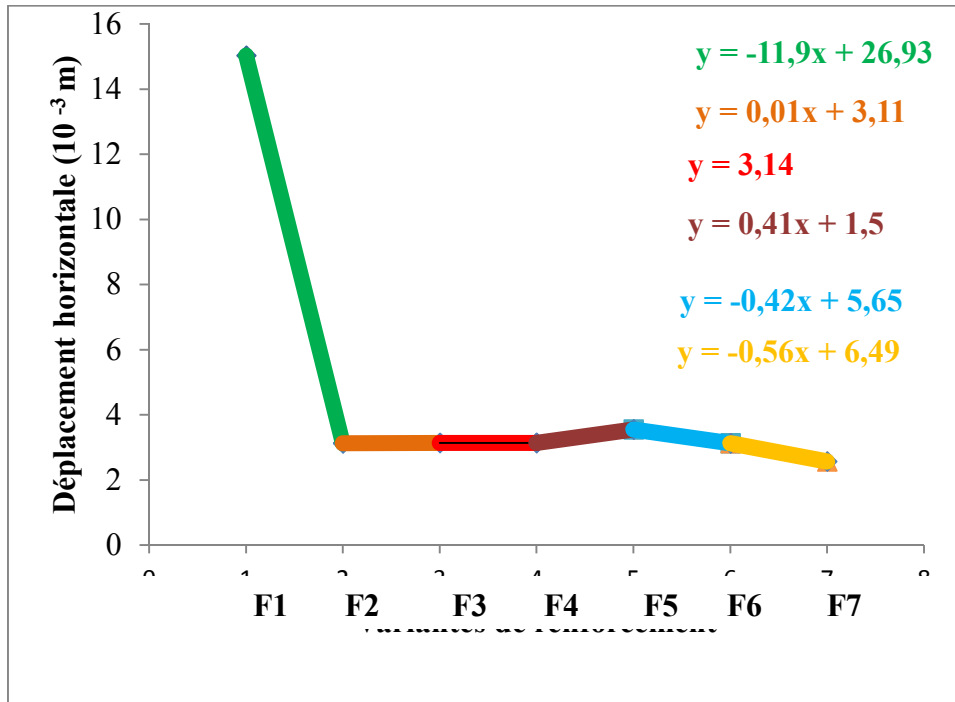


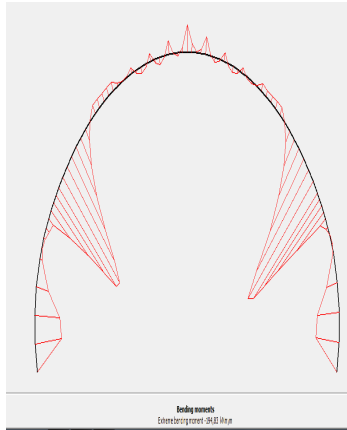
Figure. VII.19. Déplacement horizontal dans les stross en fonction de type de front de taille

Tableau VII.6 : Taux de changement de déplacement horizontal dans les stross.

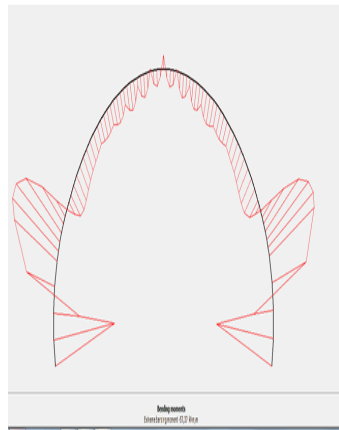
Types de front	F0	F1	F2	F3	F4	F5	F6
B/A (%)	0	44,19	0,32	0	27,33	7,43	8,63

• **Moment fléchissant:**

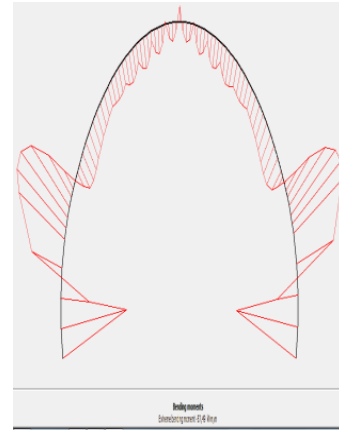
Les parties latérales de tunnel présente les sections critiques qui vont subir des charges importantes. Effectivement, le moment fléchissant pour le front sans tube de renforcement présente une valeur importante (Figure.VII.20).



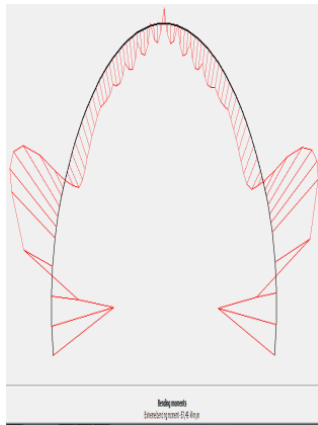
a) F0 $M_0=194,83 \cdot 10^3 \text{KN.m}$



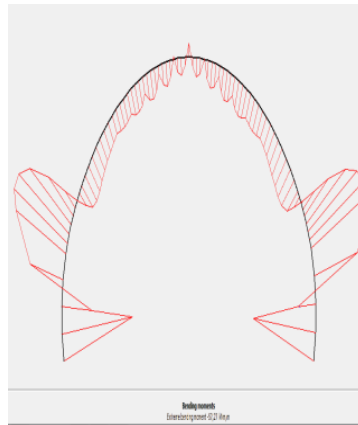
b) F1 $M_1=-57,37 \cdot 10^3 \text{KN.m}$



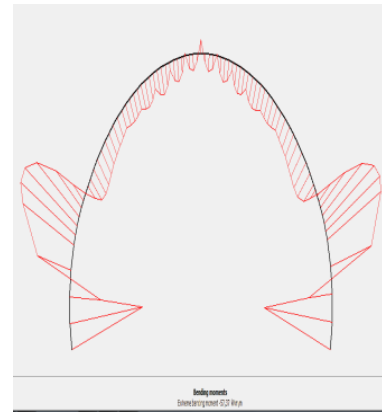
d) F2 $M_2=-57,49 \cdot 10^3 \text{KN.m}$



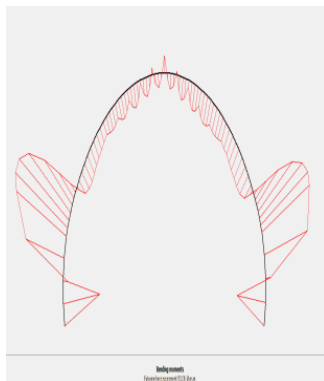
d) F3 $M_3=-57,49 \cdot 10^3 \text{KN.m}$



e) F4 $M_4=-57,27 \cdot 10^3 \text{KN.m}$



f) F5 $M_5=-57,37 \cdot 10^3 \text{KN.m}$



g) F6 $M_6=53,08 \cdot 10^3 \text{KN.m}$

Figure.VII.20. Moment fléchissant dans les stross de chaque type de front de taille

Les tubes en « GFRP » sont caractérisés par une grande résistance à la traction et sont plus flexibles, ce qui permet de réaliser un bon état de stabilité au niveau du front de taille. La

figure.VII.21 présente les valeurs de moment fléchissant en fonction de type de front de taille. Sur cette figure, on remarque à partir de type de renforcement F1 avec un nombre des tubes de renforcement égale à 14, les valeurs de moment sont complètement affectées par la présence des tubes de renforcement. Un taux de diminution de moment d'environ 41% est obtenu pour le cas du front de taille F1 (Tableau.VII.7).

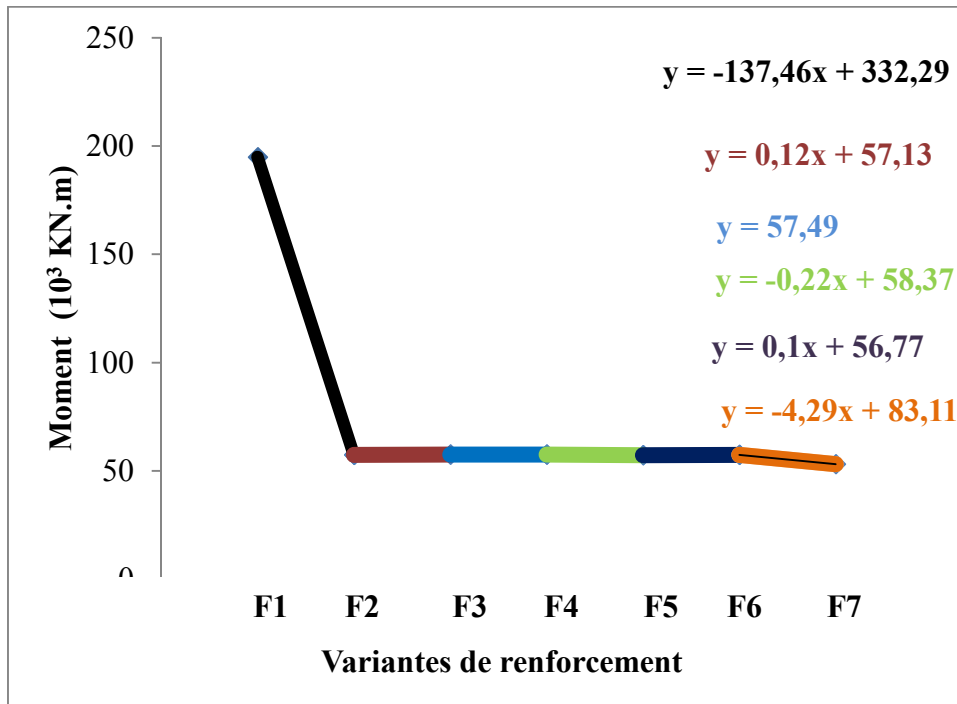


Figure.VII.21 Moment fléchissant dans les stross en fonction de type de front de taille.

Tableau .VII.7 : Taux de changement de moment fléchissant dan les stross.

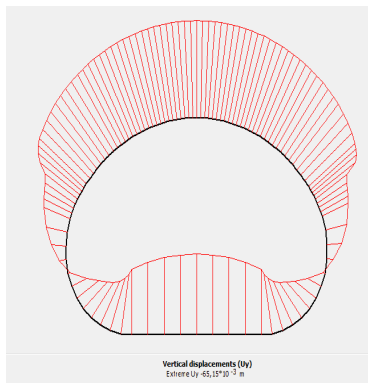
Types de front	F0	F1	F2	F3	F4	F5	F6
B/A (%)	0	41,36	0,21	0	0,38	0,18	5,16

VII.3.3. Effet de renforcement du front de taille sur le comportement de soutènement provisoire au niveau de la radier :

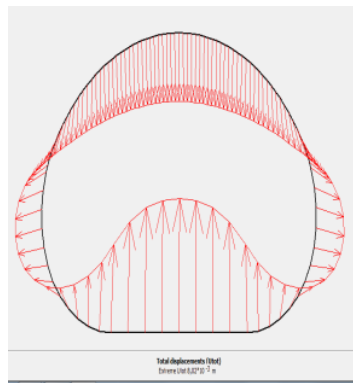
- **Déplacement vertical:**

Le radier est la partie inférieure de tunnel qui excavé après l'excavation et la mise en place des plusieurs calottes et plusieurs stross. La figure.VII.22 présente les déplacements verticaux au niveau de radier pour chaque type de renforcement de front de taille. Le front de taille F0

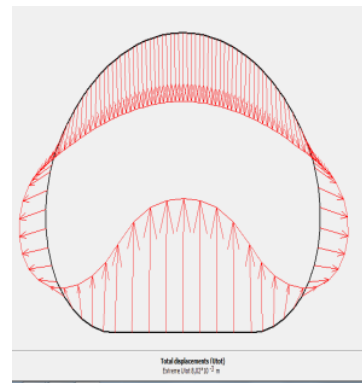
présente toujours le déplacement vertical le plus important (même cas pour les calottes et les stross).



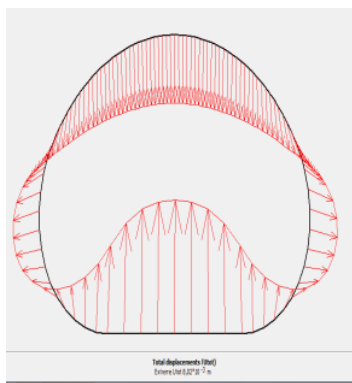
a) F0 $U_{V_0} = 65,15 \text{ mm}$



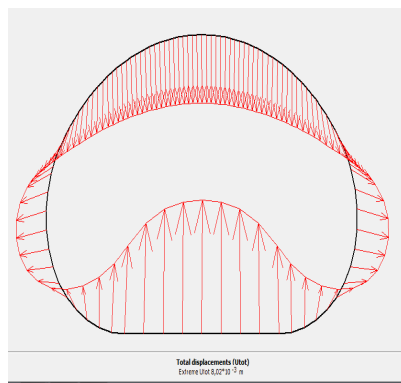
b) F1 $U_{V_1} = 8,02 \text{ mm}$



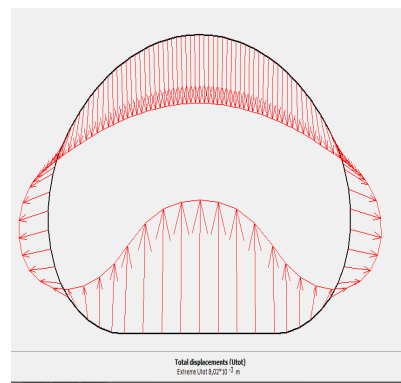
c) F2 $U_{V_2} = 8,02 \text{ mm}$



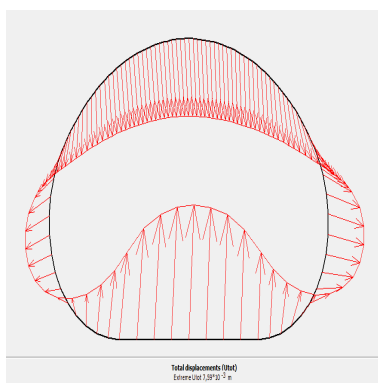
d) F3 $U_{V_3} = 8,02 \text{ mm}$



e) F4 $U_{V_4} = 8,02 \text{ mm}$



f) F5 $U_{V_5} = 8,02 \text{ mm}$



g) F6 $U_{V_6} = 7,59 \text{ mm}$

Figure VII.22: Déplacement vertical de la radier pour chaque de front de taille.

La figure VII.23 la régression linéaire entre chaque type de front de taille pour le déplacement vertical dans le radier. La régression linière entres ces résultats permet de déduire l'équation de $(Y=Bx+A)$. Lorsque les valeurs de B sont négatives, on a une diminution du taux de changement de déplacement vertical, dans le cas contraire, il existe une augmentation de la valeur de déplacement vertical (Tableau.VII.8). On remarque sur la figure qu'il existe une chute de la valeur de déplacement vertical quand en mettent les tubes de renforcement verre/polyester avec un taux de diminution d'environ 46,74%(Tableau VII.8). Ce taux devenu presque constant pour les types de front de taille F1-F2-F3-F4-F5-F6. Il est important de signaler que la partie inférieure de tunnel ne contienne aucun tube de renforcement en verre/polyester, malgré sa, les déplacements verticaux sont diminués. Cependant, les valeurs de déplacement vertical sont très proches pour un front de taille contient plus de 14 tubes de renforcement.

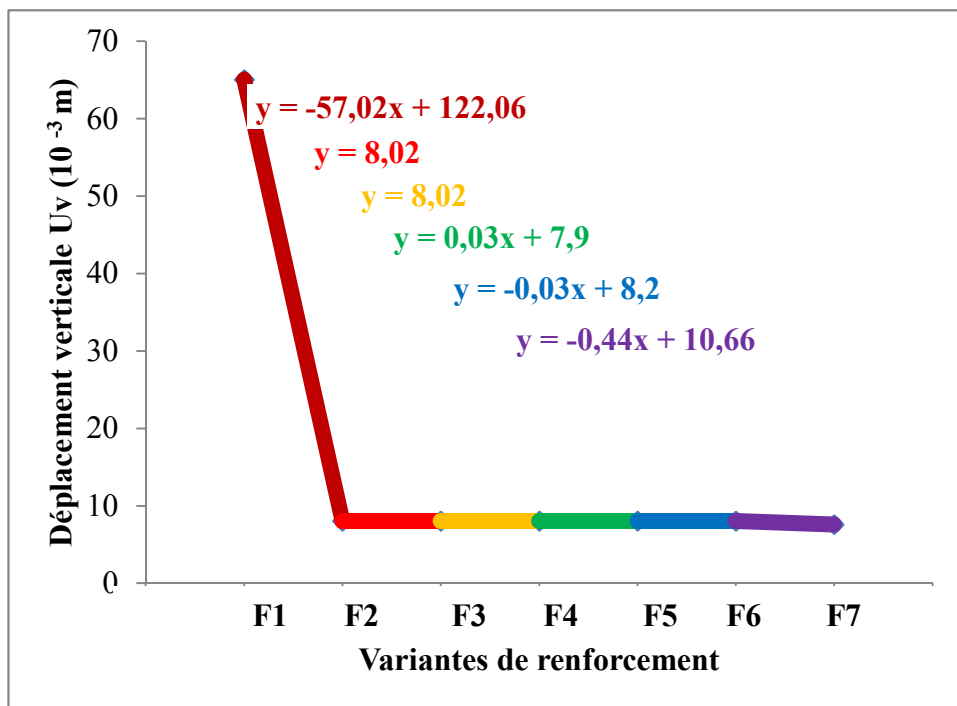


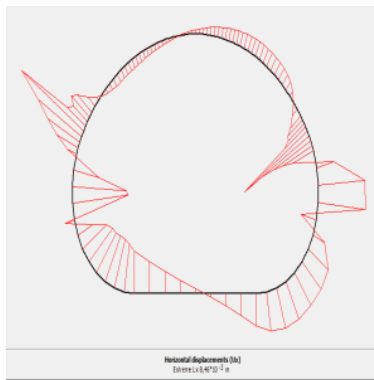
Figure.VII.23 Déplacements verticale dans la radier en fonction de type de front

Tableau VII.8 : Taux de changement de déplacement vertical dans le radier.

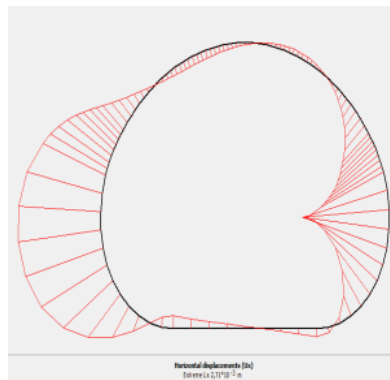
Types de front	F0	F1	F2	F3	F4	F5	F6
B/A (%)	0	46,74	0	0	0,38	0,37	4,13

• **Déplacement horizontal:**

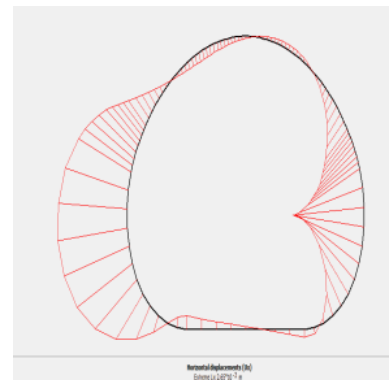
Dans les terrains qui présentent des caractéristiques insuffisantes, il est très nécessaire de renforcer le front de taille ainsi que les soutènements provisoires de tunnel. Il existe un risque d’effondrement et d’éboulement du terrain qui cause des risques et des dommages graves. La mise en place des tubes perforés en verre/polyester on permet de contrôler les différents mouvements du front et assure une bonne adhérence dans le sol par l’augmentation de la cohésion C. La figure.VII.24 présente le déplacement horizontal dans le radier pour chaque type de front de taille. Les fronts de taille renforcés (F1, F2, F3, F4, F5 et F6) présentent des valeurs minimales traduisant la stabilité totale de la partie inférieure de tunnel vis avis les déplacements horizontaux. Toute fois, la stabilité de la partie supérieure de tunnel entraine une stabilité de la partie inférieure de tunnel.



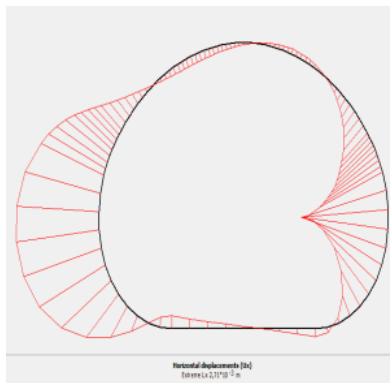
a) F0 $U_{h0} = 16,46 \text{ mm}$



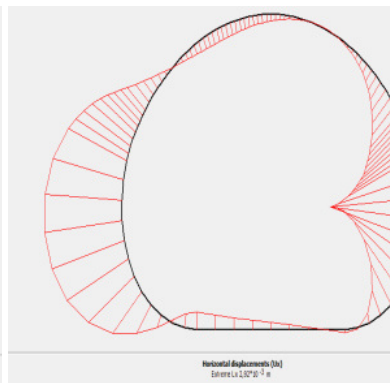
b) F1 $U_{h1} = 2,71 \text{ mm}$



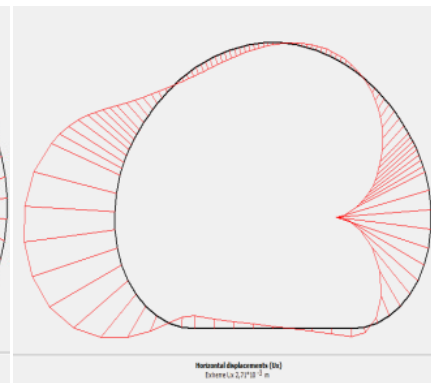
c) F2 $U_{h2} = 2,65 \text{ mm}$



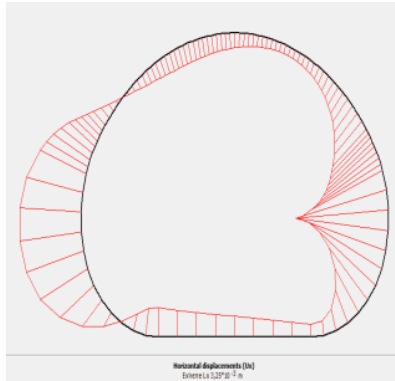
d) F3 $U_{h3} = 2,71 \text{ mm}$



e) F4 $U_{h4} = 2,92 \text{ mm}$



f) F5 $U_{h5} = 2,71 \text{ mm}$



g) F6 $U_{h6} = 3,25 \text{ mm}$

Figure VII.2.4: Déplacement horizontal du radier pour chaque variante de renforcement.

La figure.VII.25 présente le déplacement horizontal dans le radier en fonction de type de front taille. Le déplacement horizontal pour le cas de front de taille F0 est plus important par rapport aux autres types. Ce déplacement subit une chute avec un taux de diminution d'environ 45,48% (Tableau.VII.9) due a l'opération de renforcement de sol devant le front de taille par la mise en place des 14 tubes de FIT dans la partie supérieure de tunnel (Calotte). En plus, ce déplacement prend une valeur entre 2mm et 3,25 mm pour un front de taille contienne plus de 14 tubes de renforcement. En effet, l'injection des tubes de renforcement par un coulis de ciment est opération importante, elle assure la pénétration de coulis de ciment dans le sol pour augmenter l'adhérence entre les particules du sol ainsi qu'améliore la cohésion du sol devant le front de taille.

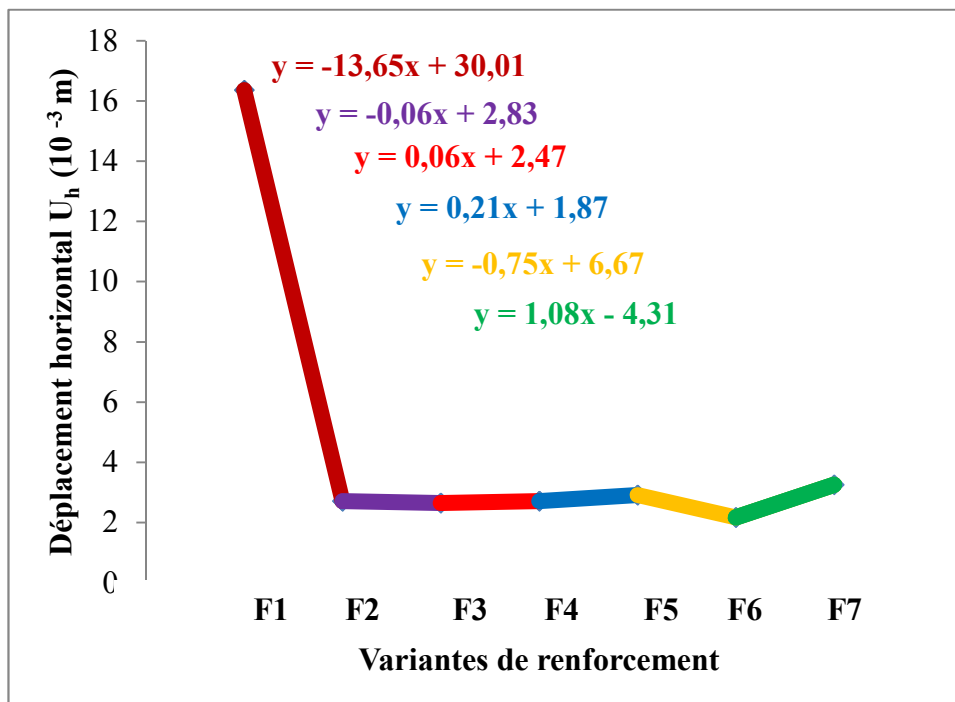


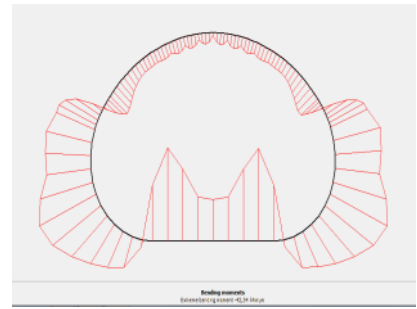
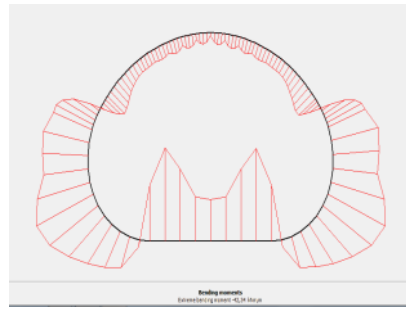
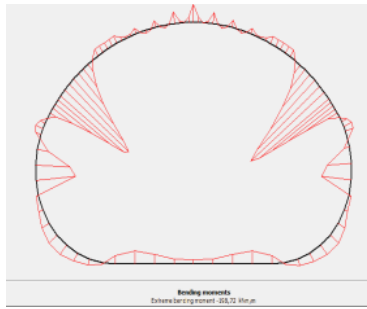
Figure. VII.2.5. Déplacement horizontal dans le radier en fonction de type de front taille

Tableau.VII.9. Taux de changement de déplacement horizontal dans le radier.

Types de front	F0	F1	F2	F3	F4	F5	F6
B/A (%)	0	-45,48	-2,12	2,43	11,23	-11,24	25

• **Moment fléchissant :**

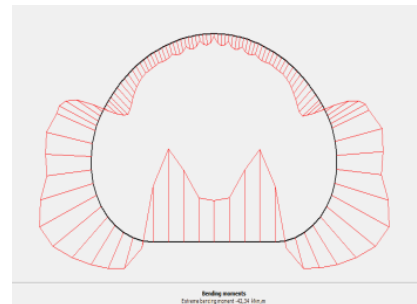
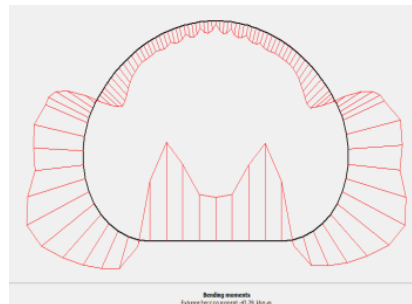
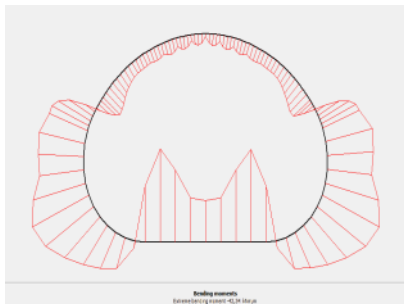
La méthode de renforcement de front de taille pour notre cas d'étude est effectuée rapidement pour éviter les éboulements de terrain ainsi que la déformation de soutènement provisoire. La figure. VII.26 présente les valeurs de moment fléchissant dans le radier pour chaque type de front de taille étudié. Il est très clair que le front de taille F0 présente la valeur la plus importante de moment fléchissant. Elle est due essentiellement à l'instabilité de la partie supérieure de tunnel qui présente des déplacements importants dus aux propriétés médiocres de terrain autour de tunnel.



a) F0 $M_0 = -198,72 \cdot 10^3 \text{ KN.m}$

b) F1 $M_1 = -42,34 \cdot 10^3 \text{ KN.m}$

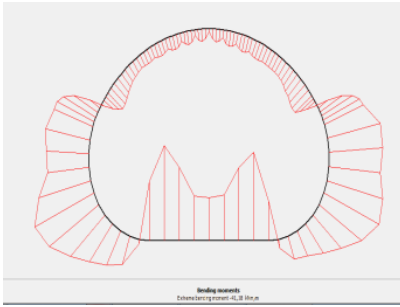
c) F2 $M_2 = -42,34 \cdot 10^3 \text{ KN.m}$



d) F3 $M_3 = -42,34 \cdot 10^3 \text{ KN.m}$

e) F4 $M_4 = -42,29 \cdot 10^3 \text{ KN.m}$

f) F5 $M_5 = -42,34 \cdot 10^3 \text{ KN.m}$



g) F6 $M_6 = - 41,18 \cdot 10^3 \text{ KN.m}$

Figure VII.2.6: Moment de la radier pour chaque type de front de taille.

L'amélioration des propriétés du sol avant le front de taille par la mise en place des tubes en verre/polyester dans la partie supérieure de tunnel provoque une diminution des valeurs de moment fléchissant dans le radier (Figure.VII.27) avec un taux de diminution de l'ordre de 32,92% (Tableau. VII.10). Le coulis de ciment injecté dans les tubes perforés de renforcement peut atteindre les parties inférieures de tunnel par l'effet de la pesanteur. Ce coulis de ciment qui subit une prise rapide engendre une augmentation rapide des caractéristiques du sol devant le front, en particulier la cohésion

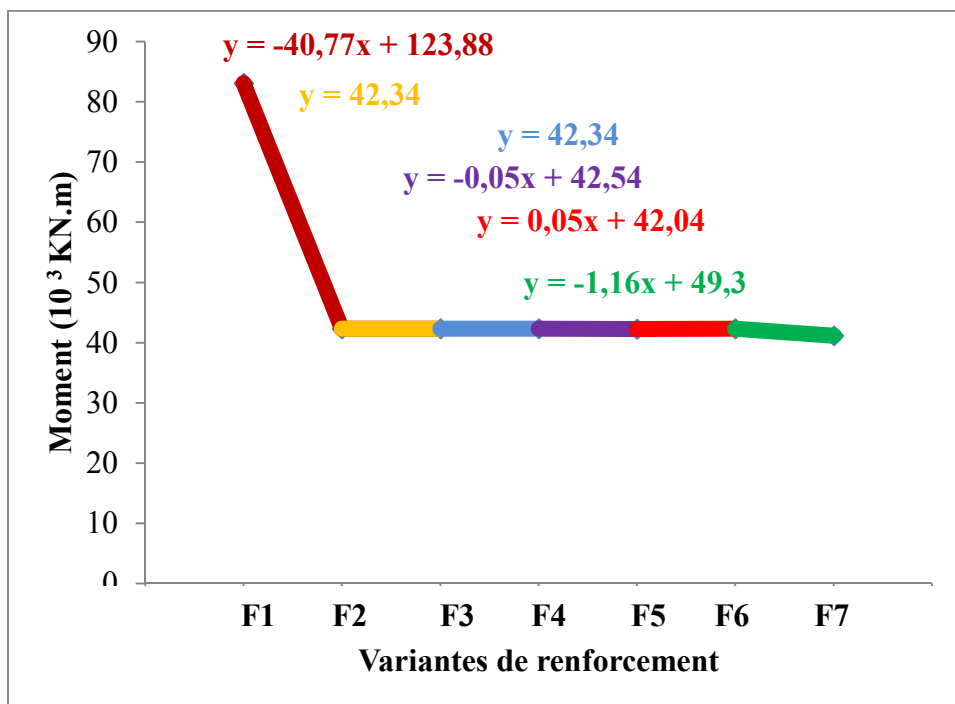


Figure.VII.27: Moment dans la radier en fonction de type de front de taille.

Tableau. VII.10. Taux de changement de moment fléchissant dans le radier

Types de front	F0	F1	F2	F3	F4	F5	F6
B/A (%)	0	32,93	0	0	0,12	0,12	2,35

VII.6.Conclusion :

Les résultats de modélisation des différents types de front de taille ont été présentés dans ce chapitre avec la prise en compte de l'effet de nombre de tubes de renforcement de front de taille sur la stabilité de soutènement provisoire (calotte, stross et radier). Le renforcement de front de taille de tunnel entraîne une augmentation de la cohésion qui influe sur la stabilité de soutènement provisoire de tunnel.



CNCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Notre travail qui a été consacré sur l'étude de la stabilité de front de taille ainsi que la stabilité de soutènement provisoire d'un tronçon de tunnel El-kentour. Ce tunnel se situe au niveau de l'autoroute Est-Ouest sur la partie qui relie Constantine à Skikda. Le tronçon étudié se situe dans une couche d'argile marneuse compacte sur une profondeur d'environ 22 m. L'excavation de tunnel dans ces conditions présente des difficultés importantes en raison de la faible couverture au-dessus de tunnel ainsi que les mauvaises caractéristiques du terrain devant le front de taille.

Nous avons proposé et modélisé sept types de front de taille différents, dont les tubes de renforcement à base d'un matériau composite verre/polyester de type FIT est le paramètre principal qui a été changé. Les tubes de renforcement sont perforés et injectés par un coulis de ciment qui se caractérise par la prise rapide ainsi que les bonnes propriétés mécaniques. En effet, la mise en place de ces tubes entraîne une pénétration de coulis de ciment dans le sol avant le front de taille qui provoque l'amélioration des propriétés du sol.

La méthode de creusement utilisée dans notre projet est celle de creusement en demi-section. Cette méthode est largement utilisée, en particulier dans le terrain qui présente des caractéristiques moyennement médiocres. L'utilisation de cette méthode peut entraîner une minimisation des déformations (vertical, horizontal et dans la direction d'excavation) qui provoque par la suite une stabilité de soutènement provisoire de tunnel.

La stabilité du front de taille est très importante, car elle assure la stabilité de soutènement provisoire et la sécurité dans le chantier. L'augmentation du nombre des tubes de renforcement entraîne une augmentation de la section renforcée par l'injection de coulis de ciment, et par conséquent, une stabilité plus dans le front de taille.

À partir des résultats obtenus de modélisation, le front de taille renforcé par 14 tubes de renforcement en fibre de verre dans la partie supérieure de tunnel entraîne une diminution importante des déplacements verticaux et horizontaux au niveau de la Calotte, Stross et radier. Cette diminution associée par les diminutions des sollicitations internes, en particulier le moment fléchissant dans les différents constituants de tunnel. Il est fortement possible que ce type de renforcement représente l'optimum pour assurer la stabilité de front de taille et de soutènement provisoire ainsi que le coût de réalisation de tunnel.

Référence bibliographiques

[1] François Martin, Centre d'Études des Tunnels, Septembre 2006

[2] Dossier pilote des tunnels génie civil, section 2 géologie - hydrogéologie – géotechnique, France, Juillet 1998.

[3] C .Cherchali (2008) : mémoire d'ingénieur d'Etat en génie civil, calcul d'un tunnel avec couverture-tronçon de Hai El Badr-El- Harrach.ENP

[4]C.CHERCHALI note de cours «TUNNEL Calcul Revêtement Définitif Tome II».OPU(1993).

[5] Daniel Dias, thèse de doctorat, renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage, étude numérique et application à un cas réel en site urbain, l'institut national des sciences appliquées de lyon, France,1999.

[6]Alain G uilloux,un approche analytique en contraint déformation, Mars/Avril 2005

[7]Salah Messast, Modélisation numérique du renforcement du front de taille du tunnel Djebel El-Kantour (autoroute est-ouest), June 2014.

[8] *Luigi Farinelli* (Mai 2010) Consolidation profonde du front de taille (Méthode FIT).

[9]Hamdini Meriem,Bouhanna Dalila, Mester Académique ,Calcul d'un tunnel à faible couverture d'une section du tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest,Jijel,2013 .

Résumé :

La stabilité de front de taille de tunnel d'Elkentour est une importante pour assurer la stabilité de soutènement provisoire et la sécurité des ouvriers dans le chantier. Pour garder cette stabilité, il est nécessaire de mettre en place des tubes de renforcement en verre/polyester (FIT) qui entraîne une amélioration des propriétés mécaniques du sol devant le front de taille. Cette amélioration provoque une stabilité de différentes parties de tunnel (Calotte, Stross et Radier).

Mots-clés: tunnel, excavation, renforcement, front de taille de tunnel, tube FIT.

ملخص :

استقرار الجبهة الأمامية للنفق الكنتور مهم لضمان الاستقرار للدعم المؤقت وسلامة العمال في موقع البناء للحفاظ على هذا الاستقرار , من الضروري تركيب أنابيب زجاجية (FIT) مما يؤدي إلى تحسين الخصائص الميكانيكية للأرض أمام وجه الحجم . هذا التحسين يؤدي إلى استقرار أجزاء مختلفة من النفق (كالوت , ستروس , راديي).

كلمات مفتاحية : النفق , الحفر , الدعم , الجبهة الأمامية للنفق , أنبوب FIT .

Summary :

Elkentour Tunnel Front Height Stability is an important to ensure the temporary support stability and safety of the workers in the construction site. To keep this stability, it is necessary to install glass / polyester reinforcement tubes (FIT) which leads to an improvement of the mechanical properties of the ground in front of the face of size. This improvement causes a stability of different parts of tunnel (Calotte, Stross and Radier).

Keywords: tunnel, excavation, reinforcement, tunnel face, FIT tube.