



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة -البليدة-1-

UNIVERSITE DE BLIDA1

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL

Option : **GEOTECHNIQUE**

Thème

« Analyse de la méthode de creusement, soutènement, et évaluation des tassements pour la conception (dimensionnement d'un tronçon du tunnel de la ligne du métro Ain Naâdja – Baraki) »

Réalisé par :

BENMOUHOU B SALIM LOTFI

TALBI MOHAMED

Encadré par :

Dr GRINE K.

PROMOTION : 2019

Remerciements

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

*Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à notre promoteur **Mr K. GRINE**, Nous le remercions de nous avoir encadrés, orientés, aidés et conseillés.*

*Ainsi nous remercions **Mr. C. CHERCHALI** et en particulier **Mr BOUROUIBA**, pour son aide scientifique, son expérience et sa compétence, pour la modélisation et le calcul de l'ouvrage.*

Nous adressons nos sincères remerciements à la direction COSIDERE pole M29 Ainsi le directeur de l'entreprise.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'évaluer et examiner ce modeste travail.

Nous présentons nos chaleureux remerciements aux enseignants du département Génie Civil pour leurs aides et orientations durant notre formation.

Nos derniers remerciements et ce ne sont pas les moindres, vont à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l'aboutissement de ce travail, sans oublier la promotion de génie civil spécialité géotechnique promo 2019.

Dédicace

Au début Je commence par rendre grâce à dieu et sa bonté, pour la patience et le courage qu'il m'a donné pour arriver à ce stade.

Je dédie ce travail :

A celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir, celle qui m'a transmis la vie, l'amour, le courage, à toi Chère maman toutes mes joies, mon amour et ma reconnaissance.

A celui qui s'est donné Tant de mal pour me voir en arriver là où j'en suis, celui pour lequel je dois tout et je ne rendrais jamais assez, mon très cher père.

A mes sœurs : Asma & Meriem qui m'ont aidé et soutenu pendant mon parcours Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

A tous les membres de ma famille, petits et grands Veuillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.

A mes chères amis : Sofiane, Marwane, Rafik, Mohamed, Takieddine, Abderrahmane, Ibtissem, Yousra, et Widad en particulier, je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

A tous mes professeurs, qui ont contribué à ma formation.

Et enfin Salim qui a partagé ce travail avec moi en toutes circonstances, et qui a toujours fait part de courage et de compréhension envers moi. je le remercie pour la complicité qui régnait au sein de notre binôme.

Mohamed.

Dédicace

Au début Je commence par rendre grâce à dieu et sa bonté, pour la patience et le courage qu'il m'a donné pour arriver à ce stade.

Je dédie ce travail :

A celle qui m'a transmis la vie, l'amour, le courage, à toi chère maman tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

A mon très cher père que nul mot puisse exprimer mes sincères sentiments, pour votre patience, vos encouragements, votre aide, en témoignage de mon profond amour et respect pour vos grands sacrifices.

A mon frère Yanis et mes deux sœurs Manel et Anissa sur qui je peux compter et se ressourcer d'affection et de bénédictions ; je les remercie pour leur précieux soutien et patience.

A toute ma grande famille maternelle, spécialement ma cousine :

A-Sghira

A mes vrais amis : Rafik, Billel, Hassine, Abdelkarim...et pleins d'autres amis sans même les citer.

A ma très chère Ibtissem tous les mots ne suffisent guère pour exprimer ma gratitude et ma reconnaissance pour toi pendant ces années de côtoiement et fidélité.

A tous mes enseignant(e)s qui ont contribué à ma formation

A mon cher binôme Talbi Mohamed, qui m'a accompagné tout au long de ce chemin comme un ami et un frère. Il m'a soutenu et encouragé sur tous les niveaux que son avenir soit aussi brillant qu'il est.

Salim – Lotfi.

المخلص :

يتمثل عملنا في دراسة جزء من الامتداد الرابط بين الخط عين نعجة – براقى لمترو الجزائر، وعلى ضوء ذلك قمنا بتقييم القوى المطبقة على النفق وكذلك القوى الزلزالية لنتمكن فيما بعد من تصميم الدعم المؤقت والتلبيس النهائي باستخدام عدة برامج نذكر منها:

Bentley-Geo5; Plaxis 3D; SOCOTEC.

Résumé :

Notre travail consiste en la conception et à l'estimation des tassements en surface d'un tronçon de tunnel (635m) de la ligne de l'extension AIN-NAADJA - BARAKI du métro d'Alger, traversant une zone urbaine. La conception du tunnel, utilisant les recommandations de la méthode (AFTES) et l'analyse numérique par éléments finis (MEF) par le biais des logiciels (BentleyGeo5), (Plaxis 3D) et (Socotec), révèle que les tassements en surface après incorporation soutènement provisoire sont admissibles. Le système de soutènement provisoire adopté est constitué de ceintres métalliques de type (HEB160) associés à une couche de béton projeté de 30cm. Le revêtement définitif consiste en une couche de béton armé d'une épaisseur de 40cm, constitué d'armature de type (8 HA 25 et 8 HA 20).

Mots clés : Conception, Tassements, AFTES, Élément Finis, (Bentley-Geo5), (Plaxis 3D) et (Socotec).

Abstract:

This project deals with the design and the assessment of settlements on top of the of a tunnel portion (635m) within the extension line AIN-NAADJA – BARAKI of Algiers Subway. The design analysis using (AFTES) recommendations, finite element numerical analysis using computer packages (BentleyGeo5), (Plaxis 3D) and (Socotec), show that the settlements of the soils upon the tunnel curvet including the temporary support adopted are acceptable. The latest consists of a (HEB160) pre-cast steel. However, the permanent lining support consists of a reinforced concrete layer having a thickness of 40cm with (8 HA 25 and 8 HA 20) steel bars.

Key words: Design, Settlements, AFTES, Finite elements, (Bentley-Geo5), (Plaxis 3D) and (Socotec).

Table des matières:

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Table des matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
INTRODUCTION GENERALE	01
Chapitre I : Généralité sur les tunnels	
I.1. Introduction	02
I.2. Historique des ouvrages souterrains	02
I.3. Classification des tunnels	03
I.3.1. Tunnel de communication.....	03
I.3.2. Tunnel ou galerie de transport	04
I.4. Exécution et conception des tunnels	04
I.4.1. Mode de creusement des tunnels	04
I.4.1.1. Creusement en pleine section.....	04
I.4.1.2. Creusement en demi-section	05
I.4.1.3. Creusement en sections divisées	06
I.4.2. Techniques de creusement des tunnels	06
I.4.2.1. Creusement dans les terrains meubles	06
I.4.2.2. Creusement dans les terrains rocheux.....	08
I.5. Méthodes de soutènement.....	10
I.5.1. Classification des modes des soutènements.....	10
I.5.1.1. Les soutènements agissant par confinement	10
I.5.1.2. Les soutènements agissant par confinement et comme armatures.....	10
I.5.1.3. Les soutènements agissant par supportage	10
I.5.1.4. Les soutènements agissant par consolidation	11
I.5.2. Les différents types de soutènement	11
I.5.2.1. Soutènement métallique.....	11

I.5.2.1.1. Soutènement par boulonnage.....	11
I.5.2.1.2. Soutènement par cintres métalliques	13
I.5.2.2. Soutènement en béton	15
I.5.2.2.1. Béton projeté	15
I.5.2.2.2. Armatures.....	16
I.5.2.3. Voussoirs en béton préfabriqué	17
I.5.2.4. Procédé de pré-soutènement	18
I.5.2.4.1. Tubes perforés.....	18
I.5.2.4.2. La voûte parapluie.....	18
I.6. La Nouvelle Méthode Autrichienne (N.A.T.M).....	19
I.7. Revêtement	19
I.8. Méthodes de dimensionnement du soutènement.....	20
I.8.1. Les Méthodes empiriques et semi empiriques	20
I.8.2. Les Méthodes d'interaction.....	20
I.8.2.1. Méthode convergence -confinement.....	21
I.8.2.2. Méthode des réactions hyperstatiques.....	21
I.8.3. Les Méthodes numériques	21
I.8.3.1. Modélisation numérique (éléments finis)	21
I.9. Tassement.....	23
I.10. La sécurité dans les tunnels	25
I.10.1. Organisation de la sécurité.....	26
I.10.2. Les infrastructures de la sécurité.....	26
I.10.3. Les équipements de sécurité	26
I.11- Conclusion.....	27
Chapitre II : Présentation du projet, géologie, hydrogéologie, sismicité et géotechnique	
II.1. Introduction	28
II.2. Situation du projet	28
II.3. Présentation de l'ouvrage	28
II.3.1. Description générale du tracé	29
II.3.2. Description du tracé en plan	30
II.3.3. Description du tracé en long	30
II.3.4. Description du tracé en travers	31

II.4. Géologie, hydrogéologie et sismicité de la zone d'étude	32
II.4.1. Cadre géologique	32
II.4.2. Cadre hydrogéologique.....	33
II.4.3. Cadre sismique	34
II.5. Reconnaissance géotechnique	35
II.5.1. Campagne de reconnaissance in situ	35
II.5.1.1. Sondages carottés	35
II.5.1.2. Sondages pressiométrique (PMT).....	37
II.5.1.3. Sondages pénétrométrique (SPT)	37
II.5.2. Campagne de reconnaissance au laboratoire.....	38
II.5.2.1. Essais physiques	38
II.5.2.2. Essais mécaniques	40
II.5.2.3. Analyse chimique du sol	41
II.6. Conclusion	42

Chapitre III : Calculs et modélisation de l'ouvrage

III.1. Introduction	44
III.2. Méthode de creusement	44
III.3. Estimation des charges	45
III.4. Tassement, stabilité du front de taille et pré soutènement.....	47
III.4.1.Tassement en surface.....	47
III.4.1.1. Tassement théorique de surface	47
III.4.1.2. Tassement maximal du terrain	48
III.4.1.3. Déplacement de la clé de voûte	50
III.4.2.Stabilité du front de taille	50
III.4.2.1. Calcul de la stabilité au cours du creusement.....	50
III.4.3.Calcul du pré soutènement	52
III.4.3.1. Voûte parapluie	53
III.4.3.2. Boulons en verre.....	55
III.5.Dimensionnement du soutènement provisoire.....	57
III.5.1. Choix du soutènement selon les recommandations de l'AFTES	57
III.5.2. Hypothèses et calculs	60
III.5.2.1.Hypothèses	60
III.5.2.2.Calculs	60
III.5.3.Réactions d'appuis	65
III.5.3.1.Sous charges verticales.....	65

III.5.3.2.Sous charges horizontales	66
III.5.4.Résistance des profilés HEB à la pression verticale.....	66
III.5.5.Portance maximale du soutènement	67
III.5.5.1. Portance maximale du béton projeté	67
III.5.5.2.Portance maximale des cintres	67
III.5.6.Module de réaction élastique du sol	68
III.5.6.1.Module de réaction élastique horizontal	68
III.5.6.2.Module de réaction élastique vertical.....	68
III.5.7.Répartition des efforts internes sur le soutènement.....	68
III.5.7.1.Rigidité du cintre métallique	68
III.5.7.2.Rigidité de la voûte en béton projeté.....	69
III.5.7.3.Répartition des efforts dans le soutènement provisoire.....	70
 III.6. Modélisation par la méthode des éléments finis	 72
III.6.1. Logiciel Bentley GEO 5	72
III.6.1.1. Modélisation.....	72
III.6.1.2. Homogénéisation du soutènement (Acier/Béton)	76
III.6.1.3. Résultats de la méthode des éléments finis	77
III.6.1.4. Vérification des contraintes.....	80
III.6.1.4.1. Vérification des cintres.....	80
III.6.1.4.2. Vérification du béton projeté.....	82
III.6.1.5. Vérification du soutènement provisoire vis-à-vis du cisaillement	85
III.6.1.5.1. Vérification du cintre	85
III.6.1.5.2. Vérification du béton projeté.....	85
III.6.1.6. Estimation des tassements en surface.....	86
III.6.2. Logiciel Plaxis 3D	86
III.6.2.1. Présentation du logiciel PLAXIS	86
III.6.2.2. Modélisation du tunnel.....	86
III.6.2.2.1. Condition aux limites	87
III.6.2.2.2. Génération du maillage	87
III.6.2.2.3. Procédures de modélisation.....	88
III.6.2.3. Présentation des résultats	90
III.6.2.3.1. Soutènement provisoire	90
III.6.2.3.2. Revêtement définitif	93
 III.7. Ferrailage du revêtement définitif	 96
 III.8. Conclusion	 99
 CONCLUSION GENERALE	 100
 Références	
 Annexes	

Liste des figures :

Chapitre I : Généralité sur les tunnels

Figure I. 1 : les différents types de tunnel de communication	03
Figure I. 2 : Tunnel hydraulique	04
Figure I. 3 : creusement à pleine section.....	05
Figure I. 4 : creusement par demi section	05
Figure I. 5 : Creusement en Section divisée.....	06
Figure I. 6 : Bouclier ouvert.....	07
Figure I. 7 : Bouclier pressurisés	08
Figure I. 8 : Excavation à l'explosif	08
Figure I.9 : machine à attaque ponctuelle	09
Figure I.10 : Tunnelier	09
Figure I.11 : Soutènement par boulonnage	11
Figure I.12 : Boulon à ancrage ponctuel.....	12
Figure I.13 : Boulon à ancrage réparti enfoncé dans les parois d'un tunnel.....	12
Figure I.14 : Soutènement par cintres	13
Figure I.15 : Mise en place du cintre	13
Figure I.16 : Cintre lourd	14
Figure I.17 : Exemple de cintres coulissants.....	14
Figure I.18 : Technique de projection de béton par voie sèche	15
Figure I.19 : Technique de projection de béton par voie mouillée (A flux dilué).....	16
Figure I.20 : l'emploi de béton projeté dans un tunnel	16
Figure I.21 : Exemple des voussoirs en béton	17
Figure I.22 : Voussoirs préfabriqués en béton armé	17
Figure I.23 : Profil type de soutènement avec voûte parapluie.....	18
Figure I.24 : Maillages numériques 2D en déformations planes	22
Figure I.25 : Maillages numériques 2D en déformations axisymétriques	23
Figure I.26 : Déplacement des contours de l'excavation	24

Chapitre II : Présentation du projet, géologie, hydrogéologie, sismicité et géotechnique

Figure II. 1 : Ligne 1-lot 2 extension C AIN NAADJA-BARAKI.....	29
Figure II. 2 : Description générale du tracé	29
Figure II. 3 : Vue en plan au point kilométrique	30
Figure II. 4 : Profil en long	31
Figure II. 5 : Profil en travers	31
Figure II. 6 : Coupe des différentes dimensions	32
Figure II. 7 : Carte du Zonage Sismique du Territoire National.....	34
Figure II. 8 : Caisse de carotte	35

Chapitre III : Calculs et modélisation de l'ouvrage

Figure III.1 : Couche de sols surmontant le tunnel sous les bâtiments	44
Figure III. 2 : Les contraintes appliquées sur le soutènement provisoire	46
Figure III. 3 : Les contraintes appliquées sur le soutènement provisoire	46
Figure III. 4 : Schéma représentatif du tassement en surface	48
Figure III. 5 : Schéma du rectangle coextensif et du glissement du front de taille	50
Figure III. 6 : Coupe transversale d'un tube.....	53
Figure III. 7 : Schéma représentant la déformation du front de taille d'un tunnel	55
Figure III. 8 : Caractéristique des boulons en fibres de verre.....	57
Figure III. 9 : Représentation de la géométrie soutènement provisoire.....	61
Figure III. 10 : Représentation des couches du sol sur Geo 5	73
Figure III. 11 : Maillage du terrain généré par le logiciel Geo5.....	73
Figure III. 12 : Introduction de la surcharge.....	74
Figure III. 13 : Excavation de la calotte sans soutènement	74
Figure III. 14 : excavation du radier	75
Figure III. 15 : excavation total du tunnel	75
Figure III. 16 : Diagramme des moments fléchissant dans le tunnel	77
Figure III. 17 : Diagramme des efforts normaux dans le tunnel	78
Figure III. 18 : Diagramme des efforts tranchants dans le tunnel	78
Figure III. 19 : Valeurs des tassements en surface par GeoFEM 5	86
Figure III. 20 : Génération des conditions aux limites	87

Figure III. 21 : Génération du maillage en 3D	87
Figure III. 22 : Activation du chargement avec le déplacement initié à zéro	88
Figure III. 23 : Excavation la partie gauche de la calotte	88
Figure III. 24 : Excavation la partie droite de la calotte	89
Figure III. 25 : Excavation de la partie inférieure –stross	89
Figure III. 26 : Ajout du revêtement définitif	90
Figure III. 27 : Schéma de déformation du tunnel	90
Figure III. 28 : Le déplacement horizontal (U_x)	91
Figure III. 29 : Le déplacement horizontal (U_z)	91
Figure III. 30 : Le déplacement total U_{tot}	92
Figure III. 31 : La contrainte effective σ'_3	93
Figure III. 32 : Le déplacement horizontal du revêtement définitif(U_x)	93
Figure III. 33 : Le déplacement vertical du revêtement définitif(U_z)	94
Figure III. 34 : Le déplacement total du revêtement définitif(U_{tot})	94
Figure III. 35 : Schéma représentant le diagramme des moments fléchissant	95
Figure III. 36 : Effort tranchant	95
Figure III. 37 : Effort normal	96
Figure III. 38 : Calcul de Section en Flexion Composée	97
Figure III. 39 : Le résultat à l'ELU des sections d'armatures	97
Figure III. 40 : Dimensions de la section	98
Figure III. 41 : Vérification des armatures en Flexion Composée	98
Figure III. 42 : Disposition des armatures	99

Liste des tableaux :

Chapitre II : Présentation du projet, géologie, hydrogéologie, sismicité et géotechnique

Tableau II. 1 : Localisation des Piézomètres	33
Tableau II. 2 : nature géologique du sol pour chaque sondage carotté	36
Tableau II. 3 : résultats de l'essai pressiométrique (PMT).....	37
Tableau II. 4 : résultats de l'essai (SPT).....	38
Tableau II. 5 : résultats de l'analyse granulométrique.....	39
Tableau II. 6 : Représentation des limites d'Atterberg.....	39
Tableau II. 7 : résultats des paramètres physiques	40
Tableau II. 8 : résultats de l'essai de compression à l'odomètre.....	41
Tableau II. 9 : résultats de l'essai de cisaillement à la boîte	41
Tableau II. 10 : Analyse Chimique du sol	42
Tableau II. 11 : Récapitulatif des propriétés géotechniques des couches de sols	42

Chapitre III : Calculs et modélisation de l'ouvrage

Tableau III. 1 : Récapitulatif des charges appliquées sur le tunnel.....	45
Tableau III. 2 : Récapitulatif des recommandations de l'AFTES	58
Tableau III. 3 : type des profilés les plus employés	59
Tableau III. 4 : Tableau des réactions d'appuis au niveau des naissances du tunnel.....	65
Tableau III. 5 : Paramètres équivalent béton-cintre	77
Tableau III. 6 : Distribution des efforts maximaux (cas 1).....	80
Tableau III. 7 : Distribution des efforts maximaux (cas 2).....	80
Tableau III. 8 : Distribution des efforts maximaux (cas 3).....	80
Tableau III. 9 : Caractéristiques du béton projeté	82
Tableau III. 10 : Résultats des déplacements dus au creusement.....	92
Tableau III. 11 : Résultats des déplacements du revêtement définitif.....	95
Tableau III. 12 : Sollicitations internes pour le calcul du ferrailage	98

Liste des symboles :

σ_0 : Contrainte initiale.

σ_c : Résistance de compression simple.

σ_k : Résistance de dureté de la roche.

σ_{bmax} : La contrainte limite admissible du béton.

γ : Coefficient de pression.

ν : Coefficient de Poisson.

P_v : Pression verticale.

P_h : La pression horizontale.

φ : Angle de frottement interne.

γ_h : Poids volumique humide.

γ_i : Poids de la couche i.

K_a : Coefficient de poussée active.

K_p : Coefficient de butée.

K_0 : Coefficient de terre au repos.

ea : La valeur de la poussée active des terres.

ep : La valeur de la butée des terres.

X_1 : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain.

X_2 : Coefficient d'influence de la genèse du terrain.

X_3 : Coefficient rhéologique.

C : Cohésion du terrain.

τ_u : La contrainte de cisaillement.

V_u : L'effort tranchant ultime.

b_0 : La largeur de la section de béton.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.

ρ_t : Pourcentage d'armatures transversales.

S_t : L'espacement entre les armatures transversales.

E : Le module de Young.

R : Rayon de l'excavation.

W : Module de résistance.

n_0 : Coefficient de résistance empêchant le glissement du terrain.

u_λ : Déplacement radial des parois du tunnel.

u_{s0} : Le déplacement acquis par la paroi au moment du soutènement.

P_{cmax} : Pression maximale de soutènement du cintre.

P_{bmax} : Pression maximale de soutènement du béton.

λ : Taux de déconfinement.

K_c : Raideur du cintre.

K_b : Raideur du béton projeté.

EsA's : Rigidités des cintres à la compression avant mise en place.

EsAs : Rigidités des cintres à la compression après mise en place.

a : Dimension entre deux axes de cintre.

Es : Module d'élasticité de l'acier.

γ_R : Coefficient de sécurité d'après l'EUROCODE.

As : Section de profile en acier.

EsI's : Rigidités des cintres à la flexion avant mise en place.

EsIs : Rigidités des cintres à la flexion après mise en place.

Is : Moment d'inertie du profilé.

EbAb : Rigidités du béton projeté avant mise en place.

EbA'b : Rigidités du béton projeté après mise en place.

Eb : Module d'élasticité de béton projeté.

Ab : Section de béton projeté.

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

As : Section de profilé en acier.

p : Charge limite admissible.

S : Moment statique de la demi-section.

δ : Épaisseur de l'âme du profilé.

B : La largeur de décharge.

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

θ_m : Coefficient d'équivalence du moment de flexion.

Q : Poids total de l'arc.

Q₀ : Partie uniformément répartie de la pression géologique.

ΔG : Partie de la charge d'intensité variable.

H : La hauteur de la couverture.

h : Hauteur de la parabole de charge.

q : La charge d'exploitation.

y : La hauteur de l'excavation.

b : La largeur de l'excavation.

H_p : La hauteur du noyau de détente.

h_p : Hauteur du terrain excavé de forme parabolique.

α : Coefficient de réduction.

f : Coefficient de résistance calculé pour différents terrains.

RX : Remblais.

QA : Argile jaunâtre.

QM : Sable argileux jaunâtre.

Qv : Argile sableuse grisâtre vaseuse plastique.

TS : Sable argileux.

CHAPITRE I :

Généralité sur les tunnels.

CHAPITRE II :

**Présentation du projet,
géologie, hydrogéologie,
sismicité et géotechnique.**

CHAPITRE III :

**Calculs et modélisation de
l'ouvrage.**

INTRODUCTION GENERALE :

Avant bien l'existence de l'humanité sur terre, la nature a su creuser le souterrain avec des dimensions surprenantes sans aucun soutènement. Les exemples concrets témoignant de cela sont bien visible au niveau des grottes, gouffres et les cavités karstiques issus d'une dissolution chimique et une érosion par l'eau.

Pour son organisation en société, l'homme a toujours eu besoin de se déplacer à l'intérieur et à l'extérieur des agglomérations, parallèlement à ce besoin de déplacement est apparu le besoin de concentration, de convergence, c'est ce qui a donné naissance aux villes.

Au fil des années, l'accroissement de la population et le développement dans les différents secteurs, a induit à l'extension du tissu urbain par une occupation des espace de façon considérables, entraînant par conséquence la congestion croissante des axes de transport dans les grandes villes. De se faite, la recherche de nouvelles issues pour désengorgé les villes par l'occupation de nouveaux espaces s'est avéré primordial.

Comme solution au problème, l'option de l'occupation du souterrain par le biais de tunnels s'est imposée. Elle est devenue aux cours de ces dernières années de plus en plus adopté dans le domaine du génie civil grâce au développement qu'a connu la technologie dans le secteur de réalisation des tunnels en terme de technique de creusement et de support.

Rentrant dans ce cadre, la ville d'Alger a connu une croissance démographique importante, ce qui a rendu la circulation et le déplacement très difficiles, d'où la nécessité de créer une soupape dans le but de désengorger la ville. L'espace restreint disponible a fait des tunnels le mode de construction adéquat, apte à répondre aux exigences d'un tissu urbain algérois très dense.

Notre projet consiste en la conception d'un tronçon de tunnel de la ligne l'extension Ain Naadja - Baraki traversant une zone urbaine renfermant des structures

Pour ce faire, le présent mémoire suivra le plan présenté ci-dessous.

Chapitre I : donne une généralité sur les tunnels. Il portera principalement sur une étude bibliographique sur les différent technique et mode de creusement des tunnels. Les systèmes de support adoptés fonction de la nature de des terrains et les différents méthodes de conception des tunnels existant.

Chapitre II : concerne la présentation du projet. Il donne un aperçu sur la géologie, l'hydrogéologie, la sismicité et la géotechnique du site d'étude.

Chapitre III : est concerné par la conception de l'ouvrage.

Finalement, on terminera ce travail par une conclusion générale.

I.1-Introduction :

Un tunnel est un ouvrage d'art souterrain destiné à donner passage à une voie de communication, en réduisant un itinéraire dans une montagne pour éviter un contour, sous un plan aquatique ou une rivière pour éviter un long détour. Dans les grandes zones urbaines, les tunnels assurent une harmonie du transport, limitent les nuisances et la pollution du trafic et économisent des espaces.

Les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain et la méthode d'excavation. Du fait de leur spécificité, la connaissance du milieu dans lequel sont exécutés les opérations de réalisation de tel ouvrage, de l'action du creusement et de la réaction du massif à la suite de l'opération d'excavation, le choix des techniques et modes de creusement ainsi que leurs conditions d'application, les différentes modes de soutènement et revêtement à établir, sont des informations primordiales, nécessaires pour assurer la réalisation de tels ouvrages dans les meilleures conditions (économiques et sécuritaires).

Au cours de ce chapitre, les étapes successives nécessaires pour la réalisation d'un tunnel, creusement (modes et techniques), types de soutènements et revêtements, les différentes méthodes de conception en fonction de la nature des terrains ainsi que les techniques de protection seront détaillées.

I.2-Historique des ouvrages souterrains :

L'histoire des tunnels remonte depuis l'Antiquité, Pour répondre aux besoins de l'irrigation et de l'alimentation des villes en eau les civilisations de la Mésopotamie, de l'Égypte, de la Grèce et de Rome ont creusé des canaux aqueducs, non seulement à l'air libre, mais aussi en tunnel. A cette époque, certains ouvrages exceptionnels ont été réalisés, l'un des plus fameux est le tunnel aqueduc construit en 530 avant J.-C. par Eupalinos dans l'île grecque de Samos. Il a été aussi réalisé sous l'antiquité des tunnels servant au transport des personnes, des animaux et des biens. Parmi eux, le tunnel de Pouzzoles est des plus remarquables : construit par les romains en 37 après .J.-C., il était long de 900m, large de 7,5m et haut de 9m. Lorsqu'il fallait creuser dans la roche dure, il leur arriver de chauffer et dilater cette dernière à l'aide du feu, puis l'amener à un refroidissement brutal pour la faire éclater. Au cours du moyen-âge les modes de creusement et de soutènement sont restés toujours analogues à ceux de l'antiquité, mais après la chute de l'empire romain, on n'a plus beaucoup construit d'aqueducs ni des tunnels.

A partir de la Renaissance, des améliorations techniques déterminantes apparaissent, l'utilisation de la poudre explosive. C'était la (poudre noire), mélange de soufre, de charbon de bois et de salpêtre (nitrate de potassium). Mais, pour briser les roches, on ne pouvait utiliser l'explosif que si cela était sans danger. Ceci n'a pas pu se faire qu'avec la mise au point de la mèche lente. L'emploi de la poudre dans les mines date en conséquence de 1613.

On ne disposait toujours pas à la fin de la renaissance, ni d'ailleurs jusqu'à vers 1790, des moyens mécaniques pour forer les trous de mines destinés à recevoir la poudre explosive. Il fallait creuser ces trous à la main, en frappant avec masse sur une barre à mine (lourde barre métallique).

On ne connaissait pas les calculs mathématiques, permettant d'estimer, à partir des mesures physiques faites sur place (in-situ) ou en laboratoire, les poussées exercées par les terrains est d'apprécier les risques d'effondrement. Ces progrès n'apparaîtront qu'à l'époque moderne à partir de la fin du XVIIIème siècle (Coulomb 1776). Un ouvrage remarquable de cette époque est le tunnel de M'alpas. De cette époque encore, date le grand égout circulaire de Paris, avec une longueur de 6128m et une hauteur de 2m. Il a été achevé en 1740.

Récemment la construction des tunnels a pris une propagation importante avec l'énorme développement des infrastructures et la technologie de mise en œuvre.

I.3- Classification des tunnels :

Le rôle des tunnels consiste à rendre possibles des communications ou des transports par le franchissement d'un obstacle. On distingue plusieurs classes de tunnels selon la nature de l'obstacle à franchir ou selon de ce qu'il s'agit (une voie de communication ou d'une voie de transport). Les tunnels devront franchir des montagnes, ou passeront sous les rivières, sous les bras de mer ou sous les édifices et les voies de circulation des centres industriels ou des villes. Les buts à atteindre par leurs constructions sont également très divers : circulation ferroviaire, transports publics, communications fluviales. Sur la base de ce qui précède, la classification des tunnels permet de distinguer les deux groupes principaux suivants (**Figure I.1**) et (**Figure I.2**) :

I.3.1. Tunnel de communication :

- ❖ Tunnel ferroviaire.
- ❖ Tunnel routier.
- ❖ Tunnel pour piéton.
- ❖ Tunnel ou galerie de navigation.
- ❖ Tunnel de métro.



Figure I.1 : les différents types de tunnel de communication.

I.3.2. Tunnel ou galerie de transport :

- ❖ Tunnels pour aménagement hydraulique.
- ❖ Tunnels d'alimentation de l'eau.
- ❖ Tunnels de service industriels.
- ❖ Galerie d'égout.
- ❖ Galerie d'utilisation.



Figure I.2 : Tunnel hydraulique.

I.4- Exécution et conception des tunnels :

En raison de la multitude des facteurs qui influencent la conception, les charges, l'implantation et les conditions d'exécution des Tunnels, les méthodes d'exécution les plus diverses ont été mises au point au cours des années. Parmi ces facteurs, mentionnons les plus importantes : les conditions géologiques et hydrologiques, la forme et les dimensions du profil, ainsi que la destination du Tunnel.

I.4.1. Mode de creusement des tunnels :

Les méthodes de creusement dépendent des paramètres suivants :

- La nature du terrain.
- La profondeur et les dimensions de l'ouvrage.
- Le matériel disponible.
- Le délai d'exécution.
- L'environnement.

I.4.1.1. Creusement en pleine section :

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue pour les explosifs, ou pour les tunnels creusés dans des sols meubles avec des boucliers, (**Figure I.3**).



Figure I.3 : creusement à pleine section.

I.4.1.2. Creusement en demi-section :

Elle consiste à excaver dans une première phase la demi-section supérieure du tunnel (Calotte) suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 mètres. Pour deuxième phase, et après achèvement de la demi-section supérieure on procède à l'excavation de la demi-section inférieure (Stross), Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension (plus de 40 à 50 m²) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité en vue de la dimension réduite du front de taille. Après chaque phase d'avancement une mise en place du soutènement est effectuée, (**Figure I.4**).



Figure I.4 : creusement par demi-section.

I.4.1.3. Creusement en sections divisées :

Cette méthode consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser. Avec cette technique chaque phase des travaux comprend l'excavation des terrains en sections réduites. Par la même, la stabilité des sections creusées est plus facile à maîtriser et la dépression des terrains est plus limitée, (**Figure I.5**).

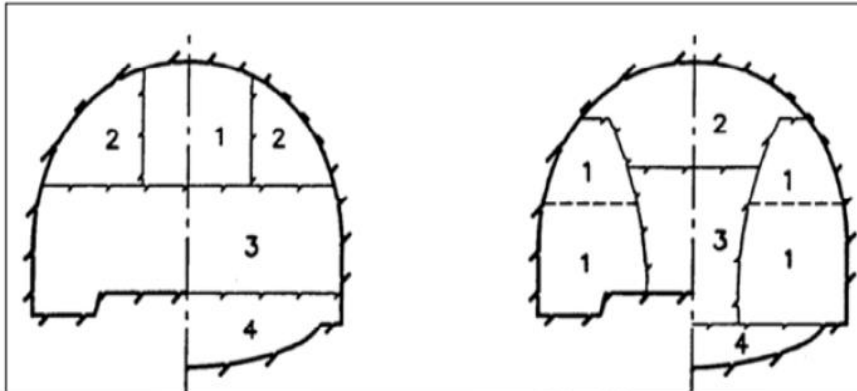


Figure I.5 : Creusement en Section divisée.

Cette méthode s'applique soit :

- Aux grandes excavations souterraines dont les dimensions dépassent la vingtaine de mètres.
- Aux tunnels dans des mauvais terrains, lorsque les autres méthodes de creusement présentent des risques d'exécution ou conduisent à des tassements différentiels par exemple en zone urbaine sous faible profondeur.

I.4.2. Techniques de creusement des tunnels :

En ingénierie il existe plusieurs techniques de creusement de tunnel, le choix de la technique de creusement adopté est déterminé selon la nature du terrain, On s'appuyant sur ce critère, on distingue deux modes de creusement :

- ❖ Creusement dans les terrains meubles.
- ❖ Creusement dans les terrains rocheux.

I.4.2.1. Creusement dans les terrains meubles :

Le développement des agglomérations, souvent situées dans des vallées, a conduit de réaliser de plus en plus d'ouvrages souterrains dans des terrains meubles. Parmi les technologies conçus pour excaver le sous – sol, on peut citer :

a. La pelle hydraulique :

C'est un engin mécanique constitué d'un bras mobile (pelle) pouvant se déplacer aisément sur le front de taille et les parois latérales. Dans le cas où l'on rencontrerait des passages de terrains durs on peut prévoir un changement de la pelle par un marteau piqueur.

b. Le bouclier mécanisé :

Un bouclier est un système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri du bouclier.

Le bouclier joue 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 non pressurisés (à front ouvert) et les boucliers pressurisés (avec un soutènement du front). On distingue deux types de bouclier :

❖ Les boucliers non pressurisés (front ouvert) :

Laissant le front visible et accessible, ils sont utilisables préférentiellement dans les sols cohérents sans gradient hydraulique important et qui ne représente pas d'instabilité au front de taille. Ils assurent simultanément les fonctions d'abatage et du soutènement latéral de l'excavation. Le front d'attaque du tunnel n'est pas soutenu, (**Figure I.6**).

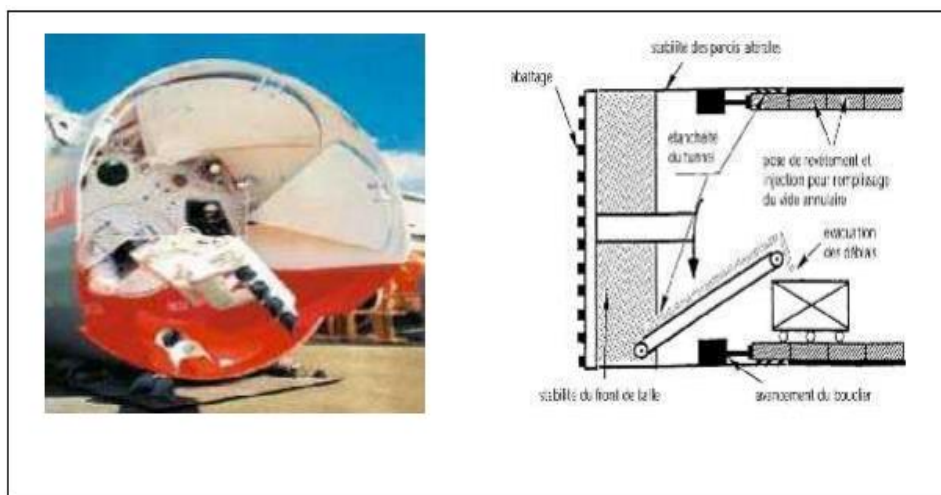


Figure I.6: Bouclier ouvert.

❖ Les boucliers pressurisés :

Il est utilisé dans les terrains meubles et aquifères, ou la stabilité du front de taille n'est pas assurée, il faut le soutenir par une pression qui peut être appliquée : (**Figure I.7**).

- Soit par l'air comprimé (bouclier à air comprimé) ;
- Soit par la roue de taille elle-même (à pression mécanique) ;
- Soit par un liquide dense comme la boue bentonite (bouclier à pression de boue) ;
- Soit enfin par le marinage (pression de terre).

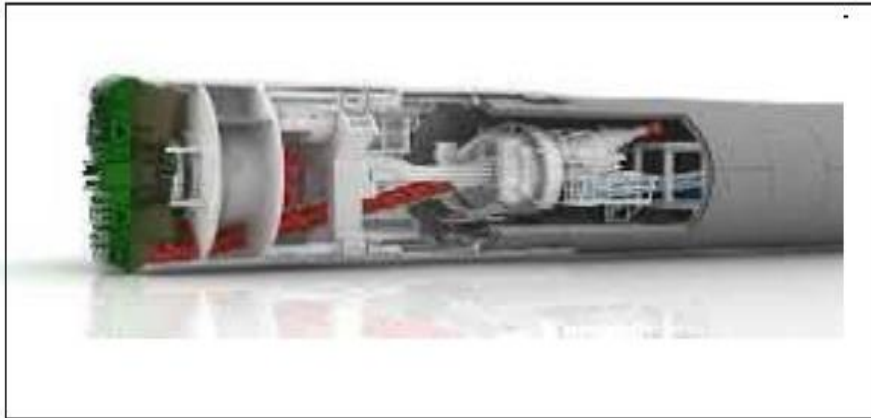


Figure I.7: Bouclier pressurisés.

I.4.2.2. Creusement dans les terrains rocheux :

Parmi les techniques du creusement en terrain rocheux, on peut distinguer :

A. Creusement à l'explosif :

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique.

L'abattage à l'explosif nécessite la perforation préalable de trous de mine (constituant la volée) à l'aide de marteaux perforateurs.

Le plan de tir doit être adapté aux caractéristiques du terrain afin d'assurer un découpage soigné de l'excavation et de limiter les ébranlements, (**Figure I.8**).

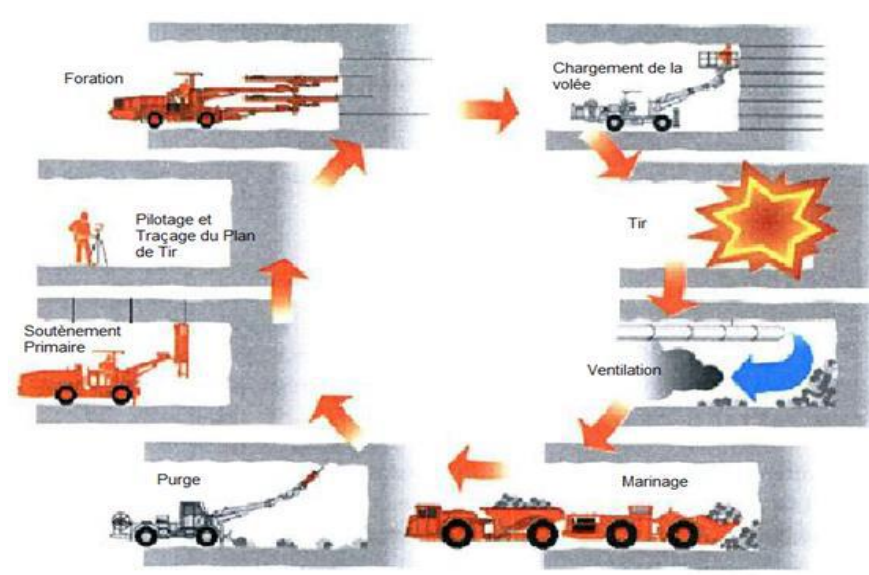


Figure I. 8: Excavation à l'explosif.

B. Creusement avec des machines à attaque ponctuelle :

Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi de machines à attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient "gratter" et abattre le terrain du front. Progressivement, l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Elles sont en général montées sur un châssis automoteur à chenilles, il supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne, (**Figure I.9**).

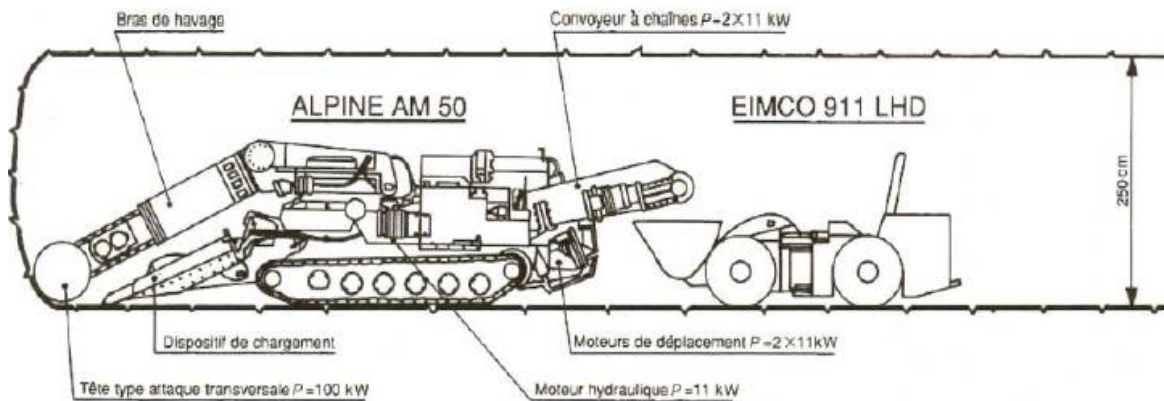


Figure I.9: machine à attaque ponctuelle.

C. Creusement avec des machines à attaque globale (Tunnelier) :

Afin de faire face aux contraintes liées au creusement des tunnels, notamment réduire les tassements en surface, assurer la stabilité du front de taille ou encore réduire la durée de gêne occasionnée aux riverains, les ingénieurs de projets choisissent de plus en plus souvent le recours à des machines à attaque globale ce qu'on appelle un tunnelier (ou bouclier)..

Dans les sols pulvérulents ou fins on utilisera un tunnelier équipé de dents, ces dernières faisant office de couteaux entraînant le sol.

Le front sera fermé et dit à pression de terre si l'unique confinement est issu de la compression des déblais sur le front de taille par la machine, (**Figure I.10**).



Figure I.10: Tunnelier.

I.5- Méthodes de soutènement :

L'excavation d'un tunnel produit une altération dans l'état du terrain. Ceci entraîne des mouvements de la masse du terrain vers l'excavation afin de rétablir l'équilibre.

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

I.5.1. Classification des modes des soutènements :

Si l'on entend par soutènement tout dispositif (ou procédé) permettant d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant la période qui s'écoule entre le début de son excavation et la mise en place du revêtement définitif, on peut en fait distinguer quatre classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain, qui sont :

I.5.1.1. Les soutènements agissant par confinement :

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

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

I.5.1.2. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armatures :

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

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

I.5.1.3. Les soutènements agissant par supportage :

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

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

I.5.1.4. Les soutènements agissant par consolidation :

Dans ce cas il s'agit de modifier les caractéristiques géotechniques du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même.

Ils rentrent dans le cadre des traitements des terrains, ce sont essentiellement :

- Injection.
- Congélation.
- Drainage.
- Jet-grouting.

I.5.2. Les différents types de soutènement :

On distingue plusieurs types de soutènement :

I.5.2.1. Soutènement métallique :

Le premier type de soutènement utilisé dans les ouvrages souterrains, c'est le soutènement métallique. Le soutènement métallique comprend deux catégories principales, soutènement par boulonnage et par cintre :

I.5.2.1.1. Soutènement par boulonnage :

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques, de longueur comprise entre 1,50 à 10 m, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre, (**Figure I.11**).

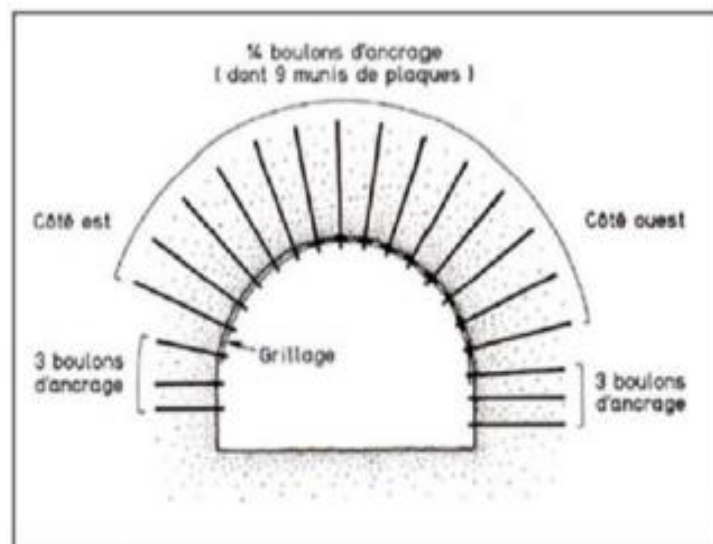


Figure I.11: Soutènement par boulonnage.

Les boulons agissent également comme armatures en améliorant la résistance au cisaillement du terrain fracturé et en lui conférant une sorte de cohésion fictive. Ceux-ci sont de deux types :

❖ 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, (**Figure I.12**).

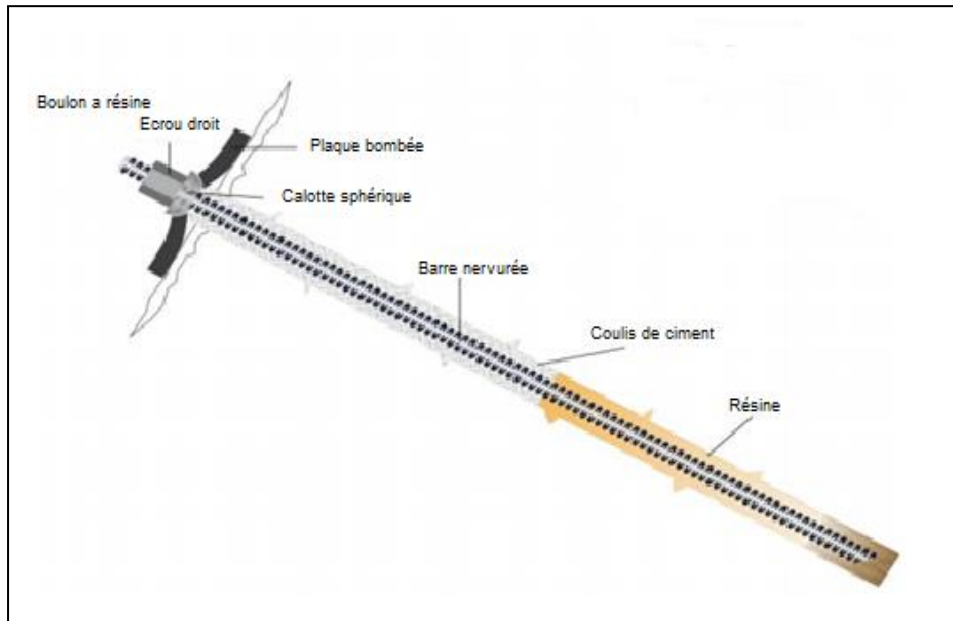


Figure I.12: Boulon à ancrage ponctuel.

❖ Les boulons à ancrage réparti :

Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment, (**Figure I.13**).

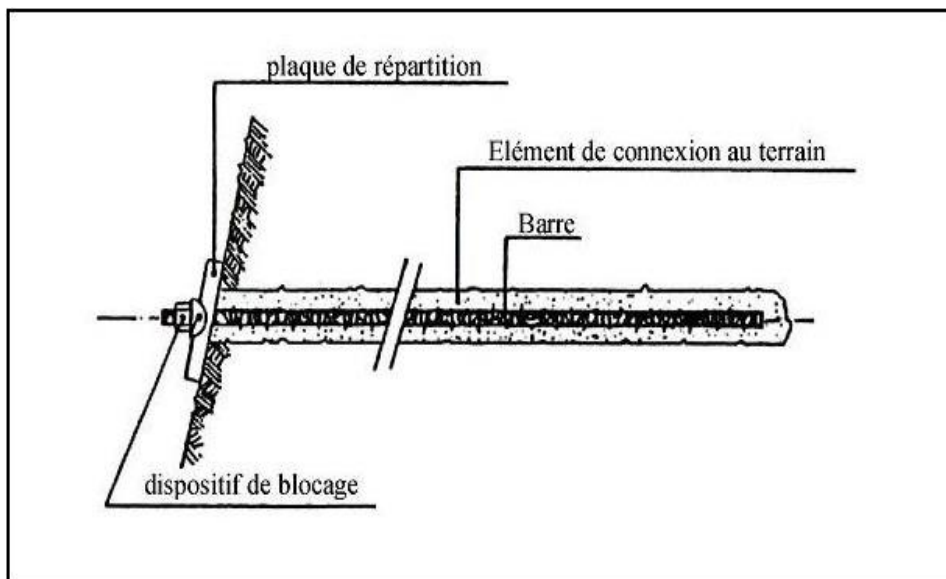


Figure I.13: Boulon à ancrage réparti enfoncé dans les parois d'un tunnel.

I.5.2.1.2. Soutènement par cintres métalliques :

Ce sont des fers profilés en I ou H, cintrés à la demande selon la courbure de la Voûte. Le cintre peut être en plusieurs tronçons, éclissés entre eux pour des raisons de maniabilité, (Figure I.14).

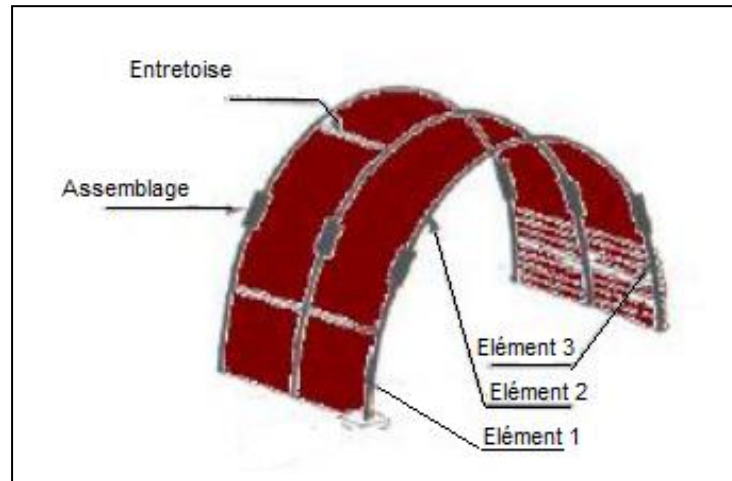


Figure I.14: Soutènement par cintres.

Il y a trois types de cintres : cintres réticulés, cintres lourds et cintres Coulissants, ils sont donnés comme suit :

❖ Cintres réticulés :

Le cintre réticulé a été développé pour renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures beaucoup plus résistantes qu'un simple treillis soudé, utilisé principalement avec les méthodes de creusement faisant intervenir le béton projeté comme moyen de limiter les déformations des terrains, (Figure I.15).

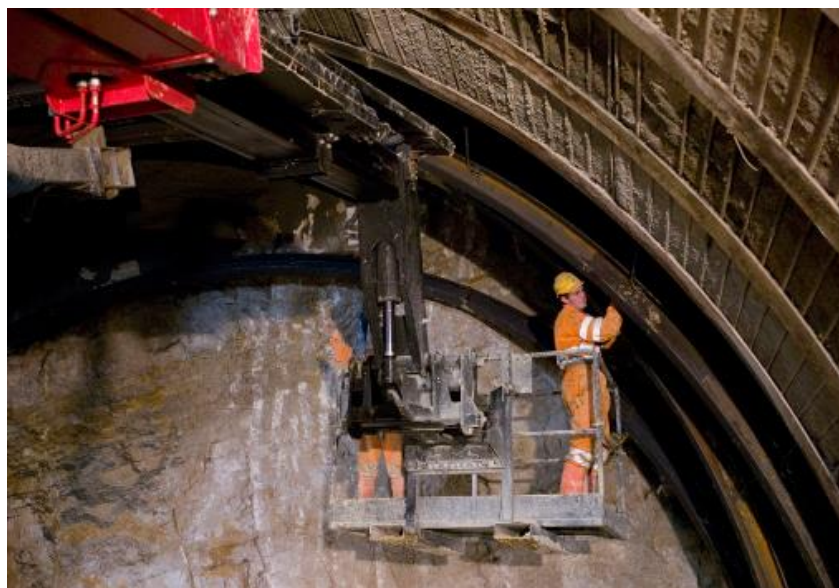


Figure I.15: Mise en place du cintre.

❖ **Cintres lourds :**

Ils sont constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide sont capables d’agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n’est pas trop importante, (**Figure I.16**).



Figure I.16: Cintre lourd.

❖ **Cintres légers et coulissant :**

Sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d’assemblage permet le coulissement contrôlé des éléments d’un même cintre les uns par rapport aux autres. Leur capacité de portance est ainsi limitée à l’effort nécessaire pour provoquer le glissement de l’assemblage, (**Figure I.17**).

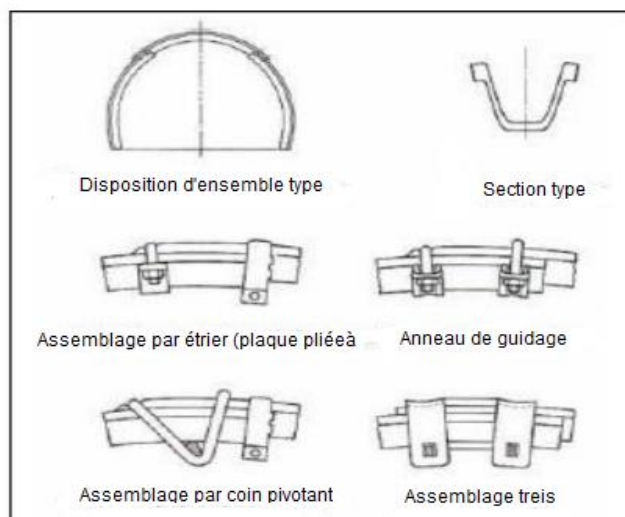


Figure I.17: Exemple de cintres coulissants.

I.5.2.2. Soutènement en béton :

Les types de soutènement utilisant le béton sont les suivants :

I.5.2.2.1. Béton projeté :

Le béton projeté est un moyen rapide de mise en œuvre du béton sans coffrage. Cet avantage permet le bétonnage de la surface excavée dès sa réalisation pour contenir la décompression du terrain. La préparation de la surface excavée se limite à une purge des éléments instables.

Le béton est projeté sur une nappe de treillis soudés ancrée à la paroi. Il présente une flexibilité qui lui permet de s'adapter aux déformations du massif.

• Les propriétés du béton projeté :

- ✓ Pénètre en force dans les fissures.
- ✓ Protège la roche de l'altération par l'air et l'humidité.
- ✓ Assure une bonne adhérence à la roche et une bonne résistance au cisaillement.
- ✓ Mise en œuvre rapide.
- ✓ Assure une économie de main d'œuvre et de matériaux.
- ✓ Béton diminue la détente, la décompression, la flexion et les contraintes de traction.
- ✓ Le béton projeté reprend les moments fléchissant.

L'emploi du béton en ouvrage souterrain par voie sèche ou par voie mouillée fait l'objet d'un texte de l'AFTES intitulé « conception et dimensionnement du béton projeté utilisé en travaux souterrains » auquel il convient de se référer [GT 20 de l'AFTES, 2000]. La mise en œuvre du béton projeté peut être réalisée selon deux techniques :

❖ Par voie sèche :

Le mélange constitué de ciment, d'agrégats et d'adjuvant en poudre est homogénéisé dans un malaxeur, puis transporté très rapidement dans un courant d'air comprimé. En passant dans la buse de sortie (la lance), l'eau est incorporée au mélange et le béton est projeté à grande vitesse sur la surface d'application. L'introduction des adjuvants au niveau de la buse de sortie est faite grâce à des aménagements particuliers, (**Figure I.18**).

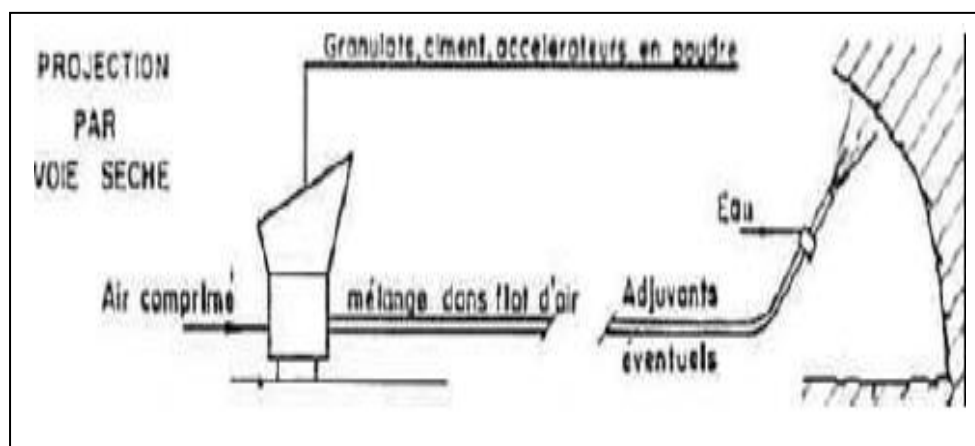


Figure I.18: Technique de projection de béton par voie sèche.

❖ **Projection par voie mouillée :**

Le mélange eau, agrégats, ciment est gâché suivant les procédés traditionnels, puis transporté dans la conduite. La propulsion du mélange mouillé est assurée par air comprimé (le flux est dilué) soit par action d'une pompe à béton (le flux est dense), (**Figure I.19**).

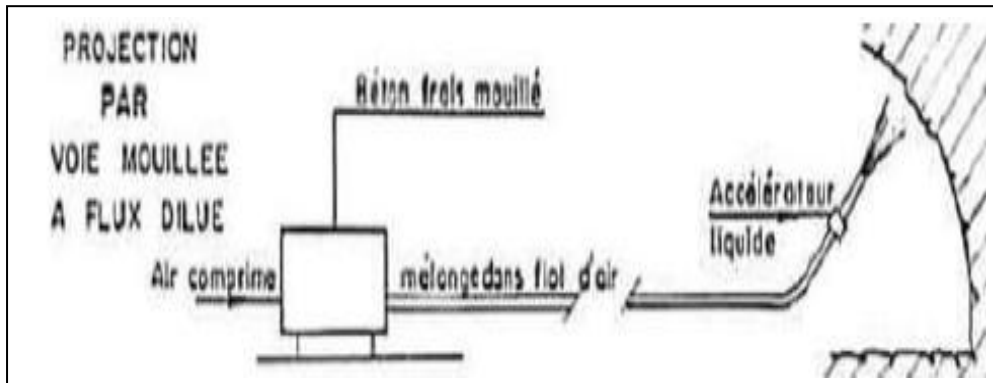


Figure I.19: Technique de projection de béton par voie mouillée (A flux dilué).

Un exemple d'application de la technique est donné dans la **figure I.20**



Figure I.20: l'emploi de béton projeté dans un tunnel.

I.5.2.2.2. Armatures :

La résistance à la traction du béton projeté est un des paramètres essentiels qui détermine les performances de ce type de soutènement. L'amélioration du comportement à la traction est couramment obtenue par une armature en treillis soudés. Mais la présence de l'armature pose des problèmes à la mise en œuvre du béton. Le béton projeté a tendance à s'accrocher sur tous les objets rencontrés. Il en résulte que le treillis soudé tient lieu d'écran gênant la pénétration du béton, ce qui peut avoir pour conséquence de créer des défauts de remplissage. Les treillis soudés présentent d'autres inconvénients sur le chantier :

- Il est relativement long à mettre en place est à fixer à la paroi, ce qui diminue sensiblement la vitesse de creusement d'un tunnel où le béton est placé à l'avancement.
- Sa rigidité l'empêche de coller parfaitement à la paroi.

I.5.2.3. Voussoirs en béton préfabriqué :

Un voussoir est une écaille de béton armé qui est préfabriquée et prête à poser par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appui longitudinal pour la progression du boulier au moyen de vérins hydrauliques dont les patins reposent sur la face avant du dernier anneau posé, (**Figure I.21**).



Figure I.21: Exemple des voussoirs en béton.

Il existe bien entendu de nombreux types de voussoirs, en béton que l'on peut classer en deux catégories principales, (**Figure I.22**) :

- ❖ **Les voussoirs alvéolaires** : qui comportent des nervures longitudinales et transversales au travers lesquelles il est possible d'enfiler des boulons qui permettant l'assemblage et la transmission de certains efforts de flexion d'un voussoir à l'autre.
- ❖ **Les voussoirs pleins** : qui sont des éléments de coques d'épaisseur constante et qui peuvent par exemple, être articulés les uns sur les autres le long de leurs faces latérales courbes.

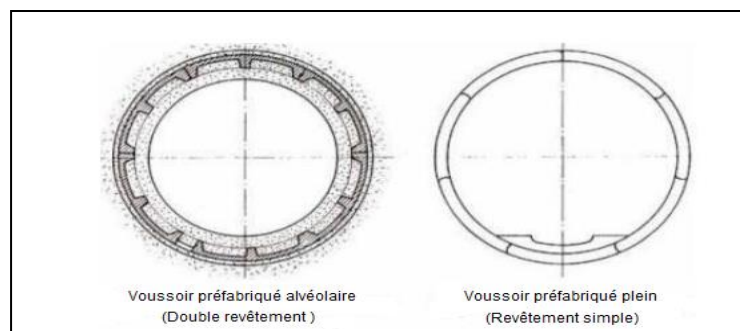


Figure I.22: Voussoirs préfabriqués en béton armé.

I.5.2.4. Procédé de pré-soutènement :

Dans la majorité des cas, le soutènement est mis en place derrière le front de taille. Cependant Lorsque le front de taille est instable ou lorsqu'on veut limiter les déplacements, par exemple, minimiser les tassements superficiels, on peut faire appel à des méthodes de pré-soutènement :

I.5.2.4.1. Tubes perforés :

Les tubes perforés sont considérés comme un procédé de pré-soutènement qui sera installé depuis le front, sur une part ou la totalité du développé, pour être efficace en avant du front.

I.5.2.4.2. La voûte parapluie :

Consiste à mettre en place des barres ou des tubes métalliques longitudinaux, à la périphérie du front, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence. Il est conçu pour atteindre une longueur de pénétration en avant du front, de la même grandeur que sa hauteur, pour limiter les décompressions et se protéger de surfaces de rupture potentielles intéressant toute la section d'excavation, (**Figure I.23**) Les critères qui conduisent à l'utilisation de ce pré-soutènement découlent des caractéristiques des ouvrages à construire :

- De grandes ouvertures (jusqu'à 16,50 m).
- Partiellement situés sous immeubles, avec faible couverture, en site urbain dense.
- Ancrés dans les alluvions anciennes constituées de sables et gravier et baignées par la nappe phréatique.

❖ objectifs essentiels :

- ✓ Assurer la stabilité de la travée en cours d'excavation.
- ✓ Améliorer la stabilité du front de taille par réduction de contraintes agissant en avant de celui-ci.
- ✓ Limiter les tassements

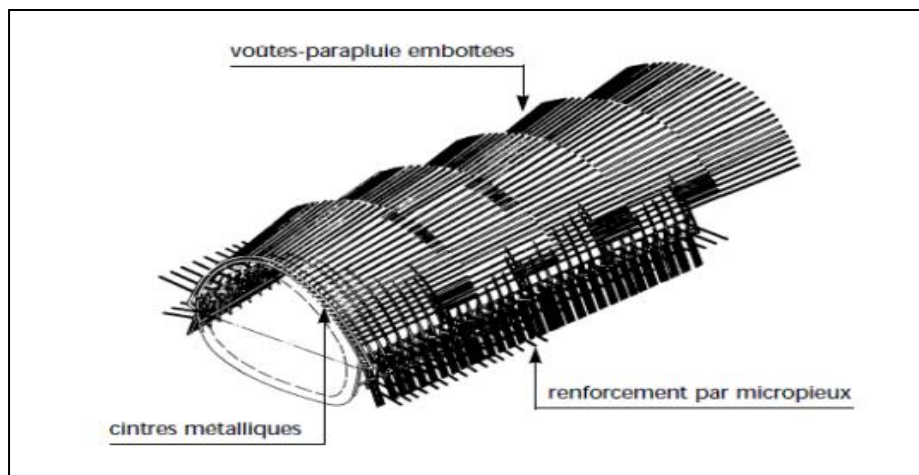


Figure I.23: Profil type de soutènement avec voûte parapluie.

I.6- La Nouvelle Méthode Autrichienne (N.A.T.M) :

La N.A.T.M. date de la fin des années trente. C'est un nouveau concept dans la construction des tunnels. En effet cette méthode permet la construction de n'importe quel tunnel avec une section plus ou moins circulaire fonction de la capacité portante de la roche. Le principe de la méthode repose sur l'existence d'une relation entre la contrainte appliquée, les propriétés du terrain et la capacité demandée pour le système de support. Sur la base de cette relation, le développement d'un système incorporant tous ces éléments dans une conception économique a été établi. Ceci a été possible à travers l'utilisation de la méthode d'excavation séquentielle, d'un système de support et d'une géométrie du soutènement contrôlant les déformations résultant de la redistribution des contraintes préexistantes du terrain. D'où la création d'un arc auto-stable. En effet, la (NATM) constitue une méthode où les roches/ou les formations de sols aux alentours du tunnel sont intégrées en une structure de support annulaires et où les formations en elles même formeront une partie intégrante de cette structure de support.

A côté de la grande utilisation sur le terrain des méthodes (TBM) et boucliers, la (NATM) a l'avantage dans les projets de tunnel avec des fréquences de changement dans les conditions géotechniques à cause de son approche flexible et son adaptabilité au changement de condition. Elle a aussi l'avantage dans le cas des configurations géométriques compliquées dans les grandes sections de tunnel et dans les formations hautement déformées. Elle est appliquée avec succès dans toute la catégorie de trafic et des larges tunnels hydro électrique, de stockage et autres dans les roches et les terrains tendres. De manière générale, les avantages et les limites de la méthode peuvent se résumer comme suit :

❖ Les Avantages de la N.A.T.M :

- ✓ Mise en œuvre rapide du soutènement.
- ✓ Revêtement souple et continu.
- ✓ Contrôle du comportement du terrain au cours de l'exécution.
- ✓ Apport d'un confinement stabilisateur.

❖ Limites de la N.A.T.M :

- ✓ Les venues d'eau excessives empêchent la mise en œuvre du béton projeté, soit en raison de gêne à la projection ou en raison des sous - pressions qui peuvent se développer derrière la couche de béton frais.
- ✓ Le terrain est trop peu cohérent.

I.7- Revêtement :

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

Le revêtement n'est en général pas mis en charge. De cette manière, la fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage, dans les cas où soit le terrain, soit le soutènement mis en place subissent des détériorations, ou dans les cas où l'on devra faire à des phénomènes de charges différées dans le temps (CETU 5, 1998).

Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes :

- ❖ Fonction mécanique aide à assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme, augmenter l'efficacité de système de la ventilation et de l'illumination (tunnels routiers) ou de la capacité hydraulique.
- ❖ Fonction esthétique et d'imperméabilisation.

➤ **Les différents types de revêtement :**

- Revêtement en béton coffré non-armé.
- Revêtement en béton coffré armé.
- Revêtement en béton projeté.
- Revêtement en voussoirs préfabriqué.

I.8-Méthodes de dimensionnement du soutènement :

Le pré dimensionnement du soutènement d'un tunnel est le choix des éléments de soutènement et leurs dimensions, à cet effet il existe de nombreuses méthodes permettant de déterminer le soutènement des tunnels :

I.8.1. Les Méthodes empiriques et semi empiriques :

Elles supposent une cinématique de rupture et de décompression du terrain autour de l'ouvrage. En effet, elles proposent directement le mode de soutènement à adopté à une situation défini à partir d'une classification géotechnique du terrain. Permettent de déterminer les actions s'exerçant sur un soutènement quel que soit sa nature et sans tenir compte de sa déformation. Parmi ces méthodes on note :

- Méthode de TERZAGHI.
- Méthode de PROTODIACONOV.
- Méthodes de BIERBAÜMER.
- Recommandations de l'AFTES.
- Classification (RMR) (Beiniawski, 89).
- Classification de Barton, 74 (Q System).
- Méthode géomécanique.

I.8.2. Les Méthodes d'interaction :

Le principe général de ces méthodes se base sur le fait que le chargement appliqué au soutènement et /ou au revêtement résulte d'un calcul d'équilibre avec le terrain. Ces méthodes peuvent être analytiques (méthode convergence confinement) ou numérique (méthode des réactions hyperstatique ou du solide composite).

I.8.2.1. Méthode convergence -confinement :

Méthode prenant en compte totalement l'interaction terrain-soutènement. Le point de départ de cette méthode est la participation du terrain à son propre soutènement l'or de l'excavation.

Le comportement du terrain associé à celui du soutènement ou du revêtement assure la stabilité de l'excavation. Le soutènement a pour objet de limité la convergence de l'excavation.

Cette méthode est née suite au succès de la NATM (New Austrian Tunnelling Method) dans les années 70. Sa conceptualisation complète remonte au tout début des années 80. La méthode convergence confinement est une méthode analytique : toutes les formules sont explicites et peuvent être entrées sur une simple calculette.

I.8.2.2. Méthode des réactions hyperstatiques :

Méthode privilégiant le rôle du soutènement. Considéré les actions exercées par le terrain comme des données à priori mais qui prennent en compte la rigidité du soutènement, sa déformation et les réactions du terrain encaissant. Dans le model, l'action du terrain encaissant est assimilée à des charges extérieur. Revêtement appuyer sur des ressorts dont la raideur (k) dépend des caractéristiques du terrain (module de réaction).

I.8.3. Les Méthodes numériques :

Ces méthodes représentent le terrain et le soutènement comme des solides et elles permettent de prendre en compte trois aspects majeurs d'une modélisation d'un tunnel :

- la structure et la géométrie du soutènement avec les lois de comportement des matériaux de cette structure.
- la géométrie des différentes unités géo-mécaniques identifiées dans la zone d'étude et leur loi de comportement.
- les phases d'excavation de l'ouvrage et de mise en place du soutènement.

Les méthodes courantes utilisées sont la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies, la méthode des blocs, et la méthode des éléments distincts.

I.8.3.1. Modélisation numérique (éléments finis) :

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères.

Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux (RDM), l'ingénieur a recours aux méthodes numériques qui permettent le calcul de structures complexes. En ce qui concerne les ouvrages souterrains, divers paramètres peuvent être pris en compte, comme par exemple la profondeur, la géométrie de l'ouvrage, le phasage de l'excavation, l'hétérogénéité du massif et le comportement non linéaire du terrain et du soutènement.

Evidemment, un calcul analytique ne peut aboutir dans ces cas, et c'est là tout l'intérêt du calcul numérique car il repose sur un traitement des équations de base de la mécanique. Celui-ci a connu un développement considérable depuis les années soixante grâce au développement des outils informatiques.

La MEF (méthode des éléments finis) consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique. On distingue deux modèles 2D :

❖ **Modèle 2D en déformations planes :**

Les calculs en déformations planes, dans le profil en travers d'une section de tunnel, représentent 98% des calculs numériques réellement effectués en bureau d'étude. Ils utilisent les concepts des pressions fictives et de déconfinement élaborés pour la méthode convergence-confinement.

Ils apportent d'ailleurs de nombreux avantages par rapport à cette dernière : section quelconque, état de contrainte anisotrope, calculs en sections divisées (**Figure I.24**). Le calcul se réalise par phases successives, à des états de déconfinement progressifs :

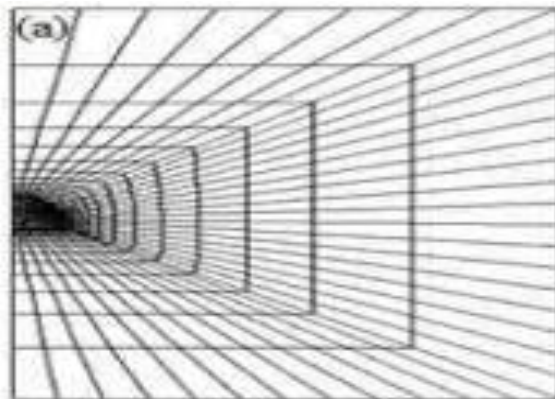


Figure I.24 : Maillages numériques 2D en déformations planes.

❖ **Modèle 2D axisymétrique :**

Les modèles axisymétriques représentent le tunnel selon son axe longitudinal. Les hypothèses d'axisymétrie sont celles de la méthode convergence-confinement : section circulaire, matériau isotrope, état de contrainte isotrope. Mais ils ont le gros avantage de pouvoir étudier l'état mécanique du terrain autour du front de taille. C'est par cette modélisation que l'on approche la fameuse loi d'évolution du coefficient λ , (**Figure I.25**).

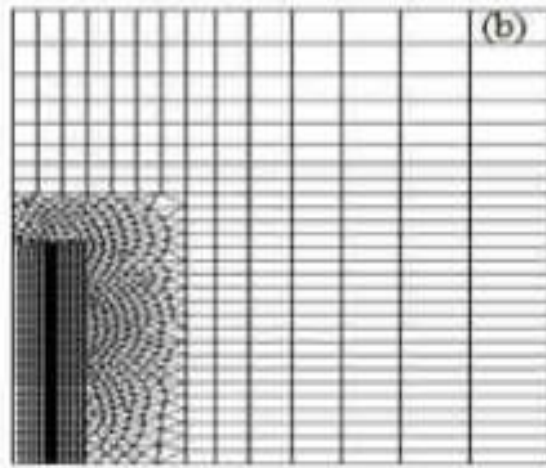


Figure I.25 : Maillages numériques 2D en déformations axisymétriques.

Les outils numériques permettent donc, notamment, de traiter les problèmes de tunnels en modèle tridimensionnel. Ce type d'analyse permet, en effet, de s'affranchir des limitations imposées par les modèles bidimensionnels tels la modélisation de la proximité du front de taille dans le cas de la déformation plane ou la géométrie de l'ouvrage dans le cas axisymétrique. De plus, seul un calcul 3D permet de déterminer les contraintes et les déformations de manière réaliste dans le massif et dans le soutènement. En dépit de ses avantages, le modèle numérique 3D est peu utilisé dans les calculs de dimensionnement des tunnels car il présente également de nombreux inconvénients, dont :

- Grande consommation des calculs en temps machine et en espace mémoire.
- Complexité du maillage et de la modélisation du phasage d'excavation.
- difficulté d'exploitation des résultats.

Pour simplifier les calculs, si un problème tridimensionnel vérifie les conditions d'axisymétrie, c'est-à dire essentiellement si le tunnel est circulaire et le massif isotrope et homogène, alors il peut être traité numériquement en modèle 2D axisymétrique. Ceci est possible même si le champ de contrainte initiale n'est pas isotrope.

I.9-Tassement :

Le creusement d'un tunnel provoque des déformations en surface du sol qui l'accueille. Ces déformations sont surtout représentées par des tassements, qui ne sont pas uniformes mais se concentrent sur le souterrain sous la forme d'une cuvette. Le problème est particulièrement sensible dans les villes, où ces tassements affectent toutes les composantes du tissu urbain, qu'il s'agisse des bâtiments, des ouvrages d'art, des voiries ou des réseaux.

En profondeur, d'autres ouvrages peuvent se trouver dans la zone d'influence du tunnel en construction : des tunnels, notamment quand on construit des tunnels jumeaux, où le second interagit avec le premier, mais plus généralement des ouvrages souterrains, et enfin des fondations profondes, qui n'ont pas forcément été dimensionnées pour résister au creusement d'un tunnel dans leur voisinage.

L'excavation d'un tunnel modifie localement l'état des contraintes dans le sol, qui s'accompagne inévitablement de mouvements du terrain autour de l'excavation.

Quand la hauteur de recouvrement au-dessous de l'excavation est peu importante, les mouvements se répercutent jusqu'à la surface et se traduisent par des tassements. Ce problème a suscité une attention particulière au cours des dernières décennies avec le fort développement des travaux en milieu urbain, où l'on construit de plus en plus de tunnels dans un contexte géotechnique et un environnement bâti sensible.

❖ Déplacement du terrain lié au creusement :

Le creusement d'un tunnel perturbe le champ initial des contraintes dans le terrain ainsi que les conditions hydrogéologiques. Cette modification des contraintes s'accompagne, en général, d'un déplacement instantané du front vers l'excavation, ainsi que d'une convergence des parois du tunnel, (**Figure I.26**).

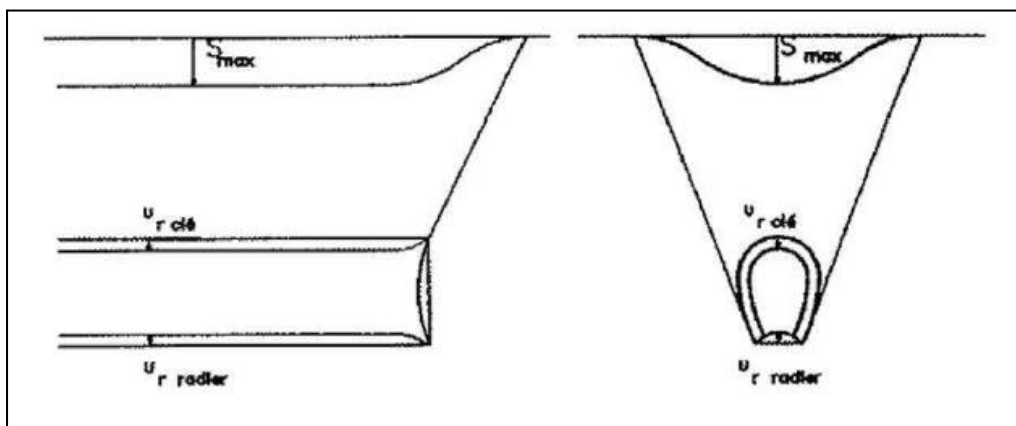


Figure I.26 : Déplacement des contours de l'excavation.

L'amplitude, l'orientation et la localisation des déplacements des points du massif autour du tunnel dépendent des caractéristiques mécaniques des terrains, des contraintes géostatiques, des surcharges en surface, des conditions hydrauliques, et des méthodes d'excavation et de soutènement. Lorsqu'il y'a dépassement local des capacités mécaniques du massif, les déplacements deviennent très importants et sont souvent le signe de l'apparition des zones de rupture. Cette situation est préjudiciable, tant pour le soutènement, que pour la limitation des déplacements.

Ainsi, en cas de mauvais confinement des parois, les déplacements aux contours de l'excavation peuvent entraîner la création d'une zone de rupture en arrière du front. Si ce dernier n'est pas confiné de manière adéquate, cette zone peut se développer dès l'avant du front. La connaissance des risques de rupture au front de taille apporte, en même temps qu'une appréciation des conditions de sécurité immédiate pendant le creusement, des informations utiles à l'évaluation du potentiel du tassement, dans la mesure où les venues de terrain au front constituent une des sources principales de tassement et qu'elles se produiront d'autant plus facilement que les conditions de stabilité sont mauvaises.

❖ Description des mouvements du sol :

L'origine des tassements est complexe, comme le précise leblai (1991) dans une recommandation du groupe de travail N°16 de l'AFTES, la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas simple à déterminer.

Les mouvements de surface et la profondeur sont liés à une série de phénomènes qui se produisent dans le court terme.

- Perte de sol au front de taille
- Déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression, ou la distance de pose du soutènement en arrière du front de taille.
- Déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier(en cas de trajectoire courbe par ex.)
- Déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge.

❖ Estimation du tassement :

Plusieurs méthodes existent pour estimer les tassements à la surface du sol engendrés par le creusement d'un tunnel. Ces méthodes reposent souvent sur une démarche comportant les étapes suivantes :

- Évaluation des pertes de volume générées par le creusement du tunnel (pertes dues à l'extrusion du front de taille, à la convergence des parois, à un mauvais remplissage du vide annulaire derrière la jupe d'un tunnelier).
- Évaluation de la part de ces pertes se répercutant en surface, (en cas de tunnel à faible profondeur, on fait généralement l'hypothèse d'une transmission intégrale du volume perdu en surface en considérant le terrain incompressible.
- Choix de la forme de la cuvette de tassement, détermination de sa largeur à partir des caractéristiques géométriques du tunnel (dimension et profondeur) et de la nature du terrain.
- Calcul de la profondeur de cette cuvette pour retrouver en surface un volume égale à celui des pertes prises en compte.

Il peut être intéressant de partir de ce qui est admissible en surface pour remonter à la perte de volume que l'on peut accepter au droit de l'excavation.

I.10- La sécurité dans les tunnels :

Dans les tunnels, un simple incendie ou accident quelle que soit sa cause, peut dégénérer en une réelle catastrophe et causer la perte de plusieurs vies humaines et entraîner des dommages de matériels énormes. Donc les tunnels doivent répondre à des critères de conformités aux normes internationales les rendant plus sécuritaires pour les usagers qui les traversent.

Les mesures à préconiser doivent s'articuler autour de plusieurs points essentiels, à savoir comment :

- Assurer la prévention des évènements tragiques.
- Permettre l'évacuation des usagers.
- Faciliter l'intervention des secours.
- Limiter les conséquences qui peuvent en résulter en vies humaines et en dégâts matériels.

Les moyens de prévention peuvent être classés en trois groupes, à savoir :

I.10.1. Organisation de la sécurité :

La sécurité doit être assurée avec une approche intégrée dès la phase de conception de l'ouvrage où toutes les mesures préventives doivent être prise afin que ce dernier soit conforme aux normes internationales de sécurité.

I.10.2. Les infrastructures de la sécurité :

Les tunnels comportent généralement une variété d'infrastructure de sécurité qui en font partie intégrante, qui sont :

- ❖ **Les issues de secours :** ceux sont des sorties de secours qui doivent être prévues dans tous les tunnels longs pour permettre aux usagers de quitter rapidement les lieux du drame et rejoindre un espace sûr.
- ❖ **Les abris de secours :** ils peuvent accueillir des dizaines de personnes. Ils doivent être aménagés pour cela et être équipés de système de ventilation et des moyens de communication avec l'extérieur, ils doivent également comporter des portes résistantes au feu.

I.10.3. Les équipements de sécurité :

Les tunnels sont également dotés de nombreux équipements dont le but principal est d'assurer aux usagers toutes les conditions de sécurité. Parmi ces dispositions les suivantes :

- ❖ **Les niches de secours :** ceux sont des équipements où les usagers peuvent signaler les évènements indésirables ou dangereux et obtenir les informations concernant la conduite à tenir, elles ne doivent être jamais considérées comme des abris sécurité où on peut se cacher contre le danger.
- ❖ **La ventilation (désenfumage) :** la ventilation a pour but de maintenir la qualité de l'air au niveau requis en cas de situation normale et d'évacuer les fumées dégagées en cas d'évènement grave afin de protéger les usagers contre les asphyxies et permettre aux équipes de secours d'intervenir sans difficulté.

- ❖ **Le réseau d'incendie :** la dotation de tunnels d'un réseau d'incendie à colonne humide est obligatoire dans le but de lutter contre les incendies qui peuvent se produire à l'intérieur, et qui se produisent malheureusement, de temps à autre.

I.11- Conclusion :

Les tunnels sont des structures très complexes. L'opération de réalisation nécessite plusieurs étapes qui dépendent de la nature du terrain contrôlant les techniques et le mode de creusement ainsi que le type de support à adopté pour le maintien de la stabilité générale du tunnel à court et à long terme.

Leurs conceptions ne répondent pas à une référence et une recommandation singulière unique et se base principalement sur des méthodes empiriques, dont l'approche adoptée est généralement basées sur l'expérience pratique de tunnels construits dans des conditions similaires, analytique et numériques.

Du point de vue sécurité, les tunnels doivent répondre à des critères de conformité aux normes internationales les rendant plus sécuritaires que possible pour les usagers qui les traversent. Ils doivent comprendre généralement une variété d'infrastructure de sécurité qui en font partie intégrante et être également dotés de nombreux équipements dont le but principal est d'assurer aux usagers toutes les conditions de sécurité.

II.1. Introduction :

Pour les ouvrages creusés en souterrain, l'appréciation des conditions du terrain intervient à tous les stades de l'avancement du projet, depuis l'étude préliminaire de faisabilité jusqu'à la fin de la construction. La connaissance de la nature du sol et la prévision de son comportement vis-à-vis du tunnel, définiront les conditions avec lesquelles le creusement sera procédé. La reconnaissance regroupe un certain nombre d'essais qui caractériseront la géologie, la géotechnique et l'hydrogéologie des différentes couches de sol que le tunnel devra traverser. Il est donc impératif d'envisager la réalisation préalable d'études géologiques, géotechniques et hydrogéologiques tout le long du tracé de l'ouvrage. Celles-ci étant validées ou corrigées ensuite par des observations faites à tous les stades des travaux.

Au cours de ce chapitre, la situation du projet et la présentation de l'ouvrage, la description de la géologie, l'hydrogéologie et la sismicité de la zone d'étude sera détaillé dans ce qui suit :

II.2. Situation du projet :

Le projet objet de notre étude concerne le « lot2 » de l'extension C de la ligne métro qui se situe au niveau des communes du Gué Constantine (Daïra BMR) et de Baraki (Daïra Baraki). Cette dernière se trouve à 18 km au Sud- Est du centre d'Alger et à 35 km de Blida. Le tracé commence au niveau du noyau d'Ain Naadja et se termine à Baraki. Sa longueur est d'environ 6,16 kms de parcours.

De plus il dispose de six (6) stations projetées :

- Station Mohamed Boudiaf
- Station Ain Naadja Gare
- Station Future Parc Urbain
- Station Mohamed Belardi
- Station Le Jardin
- Station Cité 2004.

II.3. Présentation de l'ouvrage :

Notre ouvrage étudié est un tunnel en mine sous bâtiment faisant partie des tunnels de métros en communicant deux villes (AIN-NAADJA-Baraki). Ce dernier est en cours de réalisation à la commune d'Ain Naadja. Ce tunnel se trouve dans un piquetage de **PK 0+375.132** et **PK 1+000.682** et sa longueur est **de 625.6m** à une hauteur maximale de creusement de **10 m**.il se localise au-dessous d'une couverture maximale de **30 m**. (**Figure II.1**)

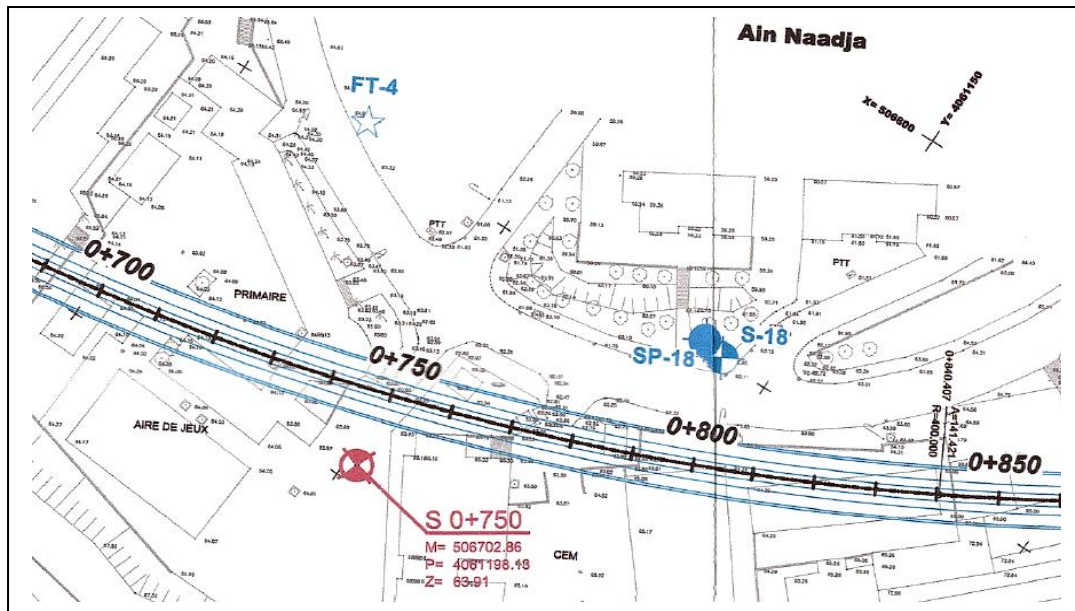


Figure II. 1 : Ligne 1-lot 2 extension C AIN NAADJA-BARAKI.

II.3.1. Description générale du tracé :

Le tracé du tronçon du Métro d’Alger, objet de notre étude s’effectue par le noyau urbain d’Ain Naadja dont la plupart est souterraine au moyen d’un tunnel NMA. Une fois le parcours du tunnel sous l’Avenue Mohamed Boudiaf finie, le tunnel passe à une section en tunnel cadre pour sortir en surface ; un viaduc de sortie d’Ain Naadja est projeté. (Figure II.2)

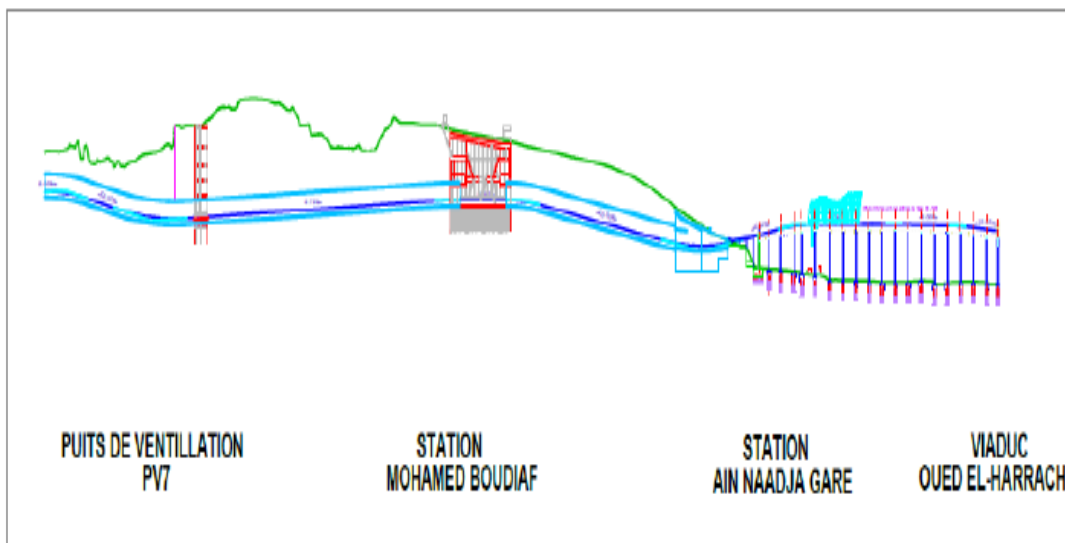


Figure II. 2 : Description générale du tracé.

II.3.2. Description du tracé en plan :

Le tracé en plan représente la projection à une échelle réduite du tunnel sur un plan horizontal. Il est caractérisé par une succession de courbes et d'alignements droits ou en courbe séparés par des raccordements. Une 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 va diminuer la longueur de l'ouvrage mais améliore la visibilité et rend la construction plus économique. Donc, l'implantation des tunnels des services publics comme pour le cas du métro d'Alger, doit se conformer aux réseaux de distribution et surtout au réseau des rues. (Figure II.3).

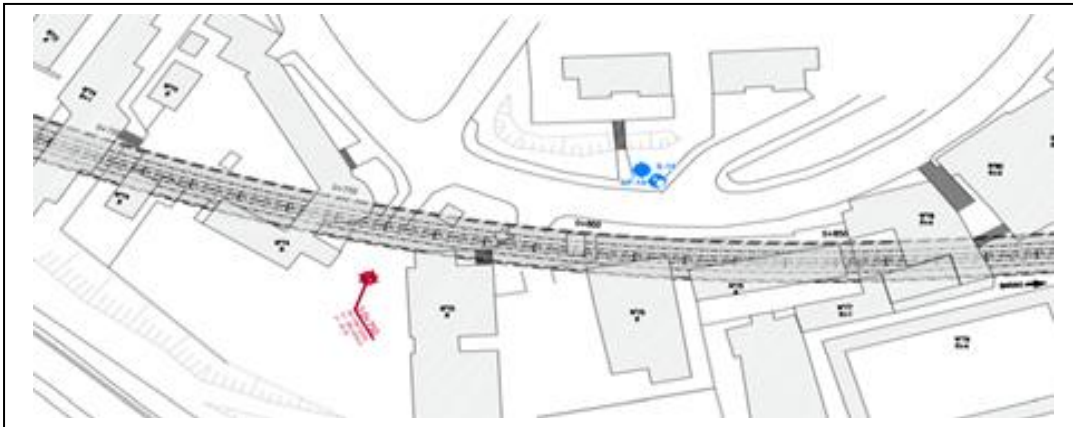


Figure II. 3: Vue en plan au point kilométrique.

II.3.3. Description du tracé en long :

Le profil en long est une coupe verticale passant par l'axe du tunnel, développée et représentée sur un plan à une certaine échelle. Il précise les longueurs et les hauteurs, ainsi que les valeurs des pentes et des rampes, les rayons de courbure, (Figure II.4).

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

- La nature de terrain à traverser.
- L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités.
- La présence des accidents géologiques (zone faillée avec venues d'eaux en charge, nécessitant un traitement à l'avance par injection).
- La nature et l'épaisseur de la couverture.
- La présence d'eau.
- L'emplacement qui nécessite une étude particulière, permettant d'éviter autant que possible des zones instables, les zones humides et les zones bâties.

- **Dimensions de la section :**

Les différentes dimensions de notre section étudiée (**Figure II. 6**) sont :

- ✓ Hauteur totale: 9.10 m.
- ✓ Hauteur de la calotte : 5.10 m.
- ✓ Hauteur du stross : 1.63 m.
- ✓ Largeur du radier : 10.32 m.

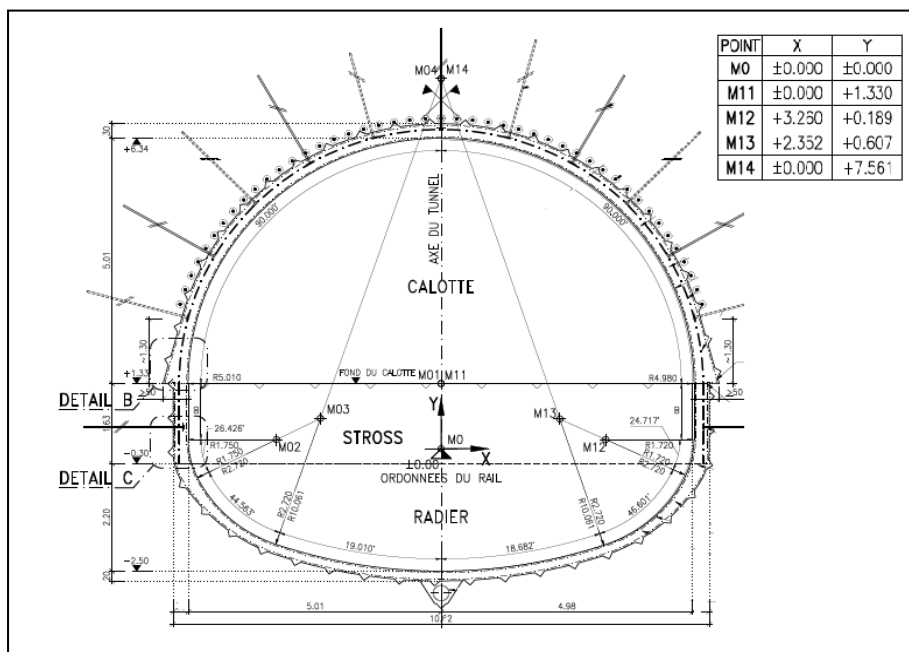


Figure II. 6 : Coupe des différentes dimensions.

II.4. Géologie, hydrogéologie et sismicité de la zone d'étude :

Les études géologiques, hydrogéologiques et la sismicité constituent d'une manière générale trois aspects complémentaires de l'étude des terrains dans lesquels doivent être exécutés les ouvrages.

II.4.1. Cadre géologique :

La reconnaissance de la géologie d'un terrain consiste à identifier le sol en place. Elle passe par un ensemble d'essais et d'observations qui permettent d'obtenir des indications sur les couches de sol ou de roches du terrain telles que la nature et l'épaisseur des couches (la lithologie). Cette reconnaissance passe tout d'abord par des études préliminaires telles que, les observations visuelles du site, l'analyse des documents géologiques, l'analyse des documents géologiques et les études géologiques. L'ensemble lithologique traversé par le tracé actuel du tunnel peut être réduit à deux unités litho-stratigraphique principale (Quaternaire, Tertiaire).

A) Quaternaire :

Le Quaternaire consiste pour la plus grande partie en des sédiments argileux et cohésifs, qui peuvent atteindre des épaisseurs considérables, spécialement dans la partie moyenne du tracé du tunnel. La partie supérieure est représenté par des argiles sableux et limoneux, des sables limoneux légèrement argileux (QA – Quaternaire argileux, QS – Quaternaire sableux) contenant parfois des bancs de matériaux rocheux d'épaisseur variable et des dépôts récents moyennement compactés et consolidés, avec une faible cohésion (R – Remblais). La base est composée par des marnes grises et légèrement sableuses (QM – Quaternaire marneux).

B) Tertiaire – Molasse :

Caractérisé par un mélange des couches de sables limoneux et argileux (TS – Tertiaire sableux) et des argiles sableux et graveleux (TA – Tertiaire argileux). De minces couches de grès sont intercalées de manière répétée et d'une façon irrégulière dans les sédiments de la molasse.

II.4.2. Cadre hydrogéologique :

Les études hydrogéologiques s'intéressent à la détermination du régime hydraulique, des venues d'eau, des débits, de la méthode de drainage ou de rabattement et de la composition chimique des eaux. Les méthodes à utiliser pour déterminer ces paramètres sont :

A) Le piézomètre :

Les piézomètres servent à déterminer la position du toit des différentes nappes, et l'interdépendance qui peut exister entre elles et donnent le niveau piézométrique de l'eau captive dans les terrains perméables au sein des sols imperméables que traverse le projet. (Tableau II.1)

Tableau II.1– Localisation des Piézomètres.

Phase du projet	Sondages	Localisation	Coordonnés		Longueur	Niveau piézométrique	
	N°	PK	M	P	(m)	Date	Prof(m)
Etude 2013	S 20	0+444.00	506754.1	4061493.5	45	23-09-2013	17.40
Etude 2014	S0+875	0+920.00	506801.8	4061055.5	45	03-06-2014	45

Les piézomètres installés indiquent un niveau d'eau plus ou moins continue dans des sédiments sableux de Tertiaire dans une profondeur de 45 m. Ce niveau d'eau doit être classifié comme une nappe phréatique continue et permanente sans des changements saisonniers considérables.

Note : Les études hydrogéologiques ont déterminé la présence d'une nappe phréatique au niveau de notre section à une profondeur de 45 mètres. Notre tunnel étant situé entre 10 et 25 mètres de profondeur, la nappe se trouve donc en-dessous.

On considère donc qu'elle est trop profonde pour pouvoir exercer une quelconque influence sur le comportement du sol au voisinage du tunnel.

B) Les sondages :

Une surveillance étroite des sondages de reconnaissance permet le plus souvent des observations très utiles pour préciser certaines données hydrogéologiques :

- pertes de fluide d'injection.
- venues d'eau dans les sondages.

II.4.3. Cadre sismique :

Le territoire Algérienne est divisé en cinq zones de sismicité croissante,

- Zone 0 : Sismicité négligeable,
- Zone I : Sismicité faible,
- Zone II a et II b : Sismicité moyenne,
- Zone III : Sismicité élevée.

Notre projet se situe dans la zone III, zone a sismicité élevé. La carte des zones de sismicité est donnée dans la (Figure II. 7)

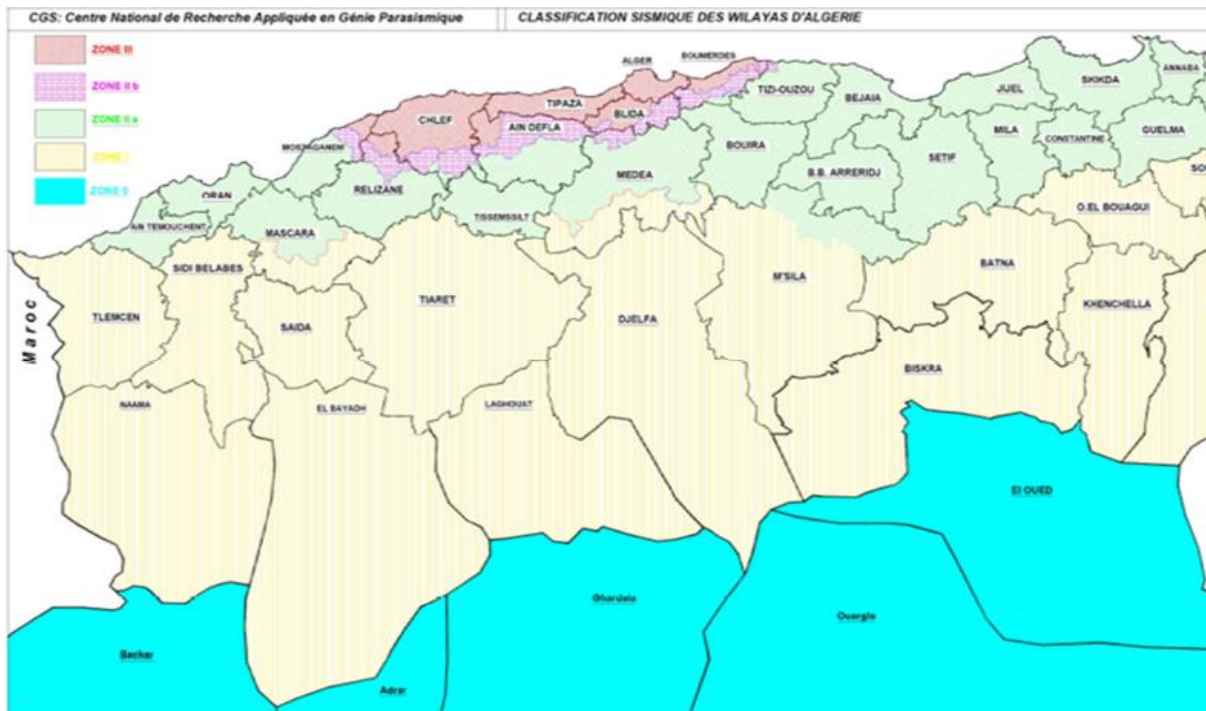


Figure II. 7 : Carte du Zonage Sismique du Territoire National.

II.5. Reconnaissance géotechnique :

Les études géotechniques ont pour but de déterminer les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place. Pour l'obtention de ces paramètres, on a recours à des essais in situ ou au laboratoire.

II.5.1. Compagne de reconnaissance in situ :

La compagne d'investigation in situ a permis la réalisation de sondages carottés afin de prélever des échantillons pour l'identification des sols et la réalisation d'essais mécaniques en laboratoire, des essais pressiométriques (PMT) et de pénétrations statiques (SPT).

II.5.1.1. Sondages carottés :

Les sondages carottés sont des techniques efficaces pour prélever des échantillons de sol. Ils permettent de visualiser les terrains traversés, de préciser avec certitude leur disposition géométrique, d'effectuer un certain nombre d'essais de laboratoire et in situ.

Dans certains cas, les sondages représentent l'unique moyen de reconnaissance lorsque les autres techniques sont impossibles à réaliser notamment en milieu urbain. Il conviendrait beaucoup plus si le tunnel se situe à faible profondeur (de l'ordre de 50 m), il peut être plus rentable d'effectuer une galerie de reconnaissance ou des puits. Les échantillons issus des sondages sont utilisés pour déterminer la nature du sol.

Géologiquement parlant, les sondages et le prélèvement d'échantillons sont directement utilisés pour déterminer la nature du sol, (**Figure II. 8**).



Figure II. 8 : Caisse de carotte.

Au niveau du tunnel en étude, trois sondages carottés (Sc305, Sc306, Sc750) sont réalisés. Les résultats obtenus sont données dans le (**Tableau II.2**) :

Tableau II.2 : Nature géologique du sol pour chaque sondage carotté.

N° Sondages	Profondeur (m)	Description lithologique
SC 305 PK 0 + 433,00	0 – 1.5	Remblais récent composé d'un mélange de sable peu argileux et de graviers.
	1.5 – 15.70	Argile limoneuse ferme plastique, légèrement sableuse de couleur jaune, graveleuse parfois à galets avec présence de kaolin blanc.
	15.70 – 30.3	Marne jaune compacte à plastique avec présence de kaolin bleu. Intercalations de sable fin jaune, parfois argileux
	30.3 – 50	Sable fin à moyen, lâche ou pulvérulent de couleur jaune ; Grès brun à jaunâtre, en bancs d'épaisseur variable
SC 306 PK 0 + 566,00	0 – 0.6	Remblais récent composé d'un mélange de sable peu argileux, de graviers et béton bitumineux
	0.6 – 12.5	Argile jaune a kaolin
	12.5 -29	Marne jaunâtre à brune, compacte et très ferme à kaolin bleu et lâche blanchâtres.
	29 - 35	Sable jaune à marron, généralement lâche, alternant niveaux à grain fin et pulvérulent, avec des passées de matériel à grain moyen à grossier.
SC 750 PK 0 + 802,00	0 – 1.5	Remblais
	1.5 – 7	Argile grise à noire vaseuse
	7 – 24	Marne beige à brune kaolin bleu avec des passages sableux.
	24 – 35.5	Sable grossier brune alternance avec des passages graisseux.

II.5.1.2. Sondages pressiométrique (PMT) :

Huit sondages pressiométriques ont été effectués. Les résultats du sondage (S0+750) couvrant le tronçon de de notre cas d'étude sont représentés dans le (**Tableau II.3**).

Tableau II.3 : Résultats de l'essai pressiométrique (PMT).

Sondage pressiométrique (S0+750)			
Profondeur (m)	Module pressiométrique Em (Mpa)	Pression limite PL (Mpa)	E/PL
3	0.734	0.206	3.56
6	20.717	0.675	3.69
9	13.289	1.78	7.46
12	15.139	2.507	6.04
21	24.882	2.768	16.98

D'après les résultats du sondage S0+750 de l'essai in-situ PMT représentés sur le tableau II.3, on remarque que les valeurs de la pression limite PI sont variables selon la profondeur. Selon la norme NFP94-011(Voir Annexe B, tableau B.10), ces valeur montrent que le sol qui passe d'un état lâche en surface à un état moyennement dense à dense respectivement à la profondeur 6m et 9m en atteignant un état très dense au-delà de 9m.

Par contre, en se référant au rapport E/PI, les valeurs obtenues montrent un sol présentant un état sous consolidés et remaniés de la surface à la profondeur 12m. Au-delà, le sol présente un état très serré, (Voir Annexe B, tableau B.11).

II.5.1.3. Sondages pénétrométrique (SPT) :

L'essai SPT consiste à faire pénétrer dans le sol par battage, un carottier normalisé, porté par un train de tiges et de compter le nombre de coups nécessaires à l'enfoncement de 30cm.

Il permet à la fois de prélever des échantillons remaniés des couches traversées et de déterminer l'état de compacité du sol. Les résultats obtenus à partir de l'essai SPT effectués sur le sondage carotté (S0+750), sont regroupés dans (**le tableau II.4**) suivant :

Tableau II.4 : Résultats de l'essai (SPT).

N° Sondages	Profondeur (m)	Nombre de coups (Nspt)	Etat de compacité
SC 750	5	18	Lâche
	10	33	Moyennement compacte
	15	32	Moyennement compacte
	20	35	Moyennement compacte
	25	57	Sol compacte
	30	63	Sol compacte
	35	Refus	Sol compacte
	40	Refus	Sol compacte

Les résultats obtenus de l'essai (SPT) montrent que le nombre de coups qui augmentent progressivement en profondeur jusqu'à atteindre le refus. Cela témoigne d'une augmentation de la compacité du sol avec la profondeur.

II.5.2. Campagne de reconnaissance au laboratoire :

Lors de la campagne de reconnaissance au laboratoire, des essais physiques, mécaniques, et chimiques ont été effectués sur les échantillons prélevés des sondages carottés mentionnés précédemment, afin de déterminer les paramètres physiques et mécaniques des terrains rencontrés le long du tracé.

II.5.2.1. Essais physiques :

La campagne d'investigation de laboratoire réalisé a permis la réalisation des essais suivants :

A) La granulométrie :

Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau.

Elle comprend deux opérations :

- Tamisage : pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 mm
- Sédimentométrie : pour les éléments de dimensions inférieures à 80 mm.

Les résultats obtenus à partir de l'analyse granulométrique effectués sur le sondage carotté SC 750, sont regroupés dans le (Tableau II.5) suivant :

Tableau II.5 : résultats de l'analyse granulométrique

N° Sondage	Profondeur (m)	Dmax (mm)	% des passants < 2mm	% des passants < 80 μ m
SC 750	3 – 6.5	0.63	100	66
	12 – 14.40	2.5	97	94
	26.5 – 32	16	92.92	20

D'après les résultats de l'analyse granulométrique issus de notre sondage SC 750, on remarque que pour la première et la deuxième couche, les valeurs des passants à 80 μ m respectivement (66 % et 94%) sont supérieures à 50%. Selon la classification LCPC, le sol est classé comme étant un sol fin. Les résultats de l'analyse granulométrique de la dernière couche du sondage montrent que les valeurs des passants à 80 μ m sont de 20%, valeur inférieure à 50%, classant le sol comme étant grenue selon la classification LCPC .

B) Limites d'Atterberg :

Par définition, les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol.

Les résultats obtenus de cet essai effectué sur les échantillons prélevés des sondages carottés SC 750 sont représentés dans le (Tableau II.6) ci-contre :

Tableau II.6 : Représentation des limites d'Atterberg

N° Sondage	Profondeur (m)	Wl (%)	Wp (%)	Ip (%)
SC 750	3 – 6.5	46	23	23
	12 – 14.40	40	20	20
	26.5 – 32	88	44	44

D'après les résultats du sondage carotté SC 750 au niveau des profondeurs (3 à 14.40) m, l'indice de plasticité IP, est de (23 et 20) % et une limite de liquidité Wl de (46 et 40) % classant les sols comme étant des argiles peu plastiques.

Pour la profondeur de (26.5-32) m, la valeur de IP est de 44%, avec une limite de liquidité Wl de (88%), classant le sol comme étant des limons très plastiques (selon l'abaque de casa grande), (voir annexe B, Figure B.1).

C) Masse volumique, teneur en eau et degré de saturation :

Les résultats obtenus à partir des essais effectués sur les échantillons prélevés du sondage carotté (SC 750), sont représentés dans le (Tableau II.7) suivant :

Tableau II.7 : Résultats des paramètres physiques.

N° Sondage	Profondeur (m)	W (%)	γ_d (Kn/m ³)	γ_h (Kn/m ³)	Sr (%)
SC 750	3 – 6.5	14.35	14.7	18.4	83.18
	12 – 14.40	18.3	15.8	18.7	84.57
	26.5 – 32	25.22	18.4	21	85.84

D'après les résultats obtenus des essais effectués on retient que les valeurs de la masse volumique sèche dans la première et la deuxième couche sont de (14.7 et 15.8) KN/m³ a des profondeurs allant de (3 à 14.40) m, donc de là on peut déduire que les terrains rencontrés présente une faible densité. Pour des profondeurs allant de (26.5 à 32) m la valeur de γ_d est de 18.4 KN/m³, témoignant d'un sol très denses, Selon la norme NFP94-011 (voir annexe B, tableau B.3).

Les valeurs du degré de saturation **Sr** varient entre 83% et 86 %, selon la norme NFP94-011 les sols sont presque saturés, (voir annexe B, tableau B.4).

II.5.2.2. Essais mécaniques :

Afin de déterminer les caractéristiques mécaniques des échantillons prélevés des sondages carottés. Ces essais sont donnés dans ce qui suit :

A) Essai de compressibilité a l'odomètre :

C'est un appareil permettant de charger axialement une éprouvette de forme cylindrique placée dans un cylindre rigide, et de mesurer sa variation ΔH de la hauteur. Les faces supérieures et inférieures de l'éprouvette sont en contact avec des disques drainants et submergés dans l'eau.

Les résultats obtenus de l'essai de compressibilité à l'odomètre effectué sur le SC 750 sont regroupés dans le tableau (Tableau II.8) suivant :

Tableau II.8 : résultats de l'essai de compression à l'odomètre

Sondage N°	Profondeur (m)	Cc (%)	Cg (%)
SC 750	3 – 6.5	2.8	8
	12 – 14.4	3.2	5
	26.5 – 32	2	01

D'après les résultats obtenus à partir de l'essai de compressibilité à l'oedomètre, les valeurs de coefficient de compressibilité CC varie de (2 à 3.2) %, donc selon Terzagui le sol est très peu compressible (voir annexe B, tableau B.7), et pour la valeur du coefficient de gonflement (Cg) pour la première et la deuxième couche allant de (5 à 8)%, le sol est gonflant. Par contre la dernière couche qui a un coefficient de (0.01), classant le sol comme étant un sol non gonflant (voir annexe B, tableau B.8),

B) Essai de cisaillement a la boîte de Casa grande :

Cet essai est réalisé sur des échantillons de sols dont le but est de déterminer les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement.

Les résultats obtenus à partir de l'essai effectué sur les échantillons issu des sondages carottés SC 750 sont donnés par le tableau (**Tableau II.9**) suivant :

Tableau II.9 : résultats de l'essai de cisaillement à la boîte.

Sondage N°	Profondeur (m)	Cu	
		Cu (Kpa)	ϕ_u (°)
SC 750	3 – 6.5	29	17.55
	12 – 14.4	32	15.8
	26.5 – 32	26	35

Les résultats obtenus à partir de l'essai de cisaillement à la boîte de type CU, montrent que la cohésion non drainé dans le sondage SC 750 montrent que les valeurs de CU varient entre (26 et 32)Kpa, ce qui implique que le sol est mou selon la norme NFP94-011, (voir annexe B, tableau B.9).

II.5.2.3. Analyse chimique du sol :

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur des échantillons prélevés du sondage carotté SC 750 sont montrés dans le tableau (**Tableau II.10**) donné ci-dessous :

Tableau II.10 : Analyse Chimique du sol.

Sondage N°	Echantillon N°	Profondeur (m)	Analyse chimique			
			M organique M.O (%)	Chlorures PPM	Sulfates SO_4 PPM	Carbonates $CaCO_3$ (%)
SC 750	01	6,60-7,00	1.92	213	14	9.71
	02	15,60-16,00	2.21	23800	400	24.90
	03	38,45-38,80	3.48	670	2500	23.50

D’après les résultats obtenus à partir du sondage (SC 750), l’échantillon N° 3 a une teneur en Matières Organique de (9.71%), donc c’est un sol faiblement organique (3% - 10%); et pour les échantillons 1,2, sont classés comme étant des sols inorganique (0% - 3%).

La teneur en carbonates CaCO₃ (10% -30%) reflète que les échantillons 2 et 3 sont des argiles marneuses, et l’échantillon 1 est une argile (0 – 10%), (voir annexe B, tableau B.5).

Note : Les chlorures dépassent le seuil maximal admis pour l’attaque des aciers fixé à 100ppm selon la norme (P18-011), il est nécessaire d’opter pour un béton très compact en adoptant en plus un enrobage suffisant de manière à protéger judicieusement les armatures, (voir annexe B, tableau B.6).

L’ensemble des propriétés géotechniques caractérisant chaque couche ont été regroupé sur le (**Tableau II.11**) comme suit :

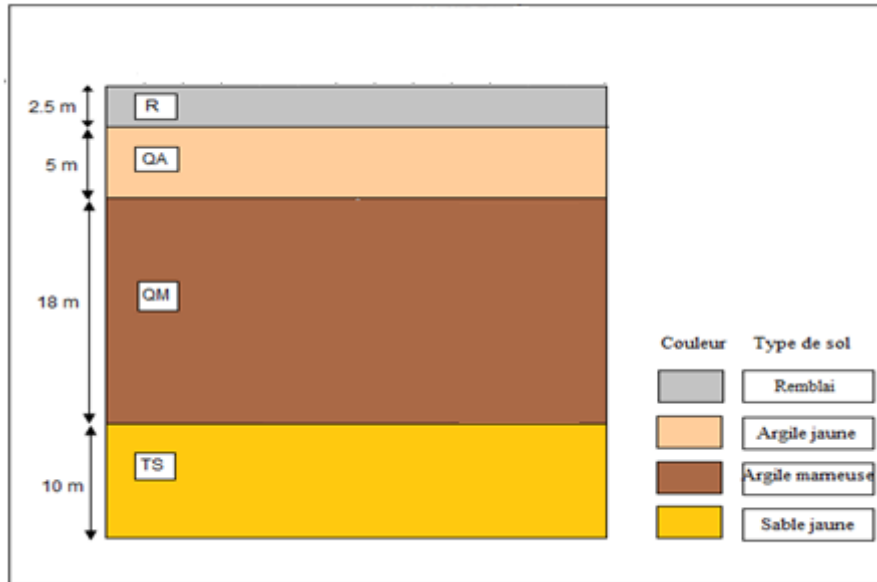
Tableau II.11– Récapitulatif des propriétés géotechniques des couches de sols.

	Remblais(R)	Argile jaune(QA)	Argile marneuse(QM)	Sable jaune(TS)
Profondeur (m)	0 - 2.5	2.5 – 7.5	7.5 – 25.5	25.5 - 35
Poids volumique humide γ_h (Kn/m ³)	19	20	21	21
Cohésion non drainée C _u (Kpa)	-	100	150	-
Angle de frottement ϕ' (°)	28	26	22	33
Cohésion effective C'(Kpa)	5	30	35	15
Module de déformabilité E(Mpa)	6	27	30	80

II.6. Conclusion :

Suite à l’analyse et l’interprétation des données géologiques, hydrogéologiques, sismiques et géotechniques obtenus des différents rapports d’études relatif à notre projet il en ressort que.

- De point de vue géologie, le site d’étude est constitué principalement d’une succession de quatre formations. De la base au sommet on note une couche de sable surmonté respectivement par une couche d’argile marneuse, une couche d’argile et d’une couche de remblais, comme présenté ci-dessous.



- L'analyse hydrogéologique révèle l'existence d'une nappe phréatique à une profondeur de 45 m. L'analyse chimique du sol, montre qu'il peut être agressif.
- Le site se situe dans une zone sismique classé zone 3 selon le règlement parasismique Algérien
- L'analyse des paramètres, physique et mécaniques des formations constituant le site montrent que les sols rencontrés le long du tronçon étudié sont des sols fins (argiles et limon peut à très plastique) avec de faibles à moyenne caractéristiques mécaniques surmontant des sols grenus (Sable limoneux).

III.1. Introduction :

La réalisation d'un ouvrage souterrain nécessite l'intervention de plusieurs théories ou bien outils de calcul qui sont basés essentiellement sur des approches empiriques ou par le biais des méthodes analytiques ou numériques, pour la détermination des caractéristiques et d'un bon dimensionnement du soutènement ainsi que sa vérification.

Le présent chapitre comporte essentiellement deux parties, la première est consacré aux calculs des charges, l'évaluation du tassement en surface causé par le creusement et la vérification du non soulèvement, enfin le dimensionnement qui consiste à choisir un type de soutènement selon les recommandions de l'AFTES, ainsi une modélisation faite à l'aide de logiciel (Bentley-Geo5) pour la vérification. La deuxième partie concerne la modélisation du tronçon du tunnel en utilisant le logiciel Plaxis 3D ; la méthode sur laquelle est basée le logiciel dans les calculs numérique est la MEF et avec NATM comme une technique d'excavation.

III.2. Méthode de creusement :

Vu les caractéristiques géologiques et géotechnique du terrain encaissant le tunnel, la nouvelle méthode Autrichienne (NATM) sera adoptée comme méthode de creusement pour le projet avec un mode de creusement en section divisée. Cette méthode facilite le processus constructif des tunnels, et favorise la stabilité de l'excavation. Le tunnel est creusé dans une couche d'argile marneuse présentant une épaisseur de 18m, (**Figure III.1**). La couverture totale du tunnel est de l'ordre de 13.5m.

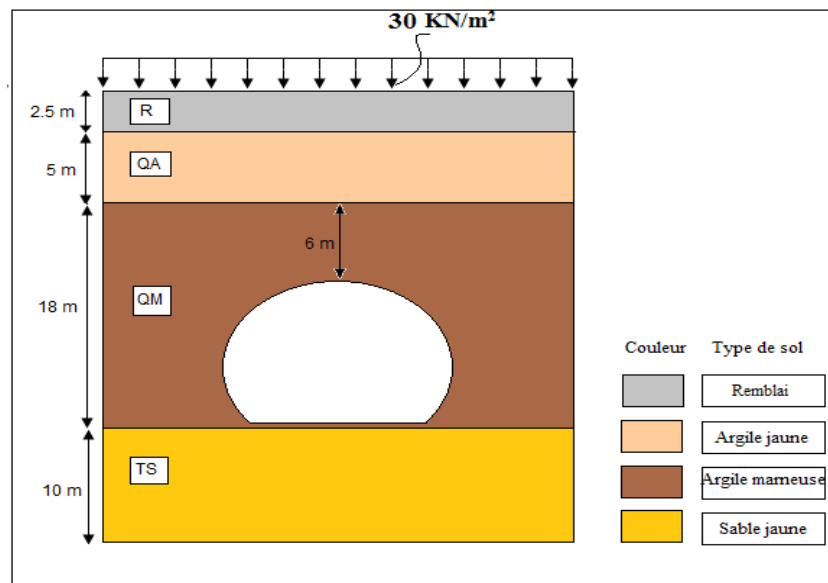


Figure III.1 : Couche de sols surmontant le tunnel sous les bâtiments.

III.3. Estimation des charges :

Afin de déterminer les charges agissantes sur le tunnel, il existe de nombreuses méthodes empiriques qui sont souvent notablement différentes selon les hypothèses adoptées. Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale, dont on peut citer :

- ❖ La théorie de TERZAGHI.
- ❖ La théorie de BIERBAUMER.
- ❖ La théorie des poids des terres.
- ❖ La théorie de PROTODIAKONOV.
- ❖ L'expérience Soviétique.
- ❖ La théorie de Coulomb-Rankine.
- ❖ La théorie de TSIEMBARIVITCH.

Le principe et le calcul des charges données par chaque méthode est donné dans (l'annexe E). On retrouve tous les résultats obtenus dans le tableau suivant : (**Tableau III. 1**).

Tableau III.1 : Récapitulatif des charges appliquées sur le tunnel.

		Section		Demi-Section	Section globale
		Théories			
Type de charge	Charges Verticales [Kn/m ²]	TERZAGHI		181.59	398.28
		BIERBAUMER		270	/
		POIDS DES TERRES		303.5	/
		PROTODIAKONOV		373.91	/
	Charges Horizontales [Kn/m ²]	TERZAGHI		89.52	101.58
		EXPERIENCE	Au niveau de la calotte	76.73	112.20
			Au niveau du radier	118.75	151.82
		SOVIETIQUE	Au niveau de la calotte	74.73	79.66
			Au niveau du radier	81.36	119.25
		PROTODIAKONOV		875	1903.63
	POIDS DES TERRES		74.82	163.89	
	Charges appliquées sur le radier [Kn/m ²]	TSIMBARIEVITCH		/	35.96

Remarque :

Pour les méthodes de calcul on choisit :

- **Pour la charge verticale :**

La théorie de BIERBAUMER est une théorie valable pour les tunnels profonds. La méthode de PROTODIAKONOV ne prend pas en considération toute la hauteur de couverture en cas de charge.

La méthode des poids des terres ne prend l'effet de voûte dans les calculs, ce qui nous mène vers le surdimensionnement qui est défavorable économiquement.

La théorie de TERZAGHI tient compte de l'influence de la profondeur c'est-à-dire toute la hauteur de couverture ; pour la valeur de la pression verticale on optera donc pour la théorie de TERZAGHI.

- **Pour la charge verticale :**

La méthode de TERZAGHI horizontale ne tient pas en compte la cohésion ce qui surdimensionne la structure impliquant un coût plus élevé. On utilisera donc la méthode de COULOMB-RANKINE où le critère de cohésion est pris en compte dans le calcul.

Enfin, les contraintes appliquées sur le soutènement et sur le revêtement définitif sont représentées sur sont représentées dans les (**figures III. 2, 3**) :

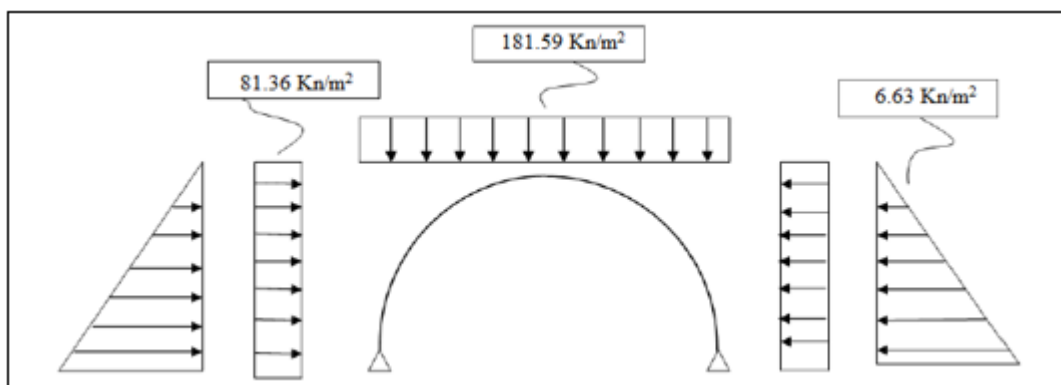


Figure III. 2 : Les contraintes appliquées sur le soutènement provisoire.

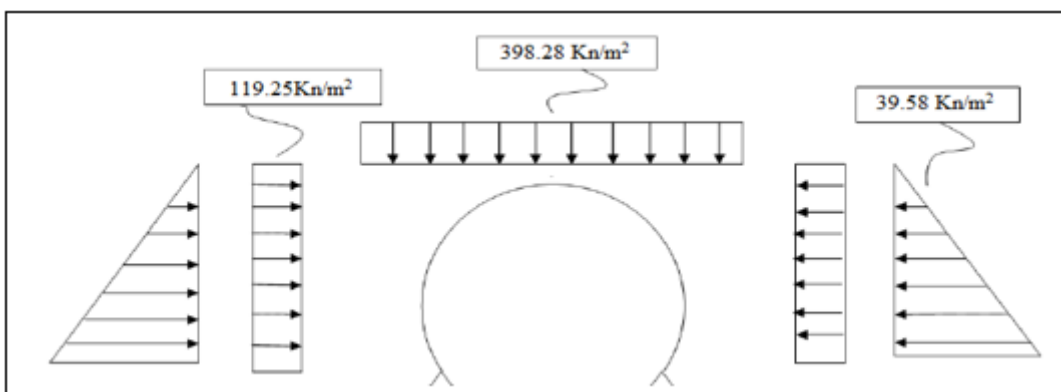


Figure III. 3 : Les contraintes appliquées sur le soutènement provisoire.

III.4. Tassement, stabilité du front de taille et pré soutènement :

Dans un environnement géologique et géotechnique parfois médiocre tel que l'environnement urbain, à proximité immédiate d'un bâti souvent ancien et sensible, le concepteur doit non seulement s'assurer de la stabilité propre du tunnel qu'il construit, mais également évaluer l'incidence des choix de tracé et des techniques de réalisation sur l'existant.

Dans ce contexte, il apparaît nécessaire de disposer de méthodes efficaces de prévision des tassements et déformations du massif environnant pendant le creusement.

III.4.1. Tassement en surface :

Le creusement d'un tunnel provoque en surface le mouvement vertical des terres vers le bas, suivant un axe confondu avec l'axe vertical passant par le centre du tunnel. La charge qui s'applique à la surface du sol (bâtiments, routes, charges lourdes...) ainsi les déformations se produisant à l'intérieur des couches de sols mènent à l'accentuation de ce phénomène.

III.4.1.1. Tassement théorique de surface :

Le calcul théorique du tassement en surface se fait avec la formule suivante :

$$\delta_{th} = \frac{3\pi}{4} (P_0 + \gamma H_0) \frac{D^2}{B \cdot E_S}$$

Avec :

P_0 : Surcharge de surface.

H_0 : Distance d'axe du tunnel à la surface.

γ : Poids volumique.

D : Diamètre du tunnel.

B : largeur de tassement.

E_S : Module de déformation du sol.

- Calcul de E_S :

$$E_{\acute{e}q} = \frac{\sum E_i H_i}{H_i}$$

$$E_{\acute{e}q} = \frac{2.5 \times 6 + 5 \times 27 + 6 \times 30}{13.5}$$

$$E_{\acute{e}q} = 24444 \text{ kpa}$$

Nous avons :

$$\gamma = \gamma_{\acute{e}q} = 20 \text{ kn/m}^3$$

$$\varphi = \varphi_{\acute{e}q} = 24.64^\circ$$

- Calcul de la largeur de tassement :

$$B = \frac{D}{\cos \theta} + 2H_0 \tan \theta$$

Tel que :

$$\theta = \frac{\pi}{2} - \varphi = \frac{180}{2} - 24.64$$

$$\theta = 65.36^\circ$$

Et : $H_0 = H + \frac{y}{2}$

H_0 : La hauteur de la couverture.

y : La hauteur du tunnel.

$$H_0 = 13.5 + \frac{9.10}{2}$$

$$H_0 = 18.05 \text{ m}$$

Pour calculer B On prendra $D = y$, cela convient mieux pour associer la mesure verticale du tunnel avec un tassement qui est un déplacement vertical.

$$B = \frac{9.10}{\cos(65.36)} + 2 \times 18.05 \tan(65.36)$$

$$B = 100.53 \text{ m}$$

D'ou:

$$\delta_{th} = \frac{3\pi}{4} (P_0 + \gamma H_0) \frac{D^2}{B.E_S}$$

$$\delta_{th} = \frac{3\pi}{4} (30 + 20 \times 18.05) \frac{9.10^2}{100.53 \times 24444}$$

$$\delta_{th} = 3.10 \text{ Cm}$$

III.4.1.2. Tassement maximal du terrain :

➤ Selon HERZOG :

Le calcul analytique de tassement et des déplacements causés par le creusement du tunnel est fait selon la théorie de HERZOG, (Figure III. 4).

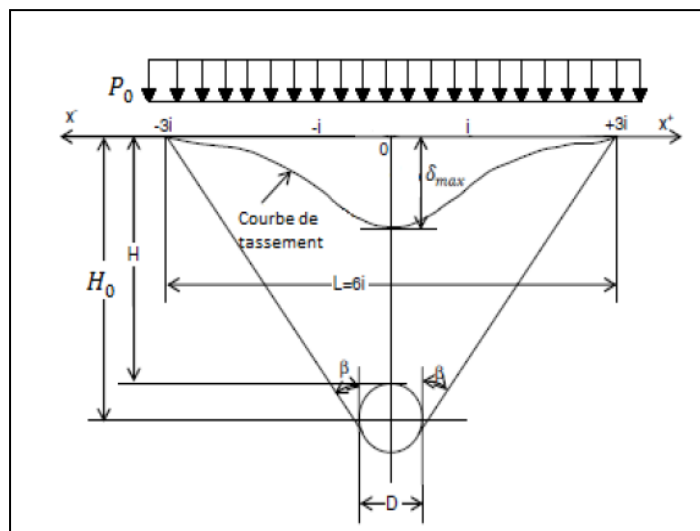


Figure III. 4 : Schéma représentatif du tassement en surface.

L'équation de Herzog (1985) fait une approche du tassement maximal :

$$\delta_{\text{Max}} = 0.785 (\gamma \times H_0 \times P_0) \frac{D^2}{i \cdot E}$$

P_0 : Surcharge de surface.

H_0 : Distance d'axe du tunnel à la surface.

γ : Poids volumique.

D : Diamètre du tunnel.

E : Module de déformation du sol.

i : Distance entre le point d'inflexion du tassement et le centre du tunnel.

Avec **ERCELEB** on a :

$$i = \frac{i_1 + i_2 + i_3}{3}$$

$$i_1 = 0.386 \times H_0 + 2.84 \text{ (Arioglu, 1992)}$$

$$i_1 = 0.386 \times 18.05 + 2.84 = \mathbf{9.80 \text{ m}}$$

$$i_2 = 0.5 \times H_0 \text{ (Glossop, 1978)}$$

$$i_2 = 0.5 \times 18.05 = \mathbf{9.025 \text{ m}}$$

$$i_3 = 1.392 \left(\frac{D}{2}\right) \left(\frac{H_0}{D}\right)^{0.704} \text{ (Arioglu, 1992)}$$

$$i_3 = 1.392 \left(\frac{9.10}{2}\right) \left(\frac{18.05}{9.10}\right)^{0.704} = \mathbf{10.26 \text{ m}}$$

$$i = \frac{9.80 + 9.025 + 10.26}{3}$$

$$\mathbf{i = 9.69 \text{ m}}$$

$$\delta_{\text{Max}} = 0.785 (20 \times 18.05 \times 30) \frac{9.10^2}{9.69 \times 24444}$$

$$\mathbf{\delta_{\text{Max}} = 10.73 \text{ Cm}}$$

La largeur totale dans laquelle s'étend le tassement équivaut à six fois la valeur de la distance horizontale i entre le centre du tunnel et le point d'inflexion :

$$L = 6i$$

$$L = 6 \times 9.69$$

$$\mathbf{L = 58.14 \text{ m}}$$

➤ **Selon Sagaseta :**

$$\delta_{\text{Max}} = \frac{\gamma \cdot D^2}{E_S} (0.85 - \nu)$$

ν : Coefficient de poisson qui est égale à 0.3

$$\delta_{\text{Max}} = \frac{20 \times (9.10)^2}{24444} (0.85 - 0.3)$$

$$\mathbf{\delta_{\text{Max}} = 3.13 \text{ Cm}}$$

On choisit la valeur de la formule de Herzog car elle tient compte des surcharges en surface ainsi que des pressions des couches de sol, alors que Sagaseta ne prend pas en compte les surcharges.

III.4.1.3. Déplacement de la clé de voûte :

Le déplacement de la clé de voûte est calculé selon CETU :

$$\delta_{\text{clé}} = \frac{\delta \times H_0}{A \times R}$$

A partir du rapport $\frac{R}{H_0}$ on obtient **A** :

$$\frac{R}{H_0} = \frac{4.55}{18.05} = 0.24$$

Nous avons :

$$0.10 < \frac{R}{H_0} < 0.25 \quad \text{alors : } \mathbf{A=3}$$

$$\delta_{\text{Clé}} = \frac{3.73 \times 18.05}{3 \times 4.55} \quad (\text{En utilisant le tassement maximal de Sagaseta}).$$

$$\delta_{\text{Clé}} = 4.23 \text{ Cm}$$

III.4.2. Stabilité du front de taille :

Au cours de l'excavation d'un tunnel, il est indispensable de vérifier la stabilité du front de taille afin de pouvoir avancer en toute sécurité. L'instabilité principale pouvant être rencontrée pendant l'excavation est l'extrusion. Étant très néfaste au creusement, on doit impérativement l'écarter, (**Figure III. 5**).

III.4.2.1. Calcul de la stabilité au cours du creusement :

$$S = b \times h = 10.32 \times 5.10$$

$$\mathbf{S = 52.63 \text{ m}^2}$$

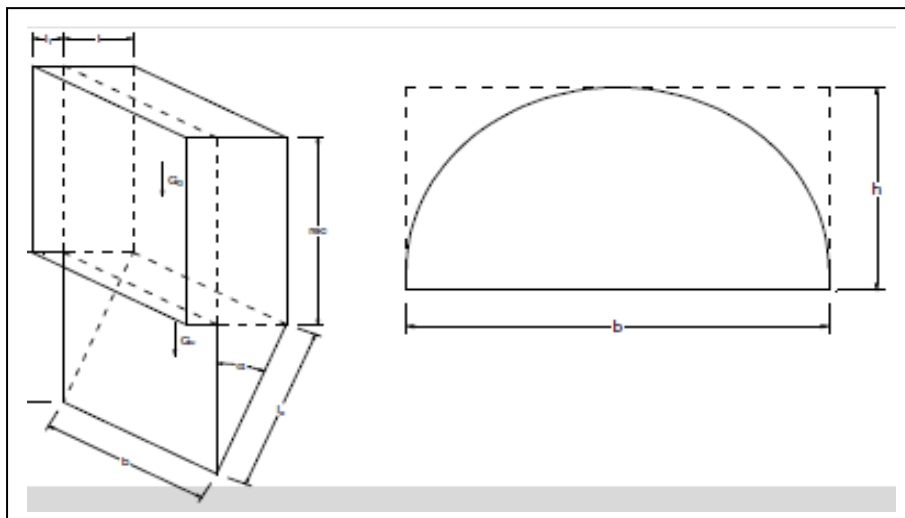


Figure III. 5 : Schéma du rectangle coextensif et du glissement du front de taille.

Avec :

$b = 10.32 \text{ m}$; $h = 5.10 \text{ m}$; $\varphi = 22^\circ$; $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

- **Corpus dessous :**

$$l = \frac{h}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{5.10}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{24.64}{2}\right)}$$

$$l = 3.27 \text{ m}$$

$$l_c^2 = h^2 + l^2$$

$$l_c = \sqrt{h^2 + l^2}$$

$$l_c = \sqrt{5.10^2 + 3.27^2}$$

$$l_c = 6.05 \text{ m}$$

- 1- Poids du corpus dessous :

$$G_u = 0.5 \times h \times l \times b \times \gamma$$

$$G_u = 0.5 \times 5.10 \times 3.27 \times 10.32 \times 20$$

$$G_u = 1721.07 \text{ kN}$$

- 2- Force due à la cohésion dans la zone de glissement :

$$C_{GF} = 0.5 \times C_u \times l_c \times b$$

$$C_{GF} = 0.5 \times 150 \times 6.05 \times 10.32$$

$$C_{GF} = 4682.7 \text{ kN}$$

- 3- Force due à la cohésion dans la zone latérale :

$$C_{SF} = 0.5 \times 2 \times l \times C_u \times h$$

$$C_{SF} = 0.5 \times 2 \times 3.27 \times 150 \times 5.10$$

$$C_{SF} = 2501.55 \text{ kN}$$

- 4- Équilibre du corpus bas :

$$G_u < C_{GF} + C_{SF}$$

$$1721.07 < 4682.7 + 2501.55 \text{ Vérifiée}$$

Le corpus ne subira pas de glissement pendant l'opération de creusement.

- **Corpus en haut :**

$$G_0 = h_u \times l \times b \times \gamma$$

$$G_0 = 13.5 \times 3.27 \times 10.32 \times 20$$

$$G_0 = 9111.53 \text{ kN}$$

- 1- Force due à la cohésion dans la zone avant et arrière :

$$C_{STF} = h_u \times 2 \times b \times C$$

$$C_{STF} = 13.5 \times 2 \times 10.32 \times 150$$

$$C_{STF} = 41796 \text{ kN}$$

- 2- Force due à la cohésion dans la zone latérale :

$$C_{SLF} = 2 \times l \times C \times h_u$$

$$C_{SLF} = 2 \times 3.27 \times 150 \times 13.5$$

$$C_{SLF} = 13243.5 \text{ kN}$$

- 3- Friction:

$$T_r = 2 \times (l + b) \times 0.5 \times h_u^2 \times \gamma \times (1 - \sin \varphi) \times \tan \varphi$$

$$T_r = 2 \times (3.27 + 10.32) \times 0.5 \times 13.5^2 \times 20 \times (1 - \sin 22) \times \tan 22$$

$$T_r = 12516.41 \text{ kN}$$

Équilibre du corpus haut :

$$G_0 < C_{STF} + C_{SLF} + T_r$$

$$9111.53 < 41796 + 13243.5 + 12516.41 \dots \text{ Vérifiée}$$

Le corpus haut ne subira pas de glissement.

III.4.3. Calcul du pré soutènement :

Puis que l'objectif de notre étude est de garantir la stabilité du tunnel, donc on peut dire qu'il est préférable d'utiliser un pré soutènement durant l'excavation du tunnel pour assurer la sécurité des personnel et la stabilité du terrain, et cela a été fait à travers un calcul de soutènement pour :

- Voûte parapluie.
- Boulons en verre.

III.4.3.1. Voûte parapluie :

A)- Caractéristiques mécaniques du tube :

Tubes de type $\phi 127 \times 8$ mm.

Diamètre = 127 mm.

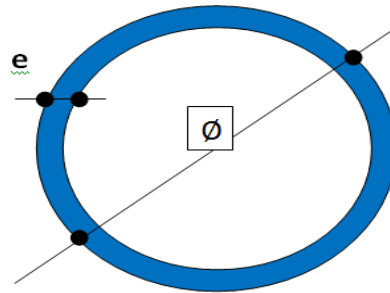
Épaisseur = 8 mm.

Surface : $S = 29.91 \text{ Cm}^2$.

Intertie: $I = 531.80 \text{ Cm}^4$.

$W_{el} = 83.75 \text{ Cm}^3$.

$i = 4.22 \text{ Cm}$.



Aire de cisaillement $A_v = \frac{2S}{\pi} = 19.04 \text{ Cm}^3$ **Figure III. 6 :** Coupe transversale d'un tube.

B)- Calcul du nombre de tubes pour la voûte parapluie :

Elle se fait par la formule suivante :

$$N_t = N \times D$$

Avec :

N : Nombre de tubes par mètre linéaire.

D : Diamètre du tunnel.

$$N = \frac{M_2}{M_1}$$

M_1 : Moment maximal pour un tube.

M_2 : Moment fléchissant existant.

1- Calcul du moment maximal pour un tube :

Il se calcule par la formule :

$$M_1 = 100 \times \frac{\sigma_a W_{Pl}}{\beta_g}$$

Avec :

σ_a : Limite d'élasticité ultime = 360 Mpa.

W_{Pl} : Corrosion sur les deux faces = $1.1 \times 10^{-4} \text{ m}^3$

β_g : Coefficient de sécurité du chargement = 1.2

$$M_1 = 100 \times \frac{360 \times 1.1 \times 10^{-4}}{1.2}$$

$$M_1 = 3.3 \text{ t/m}$$

2- Calcul du moment fléchissant :

Il se calcule par la formule :

$$M_2 = \frac{\sigma_{\text{totale}} \cdot d_2^2}{8}$$

Avec :

σ_{totale} : Contrainte totale (25% des charges reprises par les tubes).

$$\sigma_{\text{totale}} = 0.25 \times \sigma_V \times \beta_g$$

β_g : Coefficient de pondération de la charge = 1.2

σ_V : Contrainte verticale par la théorie de Terzaghi = 181.59 kN/m².

d_2 : Longueur de la portée maximale de deux travées si on considère les tubes comme une poutre à une seule travée.

$$d_2 = 2d$$

$d = 0.8\text{m}$ Distance entre deux cintres qui équivaut à la longueur d'une poutre (tube).

$$M_2 = \frac{\sigma_{\text{totale}} \cdot d_2^2}{8}$$

$$M_2 = \frac{0.25 \times 181.59 \times 1.2 \times (2 \times 0.8)^2}{8}$$

$$M_2 = 1.743 \text{ t.m}$$

3- Calcul du nombre de tubes par mètre linéaire :

On calcule le nombre de tubes par mètre linéaire :

$$N = \frac{M_2}{M_1}$$

$$N = \frac{1.743}{3.3}$$

$$N = 0.53$$

4- Calcul du nombre de tubes nécessaires :

$$N_t = N \cdot D$$

$$N_t = 0.53 \times 10.32$$

$$N_t = 5.47$$

On prend : $N_t = 6$ Tubes

III.4.3.2. Boulons en verre :

A)- Caractéristiques du terrain et du front de taille :

Données géologiques :

- Poids spécifique : $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 22^\circ$
- Cohésion : $C_u = 150$

Données Géométriques :

- Hauteur du front de taille : $h = 5.10 \text{ m}$
- Largeur du tunnel : $B = 10.32 \text{ m}$
- Surface frontale : $S = 52.63 \text{ m}^2$
- Inclinaison frontale : $\alpha = 0^\circ$

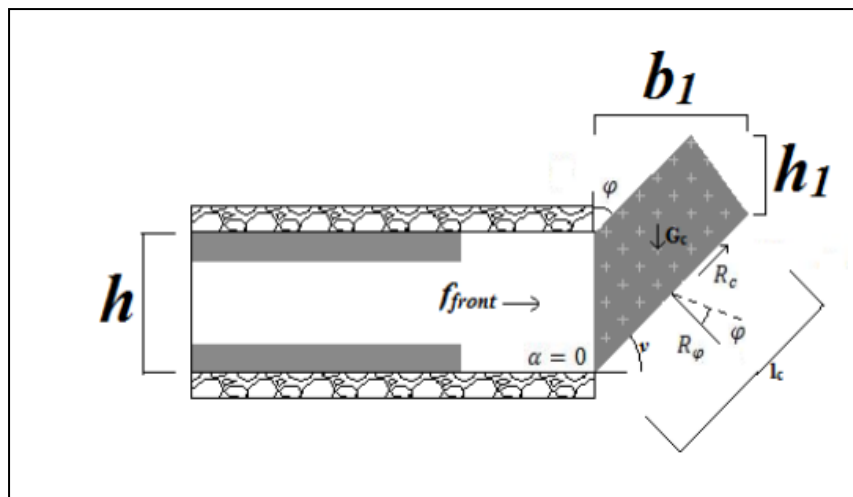


Figure III. 7 : Schéma représentant la déformation du front de taille d'un tunnel.

B)- Calcul de la charge appliquée au front :

1- Corps de glissement :

- Angle de surface de glissement :

$$v = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} = 45 + \frac{20}{2}$$

$$v = 56^\circ$$

- Longueur de la surface de glissement :

$$l_c = \frac{h}{\sin v} = \frac{5.10}{\sin(56)}$$

$$l_c = 6.15 \text{ m}$$

- Largeur de la surface de glissement :

$$b_1 = h \left(\frac{1}{\tan(\nu) - \tan(\alpha)} \right) = 5.10 \left(\frac{1}{\tan(56) - \tan(0)} \right)$$
$$b_1 = 3.44 \text{ m}$$

- Hauteur de la surface de glissement :

$$h_1 = \frac{b_1}{2 \cdot \tan(\varphi)} = \frac{3.44}{2 \cdot \tan(22)}$$
$$h_1 = 4.25 \text{ m}$$

- Surface du corps de glissement :

$$A_c = \frac{b_1}{2} (h + h_1) = \frac{3.44}{2} (5.10 + 4.25)$$
$$A_c = 16.08 \text{ m}^2$$

2- Efforts à l'équilibre :

- Poids du corps de glissement :

$$G_c = A_c \cdot \gamma = 16.08 \times 21$$
$$G_c = 337.68 \text{ kPa}$$

- Cohésion en zone de glissement :

$$R_c = C \cdot l_c = 35 \times 6.15$$
$$R_c = 215.25 \text{ kPa}$$

- Force résultante :

$$R = \sqrt{\left(G_c^2 + R_c^2 - 2G_c \times R_c \times \csc\left(\frac{\pi}{2} - \nu\right) \right)}$$
$$R = \sqrt{(337.68^2 + 215.25^2 - 2 \times 337.68 \times 215.25 \times \csc(90 - 56))}$$
$$R = 199.60 \text{ kPa}$$

- Force résultante d'équilibre :

$$F_{\text{front}} = \frac{R \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} - \nu\right)}{\sin(\nu)} = \frac{199.60 \times \sin(90 - 56)}{\sin(56)}$$
$$F_{\text{front}} = 115.25 \text{ kPa}$$

- Effort appliqué par l'ensemble des boulons :

$$F_{\text{boulons}} = F_{\text{front}} \times B = 115.25 \times 10.32$$
$$F_{\text{boulons}} = 1189.38 \text{ kN}$$

C)- Nombre de boulons nécessaires :

Le nombre de boulons dépend des caractéristiques de ces derniers, dans notre cas le choix est porté sur les boulons de types (R25N) en fibres de verre, (**Figure III. 8**).

Type	Section A mm ²	Limite élastique kN	Limite de rupture kN	Poids kg/m
R32-210 (R32L)	340	160	210	2.65
R32-250	370	190	250	2.90
R32-280 (R32N)	410	220	280	3.20
R32-320	470	250	320	3.70
R32-360 (R32S)	510	280	360	4.00
R32-400	560	330	400	4.40
R38-420	660	350	420	5.15

Figure III. 8 : Caractéristique des boulons en fibres de verre.

Charge maximal à la rupture des boulons (R25N).

$$F_{rg} = 200 \text{ kn}$$
$$N \geq \frac{F_{\text{boulons}}}{F_{rg}} = \frac{1189.38}{200}$$

$$N \geq 5.95 \rightarrow N = 06 \text{ Boulons en fibre de verre}$$

III.5. Dimensionnement du soutènement provisoire :

Le soutènement provisoire se fait avant la réalisation du revêtement définitif afin d'assurer la résistance à court terme et de permettre à l'ouvrage de supporter les pressions du massif et des surcharges qui s'y exercent.

Afin de pouvoir supporter les charges, il est essentiel que le type de soutènement soit calculé de manière à ce qu'il puisse reprendre les efforts internes qui s'y appliquent. Il faut donc évaluer ces efforts internes afin de faire un dimensionnement correct et vérifiant les contraintes.

III.5.1. Choix du soutènement selon les recommandations de l'AFTES :

Les recommandations de l'AFTES sont utilisées ici pour le choix d'un type de soutènement. Selon les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques présentées déjà, le terrain encaissant le tunnel présente les caractéristiques suivantes :

- **Comportement mécanique** : classe du terrain R6a.
- **Discontinuité** : étant donné que le terrain encaissant est un sol.
- **Altérabilité-gonflement** : terrains gonflants parce que l'analyse faite montre que les sols argileux-marneux sont gonflant.
- **Hydrologie** : H2 ; K1.
- **Couverture** : σ° modérée.
- **Environnement** : Sensible aux tassements, le projet de tunnel se situe en milieu urbain.

Le (Tableau III. 2): résume les recommandations de l'AFTES relatives à chaque critère pour les conditions du terrain encaissant le projet tunnel.

Tableau III.2 : Récapitulatif des recommandations de l'AFTES.

CRITERES	CLASSES	Pas de Soutènement	Béton Projété	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes Perforés	Boucliers ou pousse tubes	Procédés spéciaux			
				A ancrage ponctuel	A ancrage réparti	Barres Foncées	Lourds	Légers couissants	Plaques métalliques	Béton			Injection	Air Comprimé	Congélation	
Comportement mécanique	R6a	×	×	×	×	×	•	Enf	•	•		•	•			
Discontinuités	Sans objet															
Altérabilité - gonflement	Terrains gonflants	×	• (2)	×	Bp	Bp	Bl Bp	•		•						
Hydrologie	H2, K1	×	×	×			•	•	•	•			×			
couverture	$\sigma^\circ < 10$ MPA	×		×												
Dimension de galerie	2,5 < D < 10 m															
Environnement	Sensible aux tassements	×	Ci Pn	Bp	Bp	Bp	Act	×	Enf	Bel		Inj				
Synthèse		×	×	×	×	×	• Enf Act	×	• Enf	• Bel		• Inj	×			

Enf: avec enfilage Bl: avec blindage bois ou métallique Bp: avec béton projeté Inj: injection de bourrage immédiate ou anneaux extensibles Bel: avec bouclier Act: cintres actifs et (éventuellement) calage expansibles.

A partir de ce tableau, les types de soutènement recommandés sont, soit :

- Cintres actifs lourds avec enfilage avec blindage métallique ou bois ou un béton projeté.
- Voussoirs en plaques métalliques assemblées avec enfilage.
- Voussoirs préfabriqués mis en place à l'aide d'un bouclier avec injection de bourrage immédiate ou anneaux extensibles.

On proposera dans un premier temps, pour la combinaison choisie (cintre + béton projeté), les dimensions suivantes :

- **Cintre métallique :**

En se référant à « Ouvrages Souterrains Conception Réalisation Entretien », on peut noter à titre indicatifs, que les profilés ci-après sont les plus fréquemment utilisés pour les tunnels, voir (**Tableau III. 3**) :

Tableau III.3 : type des profilés les plus employés.

Profilé	Diamètre de tunnel
HEB120	2 à 5m
HEB140	4 à 8m
HEB160 – HEB180	7 à 11m

- **Béton projeté :**

-Module de Young: $E_b = 10000 \text{ MPa}$

-Coefficient de Poisson : $\nu = 0.2$

-Résistance du béton : $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$

Déterminons d'abord l'épaisseur de la couche du béton projeté par la formule suivante :

$$e = \frac{2\sigma_v R}{\sigma_{b_{max}}} + e'$$

Tel que e' (épaisseur de sécurité) est choisi de façon à vérifier l'inéquation ci-après :

$$0.02 \leq e' \leq 0.04$$

Dans notre cas, le choix de la valeur est arbitraire :

$$e' = 0.04 \text{ m}$$

Rappelons que la contrainte verticale est celle obtenu par la théorie des poids des terres :

$$\sigma_v = 303.5 \text{ kn/m}^2 \rightarrow \sigma_v = 0.304 \text{ MPa}$$

Et la résistance maximale du béton projeté se calcul par :

$$\sigma_{b_{max}} = \frac{0.85}{1.5} f_{C28}$$

Donc on obtient :

$$\sigma_{b_{max}} = \frac{0.85}{1.5} f_{C28} \rightarrow \sigma_{b_{max}} = \frac{0.85}{1.5} \times 25$$

$$\sigma_{b_{max}} = 14.17 \text{ MPa}$$

Enfin, l'épaisseur sera :

$$e = \frac{2\sigma_v R}{\sigma_{b_{\max}}} + e'$$
$$e = \frac{2 \times 0.304 \times 5.10}{14.17} + 0.04$$

e=0.268 m (on prendra e = 30 cm)

Vu le diamètre de tunnel étudié, notre soutènement sera constitué de cintre métallique de type HEB160 couvert par une couche de béton projeté de 30 cm d'épaisseur.

III.5.2. Hypothèses et calculs :

III.5.2.1. Hypothèses:

On propose trois hypothèses pour le système de charges agissant sur le tunnel :

➤ **Hypothèse N° 1 :**

La réaction élastique du sol est prise en considération. Le soutènement provisoire et le revêtement définitif se déforment sous l'action des charges extérieures. Dans la zone où les déformations du soutènement sont orientées vers l'extérieur du tunnel apparait la réaction élastique du sol.

➤ **Hypothèse N° 2 :**

Le système de charges considéré comporte les charges verticales, les charges horizontales ainsi que la réaction élastique du sol correspondant.

➤ **Hypothèse N° 3 :**

On adopte les charges verticales comme uniformes et symétriques, et on néglige les charges verticales asymétriques. Les valeurs de charges verticales symétriques ont été établies en admettant la création de la voûte naturelle qui décharge le soutènement provisoire du tunnel. La voûte supérieure est calculée tel qu'un arc porteur encastré à ses extrémités. Les charges agissant sur l'arc, provenant de la pression souterraine ainsi que le poids propre sont considérées comme uniformément réparties.

III.5.2.2. Calculs :

A) Vérification du profilé du cintre :

- **Détermination des pressions verticales et horizontales :**

Les pressions verticales et horizontales seront calculées comme suit :

1-Pression verticale :

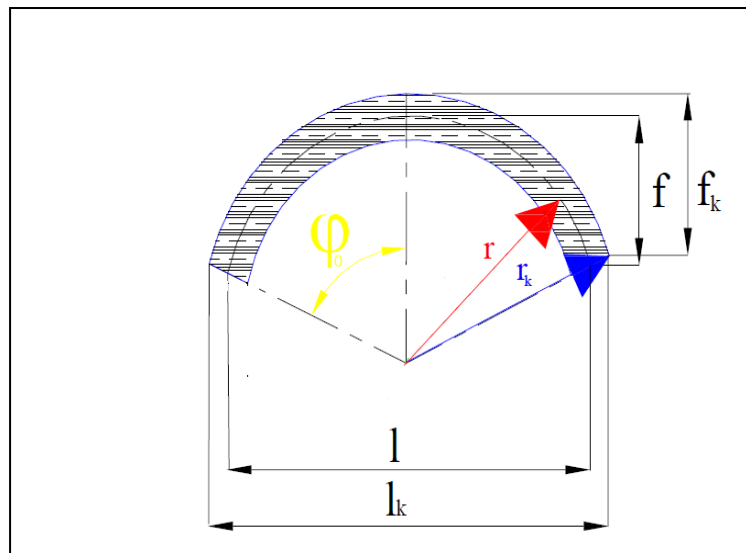


Figure III. 9 : Représentation de la géométrie soutènement provisoire.

$$P_v = \frac{Q_0 + \Delta_G + Q}{l \times 1} \dots\dots\dots (III.5.1)$$

Avec :

P_v : Pression verticale.

l : longueur curviligne de l'arc.

Δ_G : Charge d'intensité variable.

Q : Poids total de l'arc.

Q_0 : Force géostatique uniformément répartie.

$$\sigma_0 = \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i h_{i+q} \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \dots\dots\dots (III.5.2)$$

$$\sigma_1 = \gamma(H + f) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \dots\dots\dots (III.5.3)$$

Tel que :

σ_0 : Contrainte horizontale en clé de voûte

h : Epaisseur de la couche

q : Charge d'exploitation

C : Cohésion du sol

σ_1 : Contrainte horizontale en pied de longrine

H : Hauteur de couverture

f : Hauteur de courbe de la voûte

- Force géostatique :

$$Q_0 = \left(\sum \gamma_i h_i + q \right) \times a \dots\dots\dots (III.5.4)$$

Le paramètre a étant l'espace entre les cintres.

La partie $(\sum \gamma_i h_i + q)$ représente la charge verticale qui a été déterminé par la théorie des poids des terres, déjà calculée = **303.5 kN/m²**

$$Q_0 = 303.5 \times 0.8$$

$$Q_0 = \mathbf{242.8 \text{ kN/ml}}$$

- Charge d'intensité variable :

$$\Delta_G = \left(f_K \times l_K \times \frac{\gamma_h}{3} \right) \times a \quad \text{..... (III.5.5)}$$

$$f_K = r_K \times 1 - \cos \phi_0 \quad \text{..... (III.5.6)}$$

$$l_K = 2 \times r_K \times \sin \phi_0 \quad \text{..... (III.5.7)}$$

Avec :

ϕ_0 : L'angle de courbure de l'arc.

Rappelons que r_K est donnée par :

$$r_K = R + 0.5 \times e \quad \text{..... (III.5.8)}$$

Comme on a :

$R = 5.10\text{m}$ (R : Le rayon de la section).

$e = 0.3\text{m}$ (e : L'épaisseur de la couche du béton projeté).

Alors :

$$r_K = 5.10 + 0.5 \times 0.3$$

$$r_K = \mathbf{5.25 \text{ m}}$$

En remplaçant la valeur de r_K dans l'équation (1) on obtient :

$$f_K = 5.25 \times (1 - \cos 60)$$

$$f_K = \mathbf{2.63 \text{ m}}$$

Et en remplaçant $\phi = 60^\circ$ dans l'équation (2) on aura :

$$l_K = 2 \times 5.25 \times \sin 60$$

$$l_K = \mathbf{9.09 \text{ m}}$$

La charge d'intensité variable Δ_G est exprimée par l'équation ci-après :

$$\Delta_G = \left(f_K \times l_K \times \frac{\gamma_h}{3} \right) \times a$$

Avec :

γ_h : Le poids volumique de la couche de sol

γ_h : 21 kn/m^3

D'où:

$$\Delta_G = 133.88 \text{ kN/ml}$$

- Poids de l'arc :

Comme le poids volumique du cintre est $\gamma_{\text{Cintre}} = 78.5 \text{ kN/m}^3$

On aura :

$$Q = 94.96 \text{ kN/ml}$$

Largeur de l'arc :

$$l = 2 \times r \times \sin \phi_0$$

r: étant égale au rayon R, on aura :

$$r = R \rightarrow r = 5.10 \text{ m}$$

$$l = 2 \times r \times \sin \phi_0$$

$$l = 2 \times 5.10 \times \sin 60$$

$$l = 8.83 \text{ m}$$

- Calcul de la pression verticale :

En fin la charge verticale est calculée comme suit :

$$P_V = \frac{Q_0 + \Delta_G + Q}{l}$$

$$P_V = \frac{242.8 + 133.88 + 94.96}{8.83}$$

$$P_V = 53.41 \text{ kPa}$$

2- Pression horizontale :

La pression horizontale sera calculée par la relation suivante :

$$P_h = \frac{f_K}{f} e_m \times a$$

Avec :

$$f = r \times (1 - \cos \phi_0)$$

$$f = 5.10 \times (1 - \cos 60)$$

$$f = 2.55 \text{ m}$$

$$e_m = \frac{\sigma_0 + \sigma_1}{2}$$

On aura :

$$\sigma_0 = \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i h_{i+q} \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2C \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)}$$

Rappelons que :

$(\sum_{i=1}^n \gamma_i h_{i+q})$: La charge verticale déterminée par la théorie des poids des terres déjà calculée.

- $(\sum_{i=1}^n \gamma_i h_{i+q}) = 303.5 \text{ kn/m}^2$
- Angle de frottement equivalent: $\varphi=24.64^\circ$
- Cohesion équivalente : $C=27.59 \text{ kn/m}^2$
- La dimension $\frac{\pi}{4}$ est exprimée en[°], donc :
 $\frac{\pi}{4}$ Radians= 45°

On aura donc :

$$\sigma_0 = (303.5) \tan^2 \left(45 - \frac{24.64}{2} \right) - 2 \times 27.59 \sqrt{\tan^2 \left(45 - \frac{24.64}{2} \right)}$$

$$\sigma_0 = \mathbf{89.50 \text{ kPa}}$$

$$\sigma_1 = \gamma(H + f) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

Rappelons que :

- H : La hauteur de couverture :

$$H = \mathbf{13.5 \text{ m}}$$

- γ_h : Le poids volumique de la couche de sol :

$$\gamma_h = \mathbf{21 \text{ kN/m}^2}$$

On aura donc :

$$\sigma_1 = 21(13.5 + 2.55) \tan^2 \left(45 - \frac{24.64}{2} \right) - 2 \times 27.59 \sqrt{\tan^2 \left(45 - \frac{24.64}{2} \right)}$$

$$\sigma_1 = \mathbf{103.30 \text{ kPa}}$$

D'où on aura :

$$e_m = \frac{89.50 + 103.30}{2}$$

$$e_m = \mathbf{96.4 \text{ kPa}}$$

En fin la pression horizontale est :

$$P_h = \frac{2.63}{2.55} \times 96.4 \times 0.8$$

$$P_h = \mathbf{79.54 \text{ kPa}}$$

III.5.3. Réactions d'appuis :

Les réactions d'appui au niveau de la naissance seront calculées en fonction du rapport $\frac{f}{l}$ en utilisant le (Tableau III. 4) des coefficients suivants :

Tableau III.4 : Tableau des réactions d'appuis au niveau des naissances du tunnel.

Rapport f/l	Moments à la naissance		Poussées à la naissance	
	α_m	β_m	α_h	β_h
0.10	0.00120	-0.00120	1.2750	-1.2750
0.20	0.00452	-0.00452	0.6335	-0.6335
0.30	0.01010	-0.01010	0.4415	-0.1749
0.40	0.01748	-0.01748	0.3385	-0.3385
0.50	0.02668	-0.02668	0.2801	-0.2801

On a :

$$\frac{f}{l} = \frac{2.55}{8.33} = 0.289 \approx 0.3$$

On obtient :

$$\begin{cases} \alpha_m = 0.01010 \\ \beta_m = -0.01010 \end{cases} \quad \begin{cases} \alpha_h = 0.4415 \\ \beta_h = -0.4415 \end{cases}$$

Les réactions d'appui seront :

III.5.3.1. Sous charges verticales :

$$M_V = \alpha_m \times P_V \times l^2$$

$$M_V = 0.01010 \times 53.41 \times 8.83^2$$

$$M_V = 42.06 \text{ kN.m}$$

$$H_V = \alpha_h \times P_V \times l$$

$$H_V = 0.4415 \times 53.41 \times 8.83$$

$$H_V = 208.22 \text{ kN}$$

$$V_V = \frac{1}{2} P_V \times l$$

$$V_V = \frac{1}{2} \times 53.41 \times 8.83$$

$$V_V = 235.81 \text{ kN}$$

$$N_V = \sqrt{H_V^2 + V_V^2}$$

$$N_V = \sqrt{536.5^2 + 235.81^2}$$

$$N_V = \mathbf{314.58 \text{ kN}}$$

III.5.3.2. Sous charges horizontales :

$$M_H = \beta_m \times P_H \times l^2$$

$$M_H = -0.01010 \times 79.54 \times 8.83^2$$

$$M_H = \mathbf{-62.64 \text{ kN.m}}$$

$$H_H = \beta_h \times P_H \times l$$

$$H_H = -0.1749 \times 79.54 \times 8.83$$

$$H_H = \mathbf{-128.84 \text{ kN}}$$

Afin d'assurer la sécurité de l'ouvrage, il faut que les contraintes soient contrôlées à la naissance. L'influence de la charge horizontale est négligée.

$$V_H = 0$$

$$N_H = \sqrt{H_H^2 + V_H^2}$$

$$N_H = \sqrt{(-1288.84)^2 + (00)^2}$$

$$N_H = \mathbf{128.84 \text{ kN}}$$

Pour valider le choix du profilé on doit vérifier l'inéquation suivante :

$$\text{Max}\{\sigma_{naissance}^V; \sigma_{naissance}^h\}$$

Avec :

$$\sigma_{naissance}^V = \frac{N_V}{A_S} \pm \frac{M_V}{W_S}$$

III.5.4. Résistance des profilés HEB à la pression verticale :

On a l'équation suivante :

$$\sigma_{naissance}^V = \frac{N_V}{A_S} \pm \frac{M_V}{W_S} < \sigma_S$$

Avec :

$$\begin{cases} N_V = 314.58 \text{ kN} \\ M_V = 42.06 \text{ kN} \end{cases}$$

Les caractéristiques de la section HEB 160 :

$$A_S (\text{Section du cintre}) = 54.3 \text{ Cm}^2$$

$$W_S = 311 \text{ Cm}^3$$

$$\sigma_e (\text{Résistance de l'acier}) = 235 \text{ N/mm}^2$$

On aura :

$$\sigma_{\text{naissance}}^v = \frac{N_V}{A_S} \pm \frac{M_V}{W_S}$$
$$\sigma_{\text{naissance}}^v = \left(\frac{314.58}{54.3 \times 10^{-4}} \pm \frac{42.06}{311 \times 10^{-6}} \right) \times 10^{-3}$$
$$\sigma_{\text{naissance}}^v = 193.17 \text{ MPa}$$

$$193.17 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Dans ce prédimensionnement on voit que le profilé HEB160 vérifie les sollicitations exercées.

III.5.5. Portance maximale du soutènement :

III.5.5.1. Portance maximale du béton projeté :

$$\bar{P}_b = P_V \times \frac{f_{bu}}{\sigma_{bc}}$$

Rappelons que :

- f_{bu} Résistance maximal du béton projeté :

$$\sigma_{b_{\text{max}}} = \frac{0.85}{1.5} f_{C28} \rightarrow \sigma_{b_{\text{max}}} = \frac{0.85}{1.5} \times 25 = 14.17 \text{ MPa.}$$

- $\sigma_{bc} = 25 \text{ Mpa}$: Résistance du béton

Alors :

$$\bar{P}_b = P_V \times \frac{f_{bu}}{\sigma_{bc}} \rightarrow \bar{P}_b = 53.41 \times \frac{14170}{25000}$$
$$\bar{P}_b = 30.27 \text{ kN/m}$$

III.5.5.2. Portance maximale des cintres :

Rappelons que :

$$\sigma_S = \text{Max} \{ \sigma_{\text{naissance}}^v; \sigma_{\text{naissance}}^h \} \rightarrow \sigma_S = \sigma_{\text{naissance}}^v$$

Du tableau précédent :

$$\sigma_S = 193170 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$\bar{P}_C = \frac{\sigma_e}{\sigma_s}$$
$$\bar{P}_C = 53.41 \times \frac{235000}{193170}$$
$$\bar{P}_C = 64.98 \text{ kN/m}$$

III.5.6. Module de réaction élastique du sol :

Le module de réaction du sol sera défini par la formule suivante :

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{E_M} \left[\alpha \times \frac{a}{2} + 0.133 \times (9a)^\alpha \right]$$

$$E_M = \frac{2}{3} E_{Sol} = \frac{2}{3} \times 27$$

$$E_M = 18 \text{ MPa}$$

III.5.6.1. Module de réaction élastique horizontal :

On a :

a=5.10 m (Rayon de l'excavation).

$$\alpha = \frac{2}{3}$$

A partir de l'équation précédente on aura :

$$\frac{1}{K_H} = \frac{1}{18 \times 10^3} \left[\frac{2}{3} \times \frac{5.10}{2} + 0.133 \times (9 \times 5.10)^{\frac{2}{3}} \right]$$

$$K_H = 5286.33 \text{ kPa}$$

III.5.6.2. Module de réaction élastique vertical :

a= 10.32 m (Largeur de l'excavation).

L'équation donnera :

$$\frac{1}{K_V} = \frac{1}{18 \times 10^3} \left[\frac{2}{3} \times \frac{10.32}{2} + 0.133 \times (9 \times 10.32)^{\frac{2}{3}} \right]$$

$$K_V = 2918.42 \text{ kPa}$$

III.5.7. Répartition des efforts internes sur le soutènement :**III.5.7.1. Rigidité du cintre métallique :**

$$\text{HEB 160} \begin{cases} A_S = 54.3 \text{ Cm}^2 \\ I_S = 2.492 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \end{cases}$$

À la compression :

$$E_S = 210000 \text{ Mpa}$$

$$A'_S = \frac{A_S}{a} = \frac{54.3 \times 10^{-4}}{0.8}$$

$$A'_S = 67.88 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$E_S A'_S = E_S \times \frac{A_S}{a} = 210000 \times 10^3 \times 67.88 \times 10^{-4}$$

$$E_S A'_S = 1.43 \times 10^6 \text{ kN/ml}$$

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.

À la flexion:

$$E_S I'_S = \frac{E_S \times I_S}{a}$$

$$E_S I'_S = \frac{210000 \times 10^3 \times 2.492 \times 10^{-5}}{0.8}$$

$$E_S I'_S = 0.65 \times 10^4 \text{ kN}$$

Tel que :

$E_S I_S$: 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.5.7.2. Rigidité de la voûte en béton projeté :

À la compression:

$$E_b A'_b = \frac{E_b \times A_b}{a} = \theta_N E_S A_S$$

Avec :

$$\theta_N = \frac{E_b \times e}{E_S \times A'_S}$$

$$\theta_N = \frac{10000 \times 10^3 \times 0.3}{1.43 \times 10^6}$$

$$\theta_N = 2.1$$

$$E_b A'_b = \theta_N E_S A_S$$

$$E_b A'_b = 2.1 \times 210000 \times 10^3 \times 54.3 \times 10^{-4}$$

$$E_b A'_b = 2.39 \times 10^6 \text{ kN/ml}$$

Tel que :

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

$E_b A_b'$: La 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.

À la flexion :

$$E_b I'_b = \frac{E_b \times I_b}{a} = \theta_M E_S I'_S$$

Avec:

$$\theta_M = \frac{E_b \times e^3}{12(E_S I'_S)}$$

$$\theta_M = \frac{10000 \times 10^3 \times 0.3^3}{12(0.65 \times 10^4)}$$

$$\theta_M = 3.46$$

$$E_b I'_b = \theta_M E_S I'_S$$

$$E_b I'_b = 3.46 \times 0.65 \times 10^4$$

$$E_b I'_b = 2.25 \times 10^4 \text{ kN}$$

Tel que :

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

θ_M : Coefficient d'équivalence du moment de flexion.

III.5.7.3. Répartition des efforts dans le soutènement provisoire :

Les efforts agissants sur chaque élément de soutènement sont :

A)- Répartition dans les cintres:

$$M_S = \frac{3}{3+\theta_M} M \quad \dots\dots\dots \text{(III.5.9)}$$

$$N_S = \frac{3}{3+\theta_N} N \quad \dots\dots\dots \text{(III.5.10)}$$

$$T_S = \frac{3}{3+\theta_T} T \quad \dots\dots\dots \text{(III.5.11)}$$

Avec :

$$\theta_M = 3.46 \text{ Et } \theta_N = 2.1$$

Les formules (III.5.9 ; 10) et 11 donneront :

$$M_S = \frac{3}{3 + 3.46} M$$

$$M_S = 0.4644 M$$

$$M_S = 46.44 \% M$$

$$N_S = \frac{3}{3 + 2.1} N$$

$$N_S = 0.5882 N$$

$$N_S = 58.82 \% N$$

$$T_S = \frac{3}{3 + 2.1} T$$

$$T_S = 0.5882 T$$

$$T_S = 58.82 \% T$$

B)- Répartition dans le béton projeté:

$$M_b = \frac{\theta_M}{3 + \theta_M} M \quad \dots\dots\dots \text{(III.5.12)}$$

$$N_b = \frac{\theta_N}{3 + \theta_N} N \quad \dots\dots\dots \text{(III.5.13)}$$

$$T_b = \frac{\theta_T}{3 + \theta_T} T \quad \dots\dots\dots \text{(III.5.14)}$$

Avec :

$$\theta_M = 3.46 \text{ Et } \theta_N = 2.1$$

Les formules (III.5.12 ; 13) et 14 donneront :

$$M_b = \frac{3.46}{3 + 3.46} M$$

$$M_b = 0.5356 M$$

$$M_b = 53.56 \% M$$

$$N_b = \frac{2.1}{3 + 2.1} N$$

$$N_b = 0.4118 N$$

$$N_b = 41.18 \% N$$

$$T_b = \frac{2.1}{3 + 2.1} T$$

$$T_b = 0.4118 T$$

$$T_b = 41.18 \% T$$

B) Vérification au risque de soulèvement du radier :

Le terrain sous le radier est une argile marneuse avec les caractéristiques suivantes :

$$\varphi=22^\circ ; \quad C=35 \text{ kPa} ; \quad \gamma = 21 \text{ KN/m}^3.$$

La pression verticale due au poids des terres au-dessus du radier est :

$$P_v = 303.5 \text{ kPa}.$$

On calcule la profondeur x de terrain - à partir du niveau du radier, qui exerce sa poussée sur le radier pour le soulever (Szechy, 1971):

$$x = \frac{P \cdot \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \left[\tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}{\left[\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}$$

$$x = \frac{303.5 \times \tan^2 \left(45 - \frac{22}{2} \right) - 2 \times 35 \left[\tan \left(45 + \frac{22}{2} \right) + \tan \left(45 - \frac{22}{2} \right) \right]}{\left[\tan^2 \left(45 + \frac{22}{2} \right) - \tan^2 \left(45 - \frac{22}{2} \right) \right]} = -0.35 \text{ cm}$$

$X = -0.35 \text{ cm}$, par conséquent la stabilité du radier vis-à-vis du soulèvement est vérifiée.

III.6. Modélisation par la méthode des éléments finis :

L'utilisation de la MEF pour les tunnels s'avère très efficace. Cette méthode donne une satisfaction pour vérifier le dimensionnement des ouvrages vis-à-vis de leurs résistances à la rupture.

Dans notre étude on a employé le logiciel Bentley GEO 5 pour la vérification du soutènement provisoire, ainsi que l'estimation des tassements. D'autre part, le logiciel Plaxis 3D pour la modélisation du revêtement définitif ainsi que l'évaluation des déplacements.

III.6.1. Logiciel Bentley GEO 5 :

Afin d'obtenir Les efforts internes se produisant dans le tunnel on utilisera la méthode des éléments finis par un logiciel d'analyse géotechnique appelé « **Geostructural Finite Element Analysis** » édité par **Bentley**. Il s'agit d'une méthode dite de calcul de milieux déformables. Elle consiste à associer au milieu réel un milieu « idéalisé », pour lequel on a fait une hypothèse sur la forme de l'une des inconnues du problème.

III.6.1.1. Modélisation :

Pour l'étude faite avec le logiciel, on a dû réaliser deux éléments sur Autocad (les couches de sol de notre section + la section transversale de notre tunnel) au format DXF afin de l'exporter vers Geo 5.

On a procédé à un creusement les 4 étapes suivantes :

- Définir les limites des couches du sol et leurs épaisseurs en se servant de la commande interface, (**Figure III. 10**).
- Insertion des caractéristiques de chaque couche.

- Assignation des différentes couches du massif avec un type de sol spécifique.
- Génération d'un maillage du terrain.

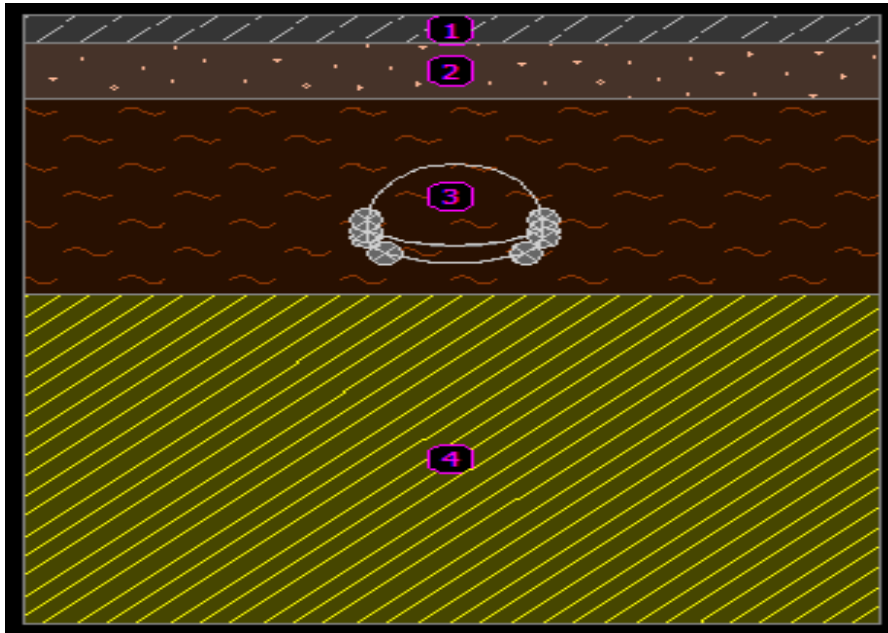


Figure III. 10 : Représentation des couches du sol sur Geo 5.

Un maillage structuré est généré dans la zone de soutènement en vue d'améliorer la qualité de la solution dans cette zone sensible. Un maillage non structuré triangulaire est alors connecté à la partie structurée pour modéliser le reste du massif pris en compte par le modèle. La zone de soutènement est une zone sensible car les contraintes et les déformations varient fortement d'un point à l'autre, (**Figure III. 11**).

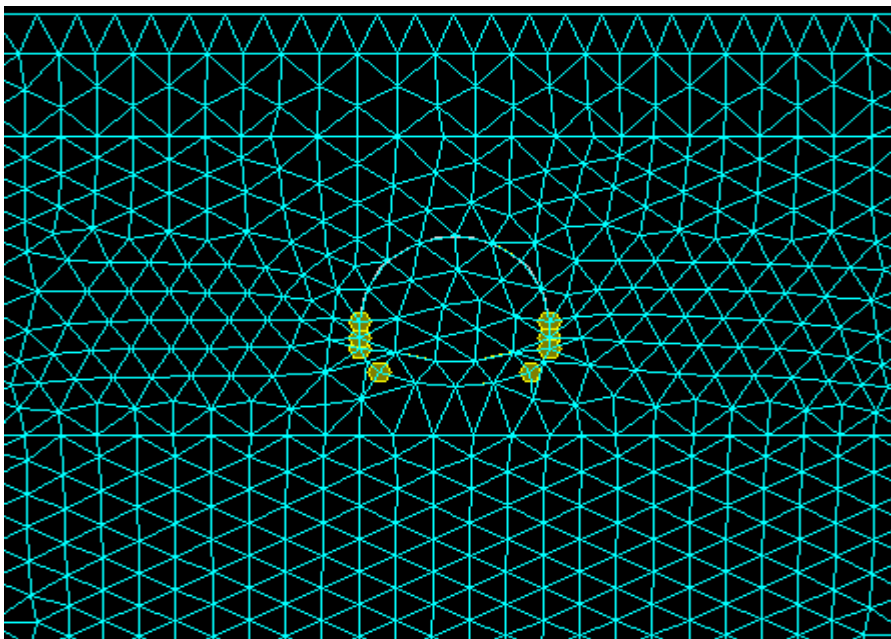


Figure III. 11 : Maillage du terrain généré par le logiciel Geo5.

Après le maillage, on peut passer à la phase de construction qui nous permet de mettre les surcharges (30kn/m), et le type de soutènement et les appuis, (**Figure III. 12**).

La surcharge des bâtiments doit être représentée sous forme de charge répartie.

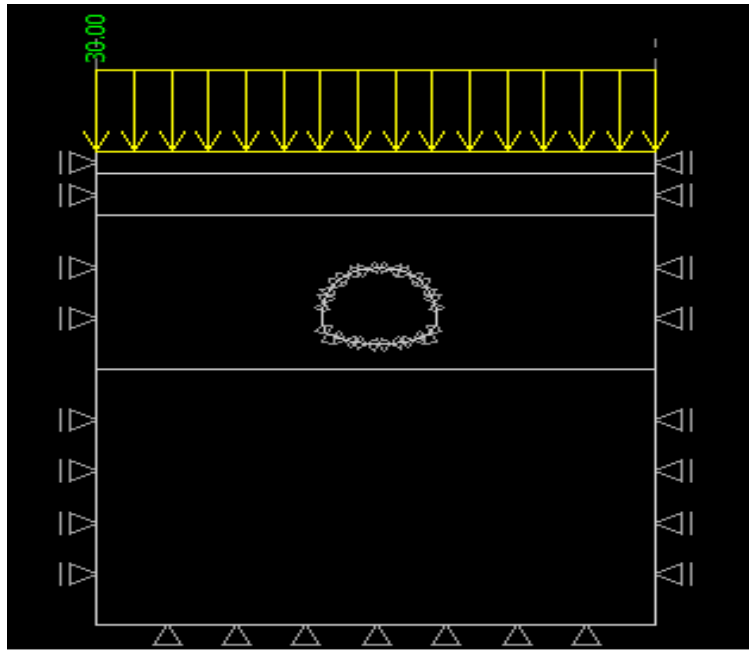


Figure III. 12 : Introduction de la surcharge.

Pour l'excavation on a procédé en plusieurs phases :

1. Creusement de la calotte avec soutènement au niveau de la voûte correspondant à l'homogénéisation du soutènement (acier-béton) avec un taux de déconfinement $\lambda=60\%$, et une couche de béton jouant le rôle de radier provisoire, (**Figure III. 13**).

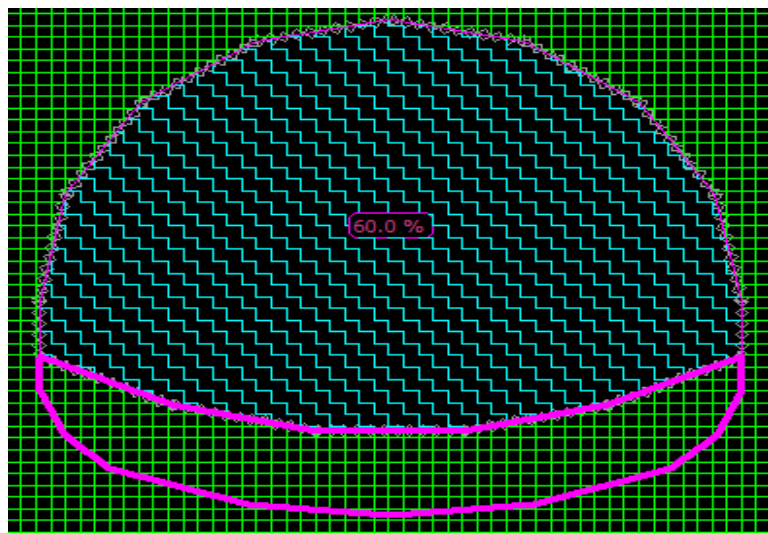


Figure III. 13 : Excavation de la calotte sans soutènement.

2. Après avoir excavé la calotte, on creuse le radier avec un taux de déconfinement de 40% (avec la suppression du radier provisoire), et on pose une couche de béton comme soutènement, (Figure III. 14).

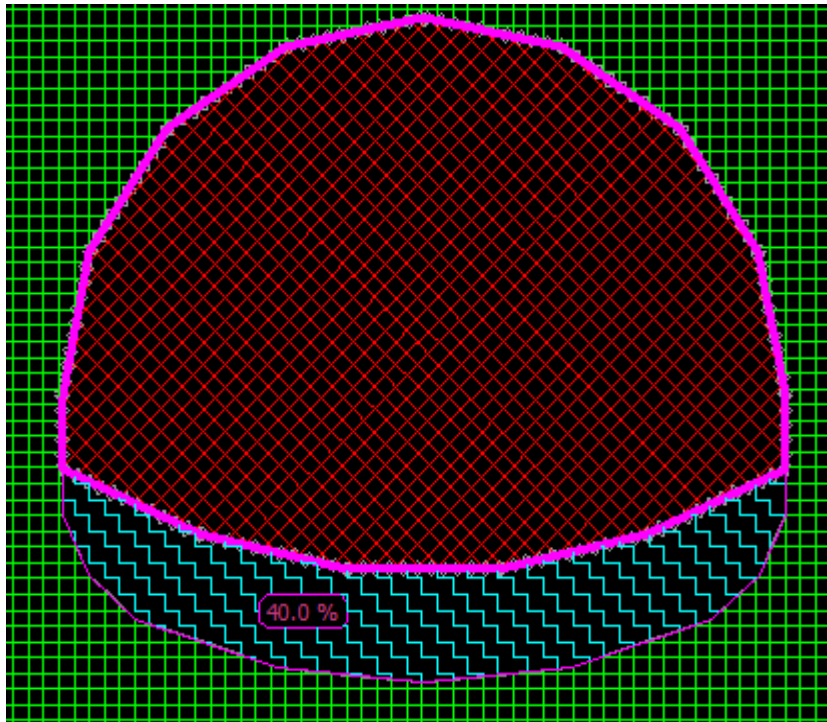


Figure III. 14 : excavation du radier.

A ce stade, le tunnel est totalement excavé (Figure III. 15), Ainsi on obtiendra les efforts internes.

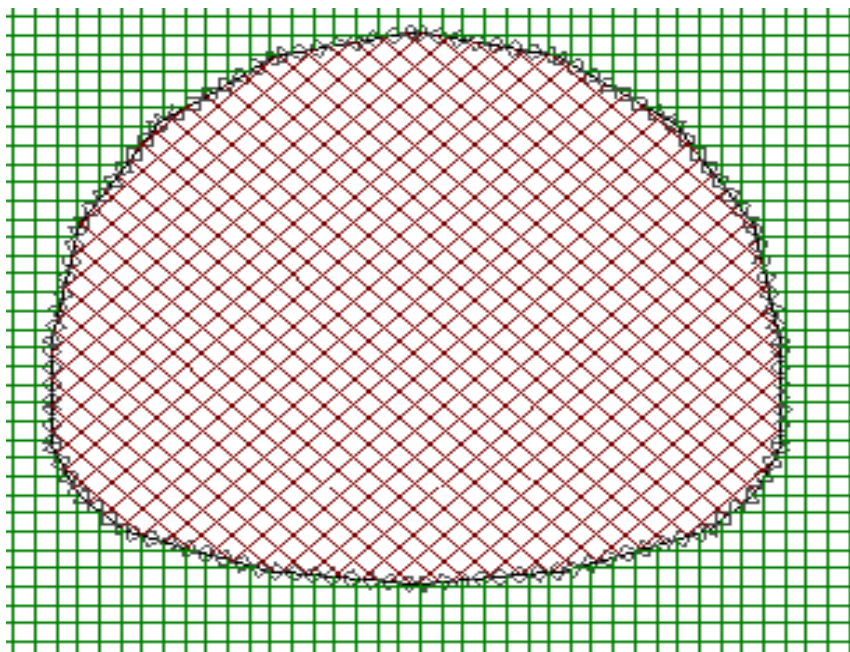


Figure III. 15 : excavation total du tunnel.

III.6.1.2. Homogénéisation du soutènement (Acier/Béton) :

Les matériaux du soutènement provisoire sont composés d'une partie en acier (Cintre) et d'une partie en béton. Le logiciel d'analyse en éléments finis ne peut pas faire d'analyse avec deux types de matériaux distincts. Pour cela, une homogénéisation entre l'acier le béton est nécessaire afin de pouvoir insérer les caractéristiques.

Les caractéristiques sont calculées de la manière qui suit :

1) Section équivalente :

$$A_{\text{éq}} = A'_s \frac{E_s}{E_b} + A_b$$

$$A_{\text{éq}} = \frac{54.3 \times 10^{-4}}{0.8} \times \frac{210000}{10000} + 0.3$$

$$A_{\text{éq}} = \mathbf{0.4425 \text{ m}^2}$$

2) Moment d'inertie équivalent :

$$I_{\text{éq}} = I'_s + I_b$$

$$I_{\text{éq}} = \frac{2492 \times 10^{-8}}{0.8} + \frac{1 \times 0.3^3}{12}$$

$$I_{\text{éq}} = \mathbf{2.28 \times 10^{-3} \text{ m}^4}$$

3) Poids volumique équivalent :

$$\gamma_{\text{éq}} = \frac{\gamma_s A'_s + \gamma_b A_b}{A'_s + A_b}$$

$$\gamma_{\text{éq}} = \frac{78.5 \times 67.88 \times 10^{-4} + 25 \times 0.3}{67.88 \times 10^{-4} + 0.3}$$

$$\gamma_{\text{éq}} = \mathbf{26.18 \text{ KN/m}^3}$$

4) Module de Young équivalent :

Le module de déformabilité du béton projeté à jeune âge (un jour) est de 10 000 MPa calculé suivant le B.A.E.L.

$$E_{\text{éq}} = \frac{E_s A'_s + E_b A_b}{A'_s + A_b}$$

$$E_{\text{éq}} = \frac{210000 \times 67.88 \times 10^{-4} + 10000 \times 0.3}{67.88 \times 10^{-4} + 0.3}$$

$$E_{\text{éq}} = \mathbf{14425.21 \text{ MPa}}$$

5) Module de cisaillement équivalent :

$$G_{\text{éq}} = \frac{E_{\text{éq}}}{2(1 + \nu)}$$

$$G_{\text{éq}} = \frac{14425.21}{2(1 + 0.2)}$$

$G_{\text{éq}} = 6010.5 \text{ MPa}$

Tableau III.5 : Paramètres équivalent béton-cintre.

	E (Mpa)	A (m ²)	I (m ⁴)	γ (KN/m ³)	E _{éq} (MPa)	I _{éq} (m ⁴)	γ _{éq} (KN/m ³)	G _{éq} (MPa)
B.P	10 000	0.30	2.25 10 ⁻³	25	14425.21	2.28 10 ⁻³	26.18	6010.5
Cintre	210 000	54.3 10 ⁻⁴	2492.0 10 ⁻⁸	78.5				

III.6.1.3. Résultats de la méthode des éléments finis :

L'analyse par la méthode des éléments finis nous a permis d'obtenir les diagrammes des efforts internes qui nous permettront de procéder aux vérifications du soutènement provisoires et de déterminer s'ils résistent, (Figure III. 16 ; 17 ;18).

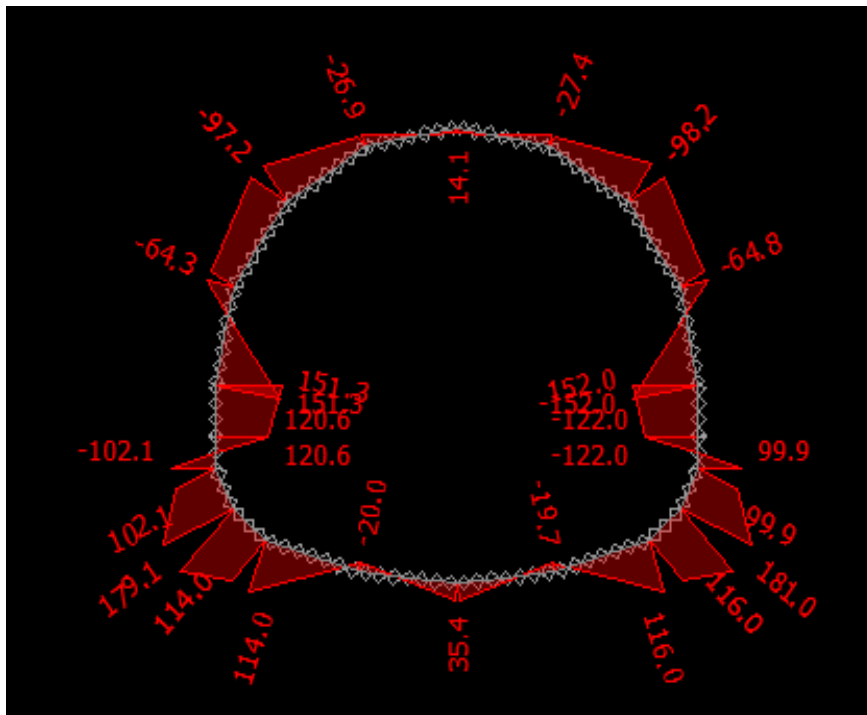


Figure III. 16 : Diagramme des moments fléchissant dans le tunnel.

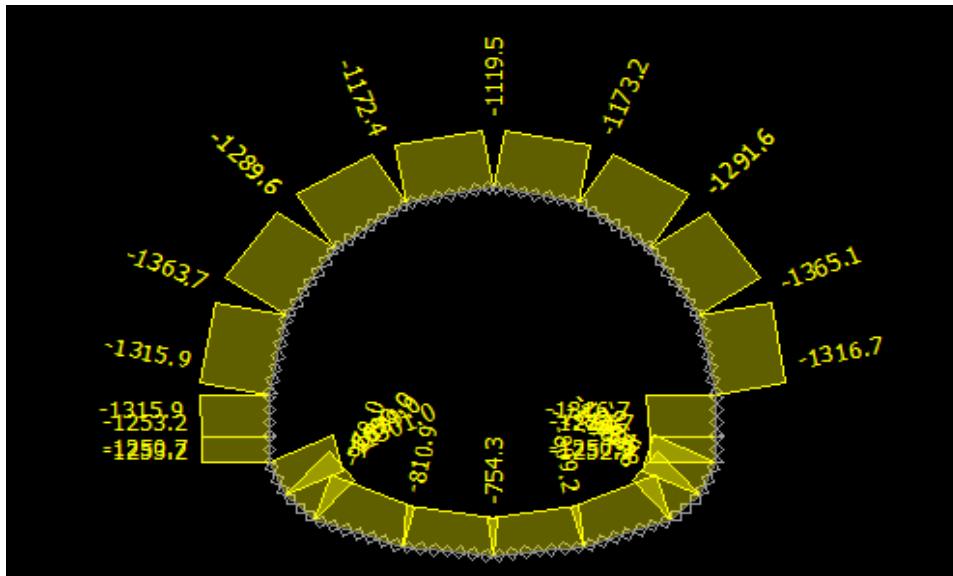


Figure III. 17 : Diagramme des efforts normaux dans le tunnel.

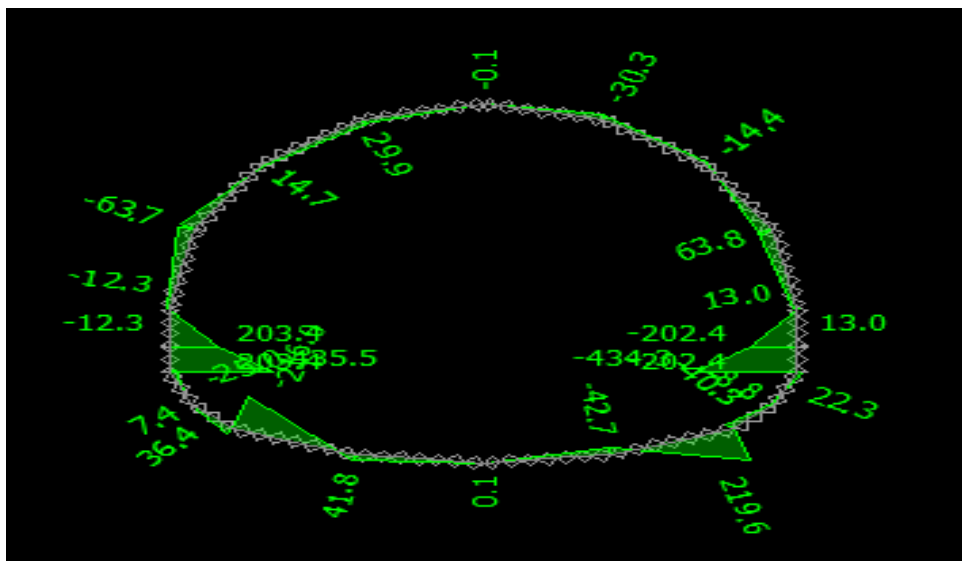


Figure III. 18 : Diagramme des efforts tranchants dans le tunnel.

A)- Efforts normaux et moments fléchissant :

▪ Au niveau de la calotte :

a) $\begin{cases} M_{\max}^+ = 152.0 \text{ kN.m} \\ N_{\text{corr}} = -1316.7 \text{ kN} \end{cases}$

b) $\begin{cases} M_{\max}^+ = -97.2 \text{ kN.m} \\ N_{\text{corr}} = -1289.6 \text{ kN} \end{cases}$

c) $\begin{cases} N_{\max} = -1365.1 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = 64.80 \text{ kN.m} \end{cases}$

- **Au niveau du radier :**

Le béton projeté reprend seul les efforts car le cintre n'intervient pas dans cette partie du tunnel.

$$a) \begin{cases} M_{\max} = 179.1 \text{ kN.m} \\ N_{\text{corr}} = -1189 \text{ kN} \end{cases}$$

$$b) \begin{cases} N_{\max} = -1301 \text{ kN.m} \\ M_{\text{corr}} = 102.1 \text{ kN.m} \end{cases}$$

B)- Efforts tranchants :

- **Au niveau de la calotte :**

$$a) T_{\max}^+ = 203.4 \text{ kN}$$

$$b) T_{\max}^- = -202.4 \text{ kN}$$

- **Au niveau du radier :**

$$a) T_{\max}^+ = 435.5 \text{ kN}$$

$$b) T_{\max}^- = -434.3 \text{ kN}$$

Cette distribution des efforts internes a lieu dans la voûte car c'est là où on trouve l'acier et le béton en même temps. Dans le radier on a uniquement du béton projeté en guise de soutènement :

- **Dans le cintre :**

$$M_s = 46.44\%$$

$$N_s = 58.82\%$$

$$T_s = 58.82\%$$

- **Dans le béton :**

$$M_b = 53.56\%$$

$$N_b = 41.18\%$$

$$T_b = 41.18\%$$

 **Application numérique :**

- **Au niveau de la calotte :**

$$1^{\text{er}} \text{ cas : } \begin{cases} M_{\max}^+ = 152.0 \text{ kN.m} \\ N_{\text{corr}} = -1316.7 \text{ kN} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} T_{\max}^+ = 203.40 \text{ kN} \\ T_{\max}^- = -202.4 \text{ kN} \end{cases}$$

Le tableau suivant donne les résultats des distributions des efforts maximaux dans les cintres et le béton, (**Tableau III. 6**) :

Tableau III. 6 : Distribution des efforts maximaux (cas 1).

	Efforts maximaux dans les cintres	Efforts maximaux dans le béton
M [kN. m]	70.59	81.41
N [kN]	774.48	522.22
T [kN]	119.64	83.76

$$2^{\text{ème}} \text{ cas : } \begin{cases} M_{\text{max}}^+ = -97.2 \text{ kN.m} \\ N_{\text{corr}} = -1289.6 \text{ kN} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} T_{\text{max}}^+ = 203.40 \text{ kN} \\ T_{\text{max}}^- = -202.4 \text{ kN} \end{cases}$$

Le tableau suivant donne les résultats des distributions des efforts maximaux dans les cintres et le béton, (**Tableau III. 7**) :

Tableau III. 7 : Distribution des efforts maximaux (cas 2).

	Efforts maximaux dans les cintres	Efforts maximaux dans le béton
M [kN. m]	-45.14	-52.06
N [kN]	-758.54	-531.06
T [kN]	119.64	83.76

$$3^{\text{ème}} \text{ cas : } \begin{cases} N_{\text{max}}^+ = -1365.1 \text{ KN.m} \\ M_{\text{corr}} = -64.80 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} T_{\text{max}}^+ = 203.40 \text{ KN} \\ T_{\text{max}}^- = -202.4 \text{ KN} \end{cases}$$

Le tableau suivant donne les résultats des distributions des efforts maximaux dans les cintres et le béton, (**Tableau III. 8**) :

Tableau III. 8 : Distribution des efforts maximaux (cas 3).

	Efforts maximaux dans les cintres	Efforts maximaux dans le béton
M [kN. m]	-30.09	-34.71
N [kN]	-802.95	-562.15
T [kN]	119.64	83.76

III.6.1.4. Vérification des contraintes :

La vérification des cintres et du béton projeté est faite comme suit :

III.6.1.4.1. Vérification des cintres :

On fera la vérification avec les valeurs des efforts internes obtenues dans la calotte car c'est dans cette partie du tunnel qu'on trouve les cintres.

Rappelons les caractéristiques des profilés HEB 160 avec un espacement des cintres de 0.8m :

$$\begin{cases} A'_s = 67.88 \text{ cm}^2. \\ W'_s = 389.375 \text{ cm}^3. \end{cases}$$

La relation suivante doit être vérifiée dans chaque cas :

$$\sigma_s = 1.1 \left(\frac{N_s}{A'_s} \pm \frac{M_s}{W'_s} \right) < \sigma_e$$

A)- Cas du moment maximum et de l'effort normal correspondant :

Une vérification des fibres comprimées sera faite ainsi une autre pour les fibres tendues.

• Fibres comprimées :

$$\begin{cases} M_{\max}^+ = 152.0 \text{ kN.m} \\ N_{\text{corr}} = -1316.7 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_s = 70.59 \text{ kN.m} \\ N_s = 774.48 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\sigma_s = 1.1 \left(\frac{N_s}{A'_s} \pm \frac{M_s}{W'_s} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_s = 1.1 \left(\frac{-774.48}{67.88 \times 10^{-4}} \pm \frac{70.59}{389.375 \times 10^{-6}} \right) \times 10^{-3} < \sigma_e$$

$$\sigma_s = 73.91 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

• Fibres tendues :

$$\begin{cases} M_{\max}^- = -97.2 \text{ kN.m} \\ N_{\text{corr}} = -1289.6 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_s = -45.14 \text{ kN.m} \\ N_s = -758.54 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \left(\frac{758.54}{67.88 \times 10^{-4}} \pm \frac{45.14}{389.375 \times 10^{-6}} \right) \times 10^{-3} < \sigma_e$$

$$\sigma_s = 227.68 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

B)- Cas de l'effort normal maximum et du moment correspondant :

Pour le cas de l'effort normal maximum et du moment correspondant la vérification est faite comme suit :

$$\begin{cases} N^{\max} = -1365.1 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = -64.80 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_s = -30.09 \text{ kN.m} \\ N_s = -802.95 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\sigma_s = 1.1 \left(\frac{802.95}{67.88 \times 10^{-4}} \pm \frac{30.09}{389.375 \times 10^{-6}} \right) \times 10^{-3} < \sigma_e$$

$$\sigma_s = 215.12 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

III.6.1.4.2. Vérification du béton projeté :

La vérification se fera à l'ELU et à l'ELS, et pour cela on calculera d'abord l'inertie et de la section de l'association du béton projeté et des treillis soudés

• Caractéristiques des composants :

Les caractéristiques du béton projeté sont résumées dans le (**Tableau III. 9**) :

Tableau III.9 : Caractéristiques du béton projeté.

Résistance à la compression à 28 jours f_{c28}	Module d'élasticité E_b (MPa)	Coefficient de Poisson ν	Epaisseur de la couche e (m)
25	31000	0.3	0.3

-Pour les treillis soudés de type Q257A on a : $\begin{cases} \varphi = 7 \text{ mm.} \\ d = 0.154 \text{ m.} \\ b = 1 \text{ m.} \end{cases}$

▪ Calcul de l'inertie équivalente :

Il se calcule par la formule suivante :

$$I_{eq} = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

Tel que :

La largeur du béton projeté est de 01 m.

d : Représente la distance entre l'axe neutre du treillis soudé et du béton projeté.

A_s : Représente la section du treillis soudé, elle est égale à :

$$A_s = 6 \times \pi \times \frac{0.07^2}{4}$$
$$A_s = 2.31 \times 10^{-4} m^2$$

On obtient donc :

$$I_{eq} = \frac{1 \cdot 0.3^3}{12} + 15 \times 2.31 \times 10^{-4} \left(\frac{0.3}{2} - 0.154 \right)^2$$
$$I_{eq} = 2.25 \times 10^{-3}$$

▪ Calcul de la section équivalente :

Il se calcule par la formule suivante :

$$A_{eq} = b \cdot h + A_s$$
$$A_{eq} = 1 \times 0.3 + 2.31 \times 10^{-4}$$
$$A_{eq} = 0.30 m^2$$

On ne prendra en considération que les efforts internes maximaux au niveau de la calotte car ils sont nettement plus élevés que ceux au niveau du radier. On vérifie la résistance du béton à la compression et à la traction suivant le BAEL.

A)- A l'état limite ultime :

Cas du moment maximum et de l'effort normal correspondant (ELU) :

Une vérification des fibres comprimées sera faite ainsi une autre pour les fibres tendues.

• **Fibres comprimées :**

$$\begin{cases} M_{\max}^+ = 152.0 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = -1316.7 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_b = 81.41 \text{ KN.m} \\ N_b = 522.22 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < f_{bu}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{522.22}{0.3} + \frac{81.41}{0.015} \right) \times 10^{-3} < f_{bu}$$

$\sigma_b = 9.68 \text{ MPa} < 14.17 \text{ MPa}$ Vérifié.

• **Fibres tendues :**

$$\begin{cases} M_{\max}^- = -97.2 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = -1289.6 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_s = -45.14 \text{ KN.m} \\ N_s = -758.54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < f_{su}$$

Tel que :

$$f_{su} = \frac{\sigma_e}{\gamma_s} = \frac{235}{1.15} = 204.35 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{758.54}{0.3} + \frac{45.14}{0.015} \right) \times 10^{-3} < f_{su}$$

$\sigma_b = 7.48 \text{ MPa} < 204.35 \text{ MPa}$ Vérifié.

Cas de l'effort normal maximal et du moment correspondant (ELU) :

Pour le cas de l'effort normal maximum et du moment correspondant la vérification est faite comme suit :

$$\begin{cases} N^{\max} = -1365.1 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = -64.80 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_b = -34.71 \text{ KN.m} \\ N_b = -562.15 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < f_{su}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{562.15}{0.3} + \frac{34.71}{0.015} \right) \times 10^{-3} < f_{su}$$

$\sigma_b = 5.65 \text{ MPa} < 204.35 \text{ MPa}$ Vérifié.

B)- A l'état limite de service :

Supposons que la fissuration soit préjudiciable.

Cas du moment maximum et de l'effort normal correspondant (ELS) :

Une vérification des fibres comprimées sera faite ainsi une autre pour les fibres tendues.

• **Fibres comprimées :**

$$\begin{cases} M_{\max}^+ = 152.0 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = -1316.7 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_b = 81.41 \text{ KN.m} \\ N_b = 522.22 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sigma_b = \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < f_{bc}$$

$$\sigma_b = \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < f_{bc}$$

Tel que : $f_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \left(\frac{522.22}{0.30} + \frac{81.41}{0.015} \right) \times 10^{-3} < f_{bc}$$

$$\sigma_b = 7.17 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérfié.}$$

• **Fibres tendues :**

$$\begin{cases} M_{\max}^- = -97.2 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = -1289.6 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_b = -52.06 \text{ KN.m} \\ N_b = -531.06 \text{ KN} \end{cases}$$

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

Tel que :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} \times 235 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 157.67 \text{ MPa}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \quad \text{et} \quad \eta = 1.6$$

On obtient donc :

$$\sigma_b = \left(\frac{531.06}{0.30} + \frac{52.06}{0.015} \right) \times 10^{-3} < \sigma_s$$

$$\sigma_b = 5.24 \text{ MPa} < 157.67 \text{ MPa} \quad \text{Vérfié.}$$

Cas de l'effort normal maximal et du moment correspondant (ELS) :

Pour le cas de l'effort normal maximum et du moment correspondant la vérification est faite comme suit :

$$\begin{cases} N^{\max} = -1365.1 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = -64.80 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_b = -34.71 \text{ KN.m} \\ N_b = -562.15 \text{ KN} \end{cases}$$

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

Tel que : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 157.67 \text{ MP}$

$$\sigma_b = \left(\frac{562.15}{0.30} + \frac{34.71}{0.015}\right) \times 10^{-3} < \sigma_s$$

$$\sigma_b = 4.19 \text{ MPa} < 157.67 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

III.6.1.5. Vérification du soutènement provisoire vis-à-vis du cisaillement :

La vérification du soutènement provisoire vis-à-vis du cisaillement est faite comme suit :

III.6.1.5.1. Vérification du cintre :

On a : $T_{max} = 203.4 \text{ KN}$ et $T_s = 119.64 \text{ KN}$

On obtient donc :

$$\tau = \gamma_f \left(\frac{T \cdot a \cdot W_{el,z}}{I \cdot t_w} \right) = \frac{4}{3} \left(\frac{119.64 \times 10^{-3} \times 0.8 \times 177 \times 10^{-6}}{2492 \times 10^{-8} \times 8 \times 10^{-3}} \right)$$

$$\tau = 113.30 \text{ MPa}$$

Et : $\tau_{lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{235}{\sqrt{3}}$

$$\tau_{lim} = 135.68 \text{ MPa}$$

$$\tau = 113.30 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 135.68 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

III.6.1.5.2. Vérification du béton projeté :

L'effort tranchant maximal se trouve au niveau du radier avec une valeur de :

$$T_{max} = 435.5 \text{ KN.}$$

On prend $T_b = 435.5 \text{ KN}$ car on n'a pas de cintre au niveau du radier donc le béton projeté reprend totalement l'effort tranchant.

$$\tau = \frac{T_b}{a \cdot d} = \frac{435.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.3} = 1.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min\left\{\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.45 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

III.6.1.6. Estimation des tassements en surface :

L'utilisation du logiciel « Geo5 » (logiciel d'analyse à éléments finis) a permis d'obtenir le tassement final au-dessus du tunnel après avoir excavé la totalité de la face du tunnel et placé un soutènement provisoire, (**Figure III. 19**). La valeur maximale du tassement obtenu est de l'ordre de **4.11 cm**.

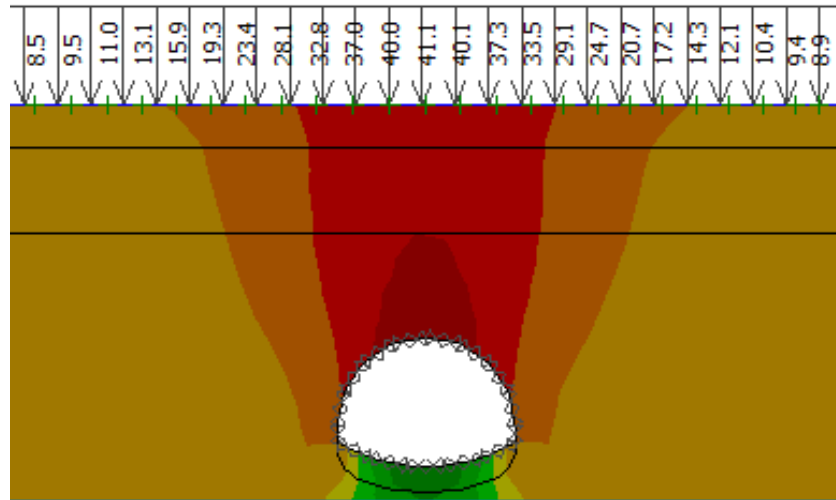


Figure III. 19 : Valeurs des tassements en surface par GeoFEM 5.

Cette dernière est inférieure au tassement maximal (δ_{Max}) obtenu ci-dessus selon la théorie de Herzog, et dont la valeur est de l'ordre de 10.73cm.

III.6.2. Logiciel Plaxis 3D :

Dans cette partie de notre travail, nous allons modéliser un tronçon du tunnel sous la charge du bâtiment avec la mise en place d'un soutènement provisoire (béton projeté + cintre HEB160) puis du revêtement définitif, en utilisant le logiciel PLAXIS 3D Tunnel. La méthode sur laquelle est basée le logiciel est la MEF et avec la NATM comme une technique d'excavation.

III.6.2.1. Présentation du logiciel PLAXIS :

Le code de calcul « PLAXIS » est un programme conçu pour analyser les déformations et la stabilité des ouvrages et du massif. Il permet d'analyser des problèmes élasto-plastiques, «élasto-viscoplastiques en 2D et en 3D. Dont les modèles réels peuvent être représentés par un modèle plan ou axisymétrique.

Le programme utilise une interface graphique permettant de générer un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basé sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

III.6.2.2. Modélisation du tunnel :

Pour cette partie on fait la modélisation de soutènement provisoire qui est constitué de cintre métallique HEB 160 et béton projeté de 30 cm, puis on passe à la modélisation du revêtement définitif, constitué d'une couche de béton dont l'épaisseur est de 40cm.

III.6.2.2.1. Condition aux limites :

Pour tenir compte de l'évolution des déplacements avec la profondeur et minimiser l'influence des conditions aux limites, le fond du modèle numérique est bloqué dans les trois directions (X, Y, Z), en utilisant la fonction « Standard Fixities », (**Figure III. 20**) :

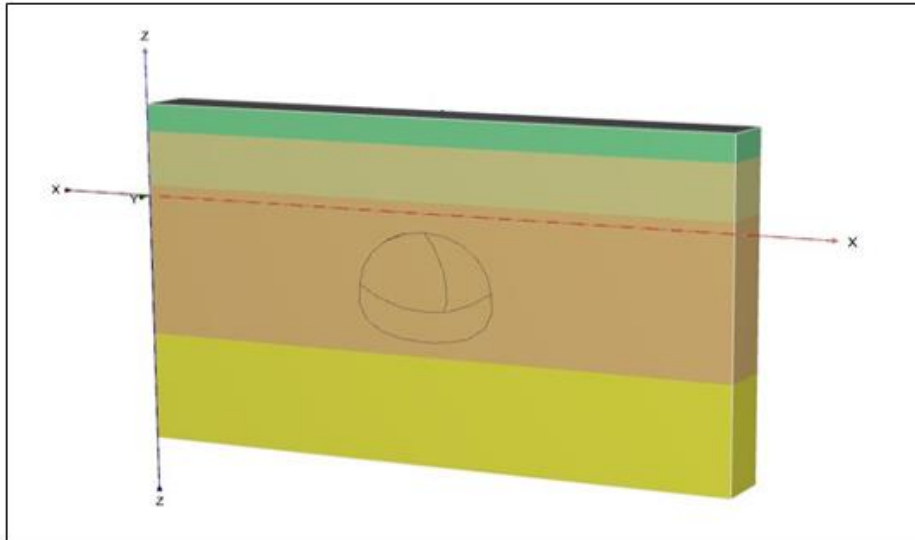


Figure III. 20 : Génération des conditions aux limites [boite dialogue de PLAXIS 3D].

III.6.2.2.2. Génération du maillage :

Le maillage est généré en 3D suivant l'axe OZ. Le maillage se fait par des éléments à 15 nœuds. Le maillage de notre ensemble sol + structure, (**Figure III. 21**) :

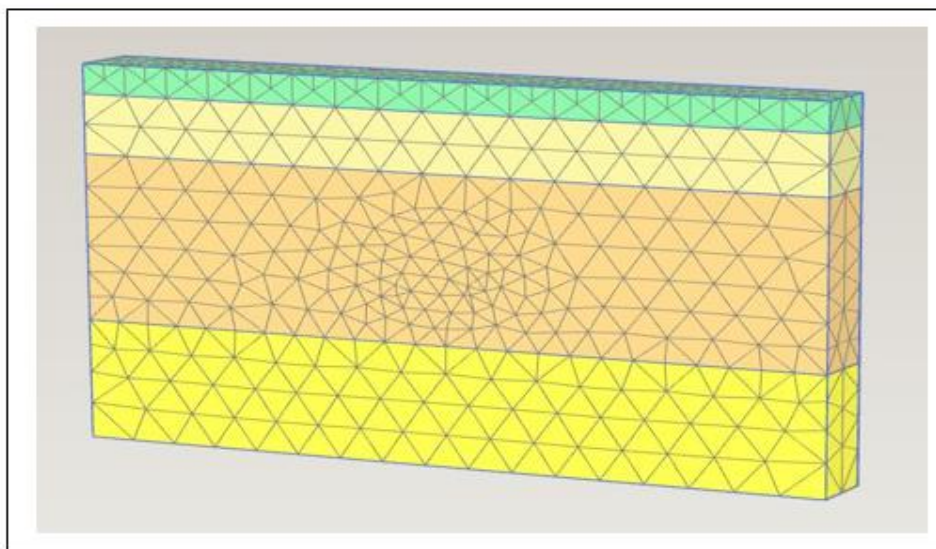


Figure III. 21 : Génération du maillage en 3D.

III.6.2.2.3. Procédures de modélisation :

Après avoir introduit tous les paramètres de l'ensemble sol-structure, on lance l'application des calculs « calculation » : les calculs se font selon plusieurs phases, chacune représente un pas d'avancement. Dans cette partie on a fait cinq phases :

- **Phase initiale** : initiation des contraintes.
- **Phase 1** : activation du chargement avec le déplacement à zéro, (**Figure III. 22**) :

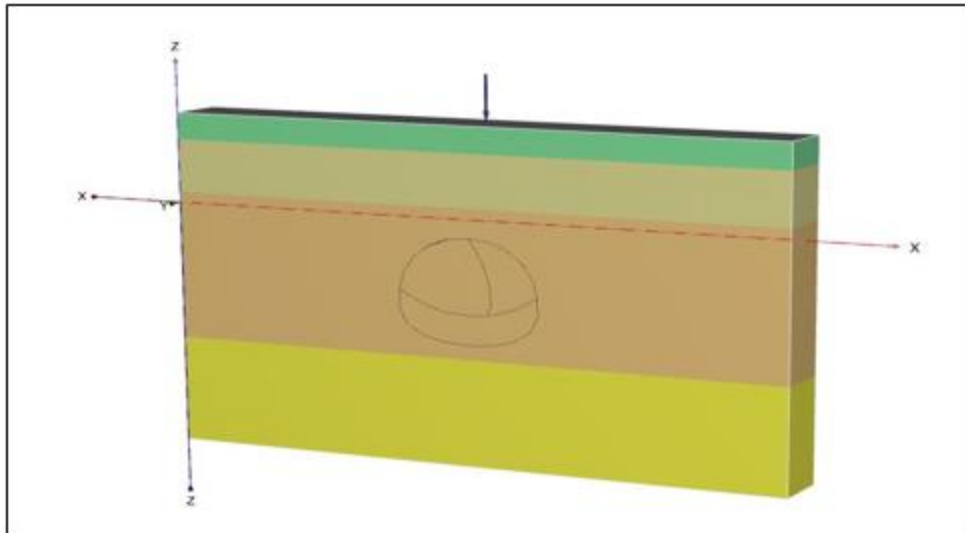


Figure III. 22 : Activation du chargement avec le déplacement initié à zéro.

- **Phase 2** : excavation la partie gauche de la calotte et activation du soutènement provisoire, (**Figure III. 23**) :

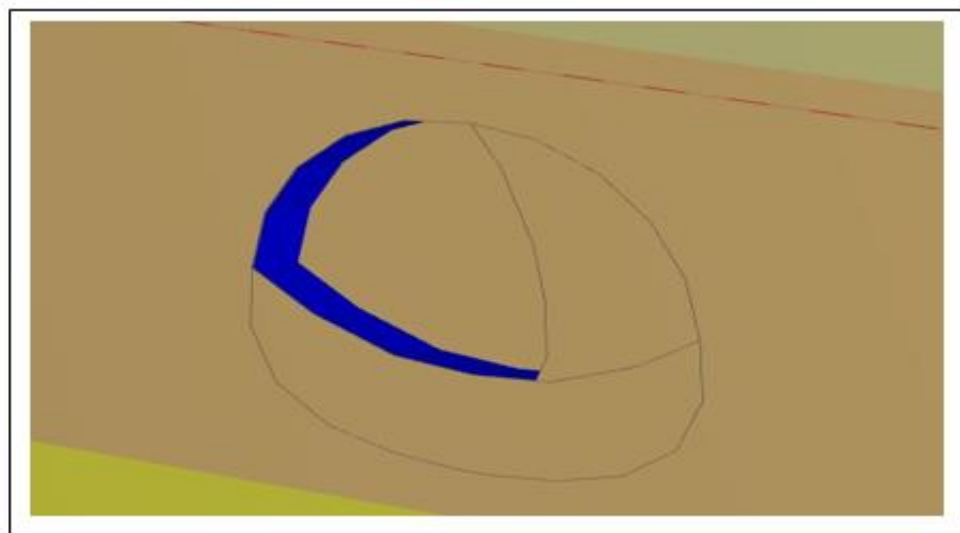


Figure III. 23 : Excavation la partie gauche de la calotte.

- **Phase 3** : excavation la partie droite de la calotte et activation du soutènement provisoire, (**Figure III. 24**) :

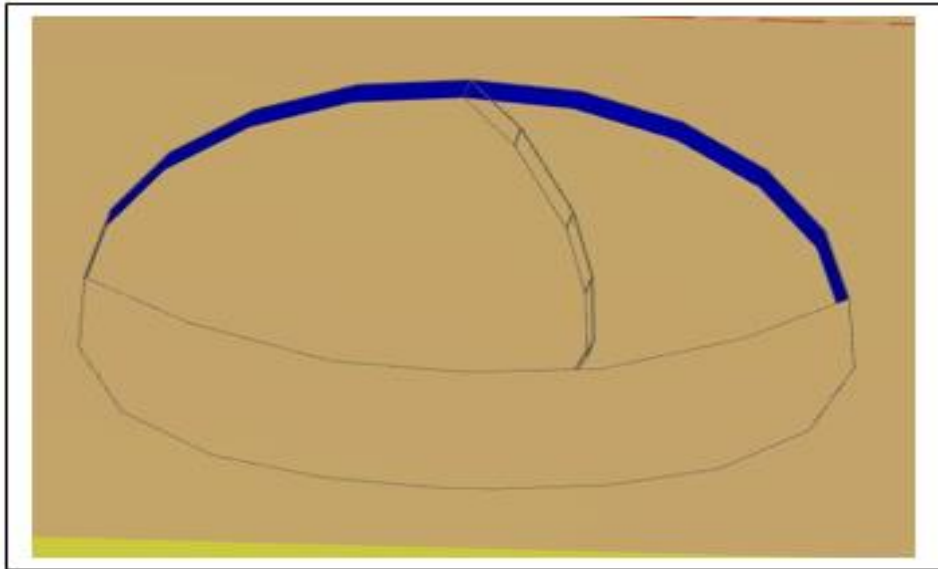


Figure III. 24 : Excavation la partie droite de la calotte.

- **Phase 4** : excavation de la partie inférieure -stross et activation du soutènement du radier, (**Figure III. 25**) :

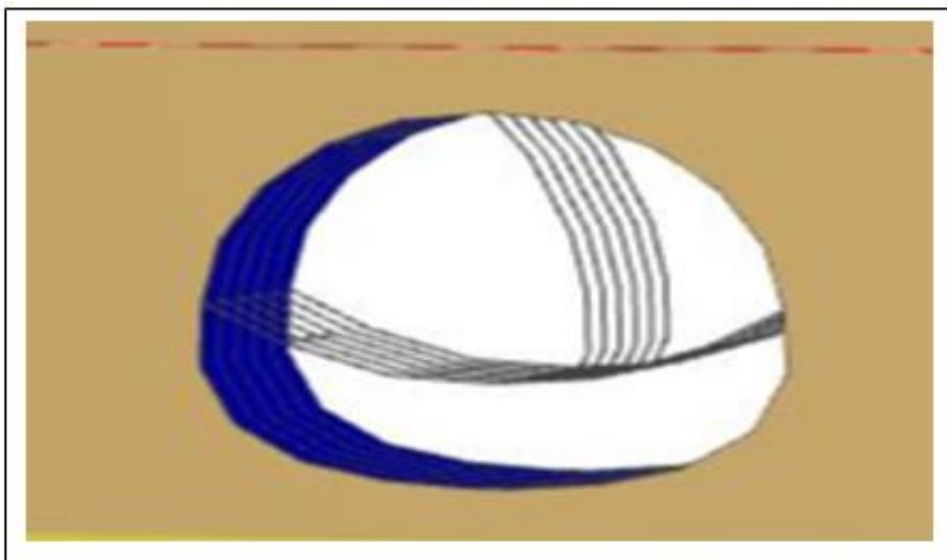


Figure III. 25 : Excavation de la partie inférieure –stross.

- **Phase 5** : ajouter le revêtement définitif de tunnel, (**Figure III. 26**) :

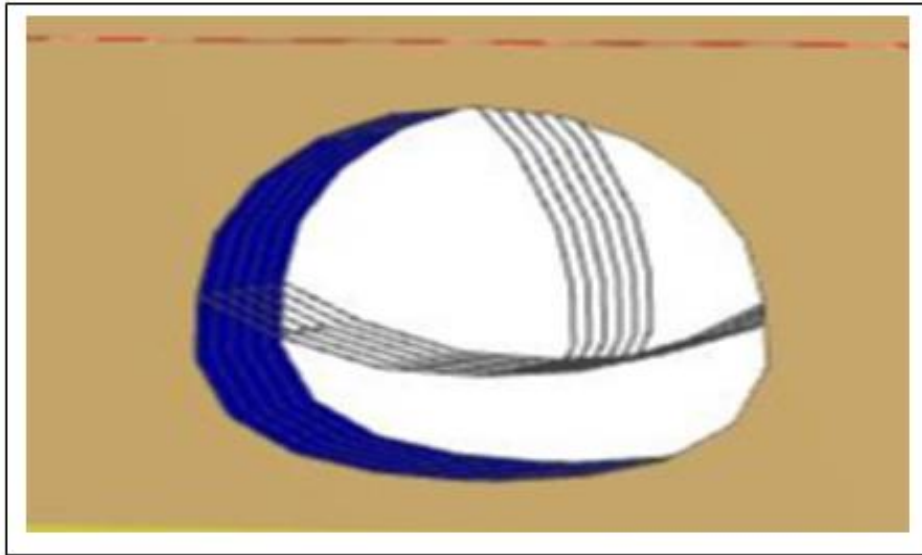


Figure III. 26 : Ajout du revêtement définitif.

III.6.2.3. Présentation des résultats :

Les différents résultats obtenus par le logiciel PLAXIS 3D, sont comme suit :

III.6.2.3.1. Soutènement provisoire :

Les différentes déformations sur le soutènement provisoire sont :

A) Déformation du tunnel :

Le calcul des déformations se fait d'une manière itérative pour chaque pas d'avancement pour qu'on puisse obtenir à la fin la valeur du déplacement total du sol, (**Figure III. 27**) :

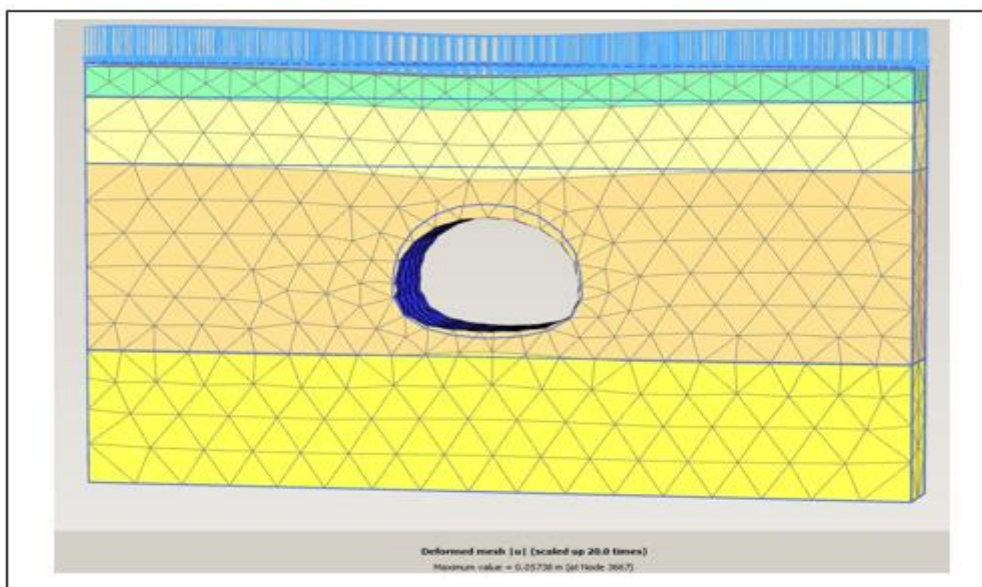


Figure III. 27 : Schéma de déformation du tunnel.

B) Calcul des déplacements :

On s'intéressera à trois types de déplacement, déplacement horizontal, déplacement vertical et déplacement total :

❖ **Le déplacement horizontal (U_x)**

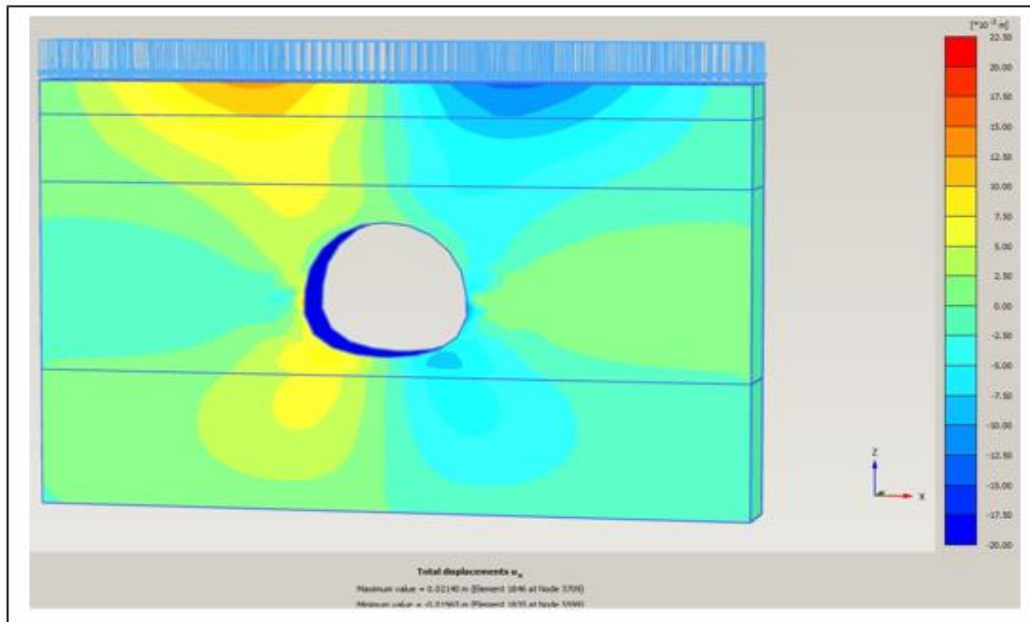


Figure III. 28 : Le déplacement horizontal (U_x).

❖ **Le déplacement vertical (U_z) :**

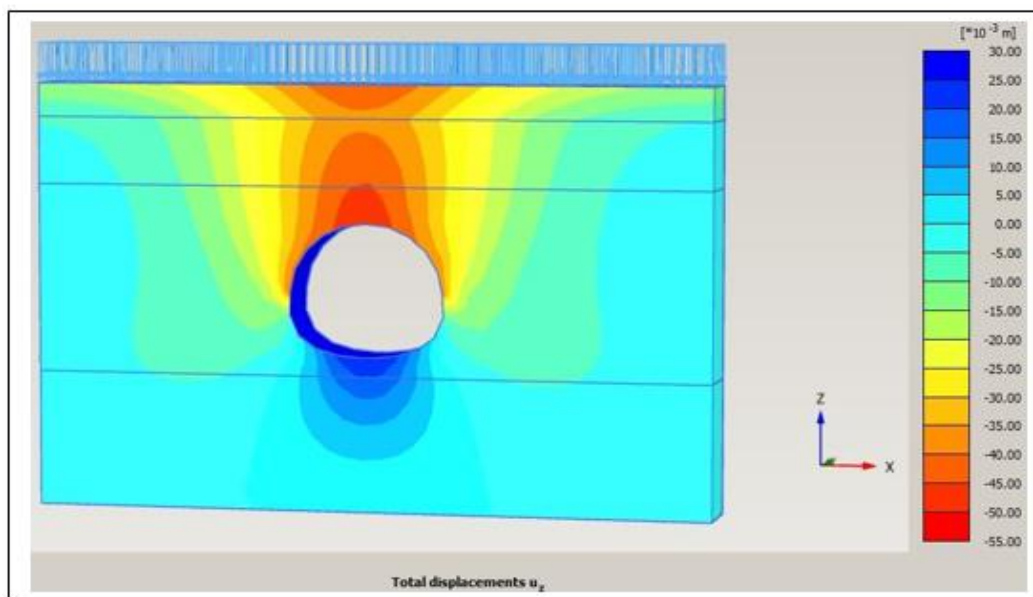


Figure III. 29 : Le déplacement horizontal (U_z).

❖ Le déplacement total (U_{tot}) :

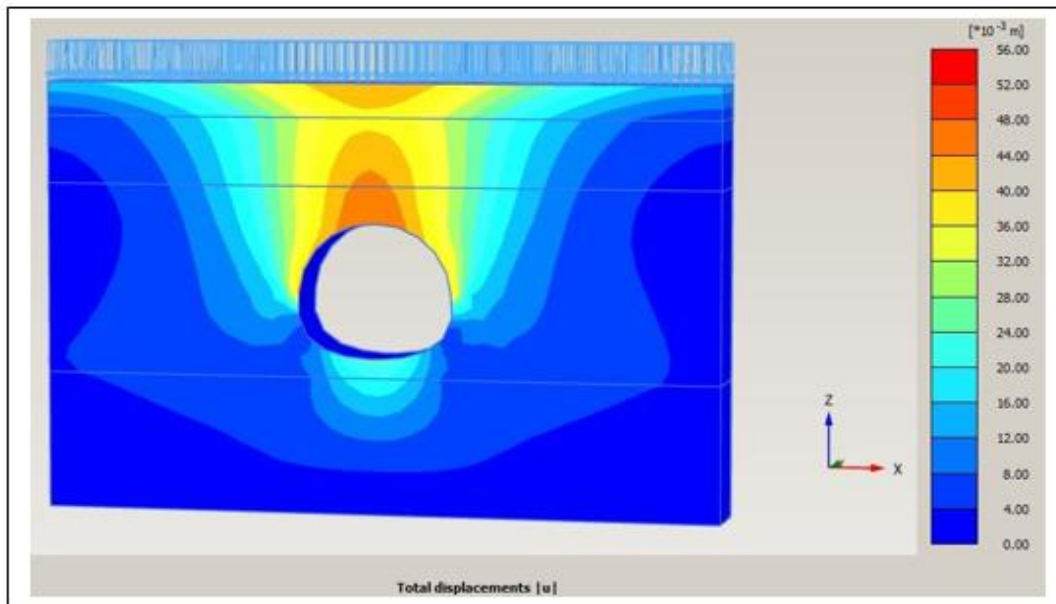


Figure III. 30 : Le déplacement total U_{tot} .

Le (Tableau III.10) Résume les valeurs des déplacements obtenus pour la phase 4 du creusement.

Tableau III.10 : Résultats des déplacements dus au creusement.

	Désignation Unité	Phase 04
Déplacement horizontal	U_x (m)	21.40×10^{-3}
Déplacement vertical	U_z (m)	-40.88×10^{-3}
Déplacement total	U_{tot} (m)	-40.91×10^{-3}

Les résultats des calculs montrent le tassement maximal en surface peut atteindre 4.1cm ce qui est inférieur au tassement admissible de 5cm. Nous sommes par conséquent à l'abri de tassement excessif au niveau de la surface du terrain.

On peut noter que les tassements calculés par le logiciel Bentley Geo5 et ceux de Plaxis 3D sont très proches.

❖ Calcul des contraintes effectives :

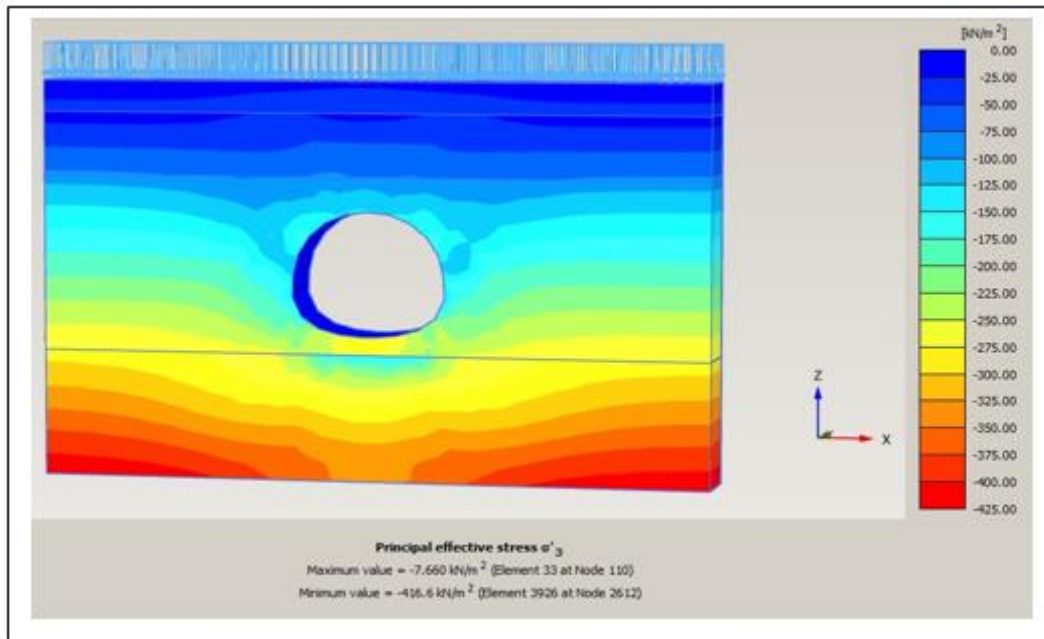


Figure III. 31 : La contrainte effective σ'_3 .

III.6.2.3.2. Revêtement définitif :

Les différentes déformations sur le revêtement définitif sont :

❖ Le déplacement horizontal (Ux) :

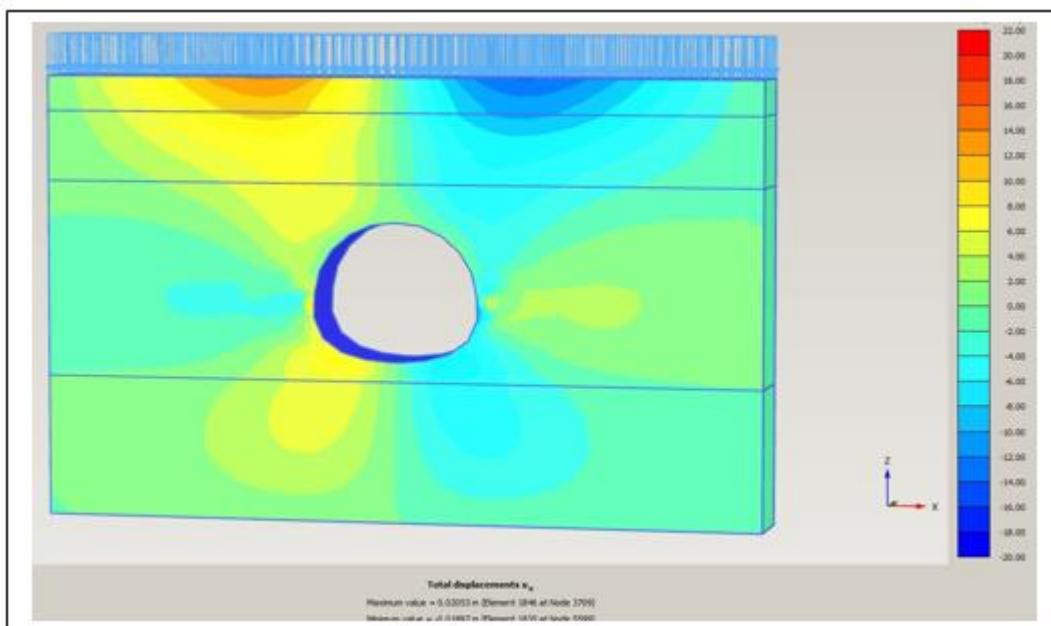


Figure III. 32 : Le déplacement horizontal du revêtement définitif(Ux).

❖ Le déplacement vertical (U_z) :

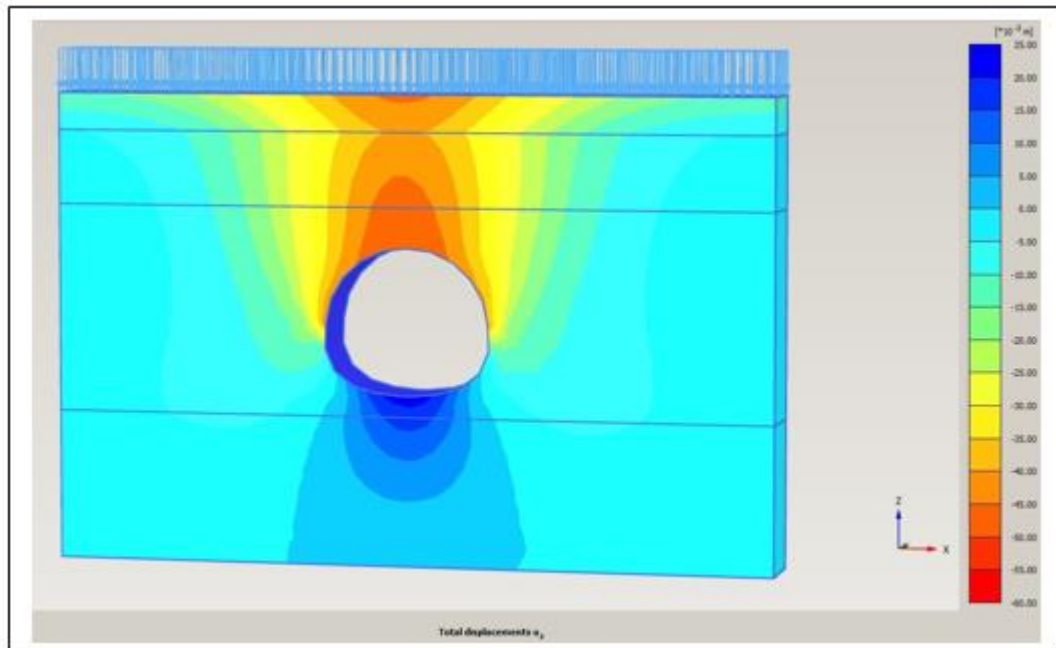


Figure III. 33 : Le déplacement vertical du revêtement définitif(U_z).

❖ Le déplacement total (U_{tot}) :

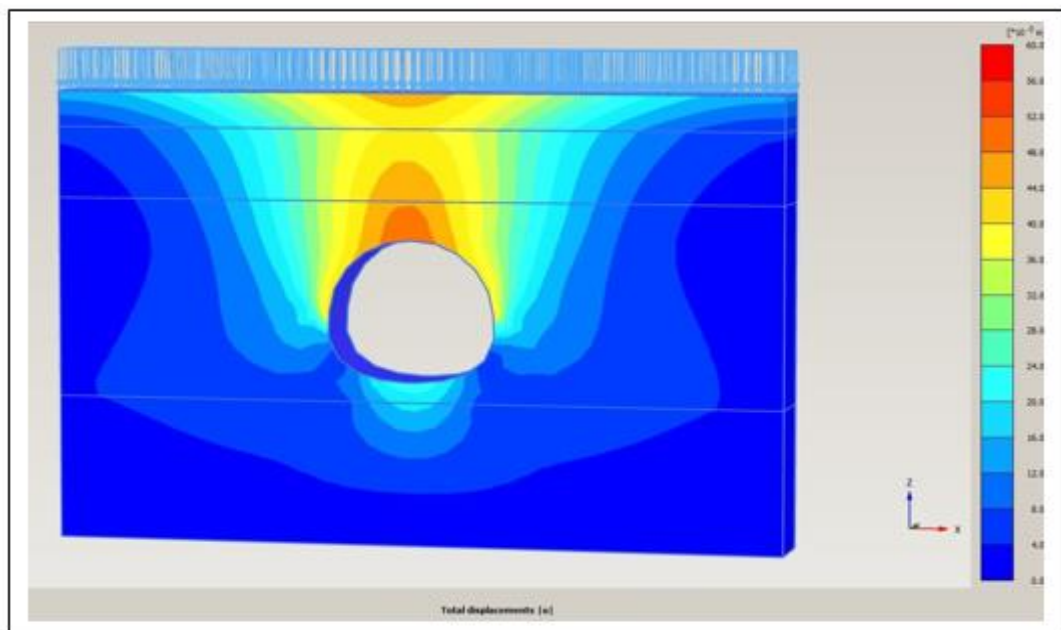


Figure III. 34 : Le déplacement total du revêtement définitif(U_{tot}).

Le (Tableau III. 11) Résume les valeurs des déplacements du revêtement définitif obtenus par la phase 5.

Tableau III. 11 : Résultats des déplacements du revêtement définitif.

	Désignation Unité	Phase 04
Déplacement horizontal	U_x (m)	20.53×10^{-3}
Déplacement vertical	U_y (m)	-40.34×10^{-3}
Déplacement total	U_{tot} (m)	-41.38×10^{-3}

❖ Calcul du moment :

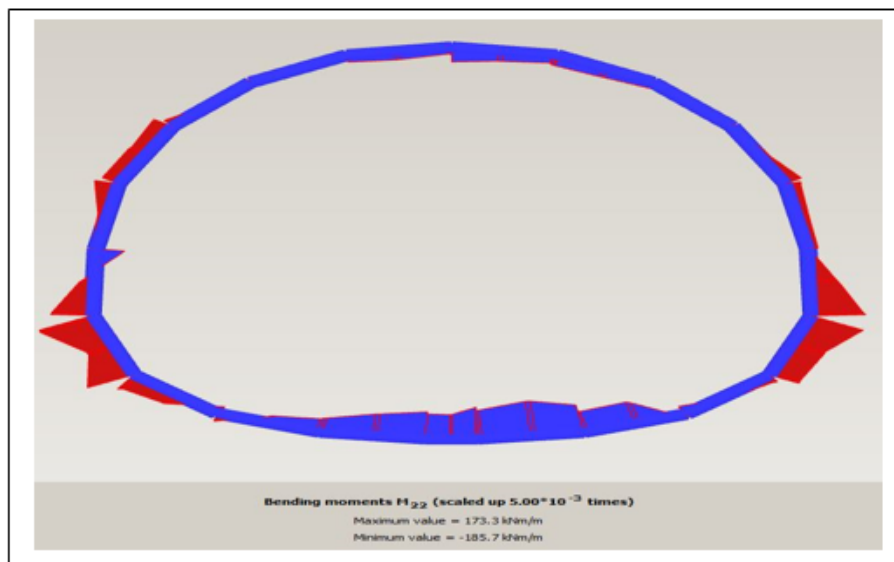


Figure III. 35 : Schéma représentant le diagramme des moments fléchissant.

❖ Effort tranchant :

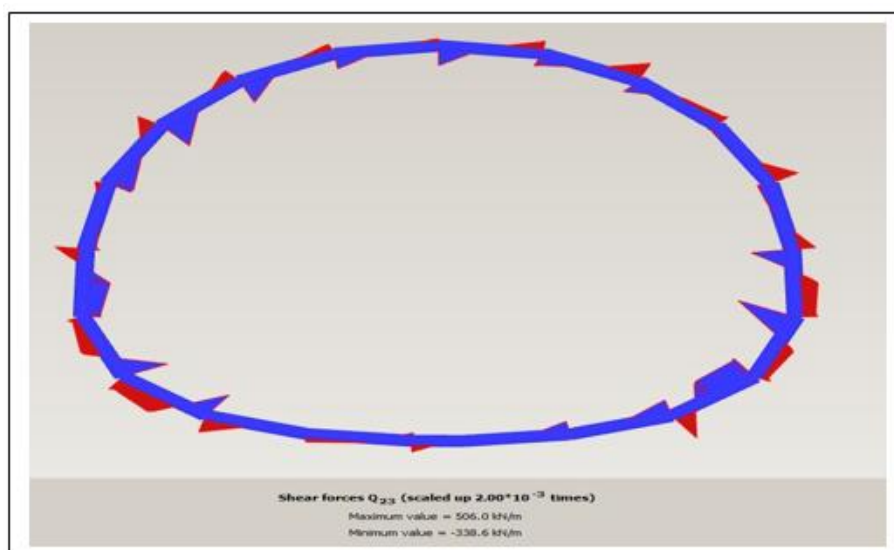


Figure III. 36 : Effort tranchant.

❖ Effort normal :

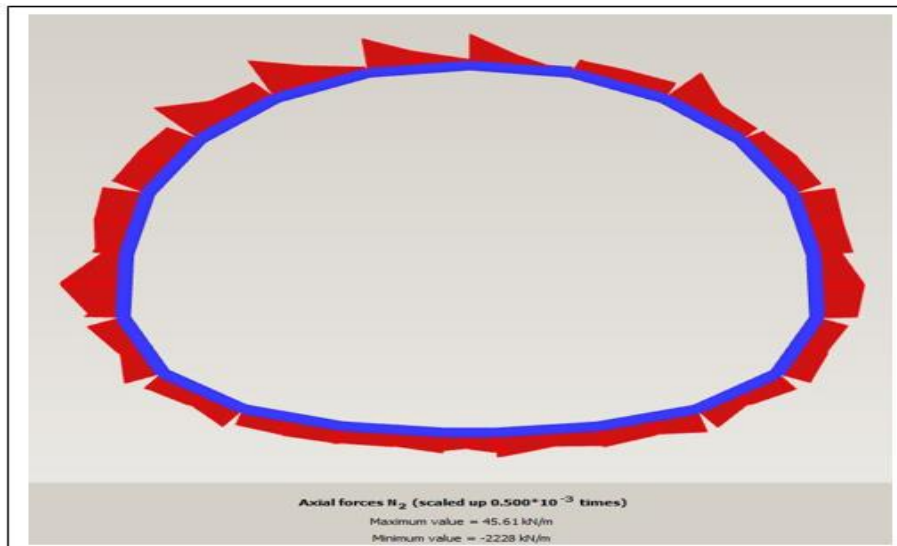


Figure III. 37 : Effort normal.

III.7. Ferrailage du revêtement définitif :

Le ferrailage du revêtement définitif se fait par le BAEL91, pour cela on a utilisé logiciel SOCOTEC pour ferrailer une section rectangulaire.

La modélisation du revêtement définitif du tunnel par logiciel Plaxis a permis de déterminer les sollicitations internes :

- Le moment fléchissant égal à -185.7 kN.m/m .
- L'Effort tranchant égal à 506.0 kN/m .
- L'effort normal égal à -2228.0 kN/m .

➤ Calcul en flexion composée :

• Hypothèses :

- Béton : $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$ Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$.
- Fissuration très préjudiciable.
- Calcul en poutre.
- Calcul suivant BAEL 91 mode99.

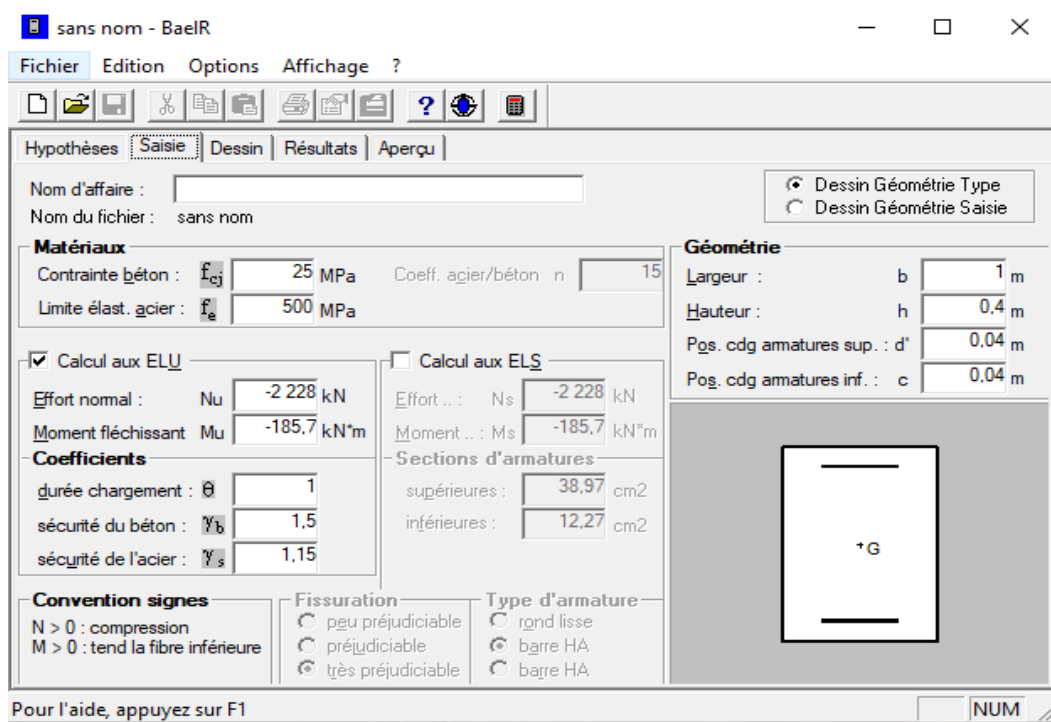


Figure III. 38 : Calcul de Section en Flexion Composée.

Le résultat à l'ELU des sections d'armatures obtenu par le logiciel SOCOTEC est illustré sur la (Figure III. 39) :

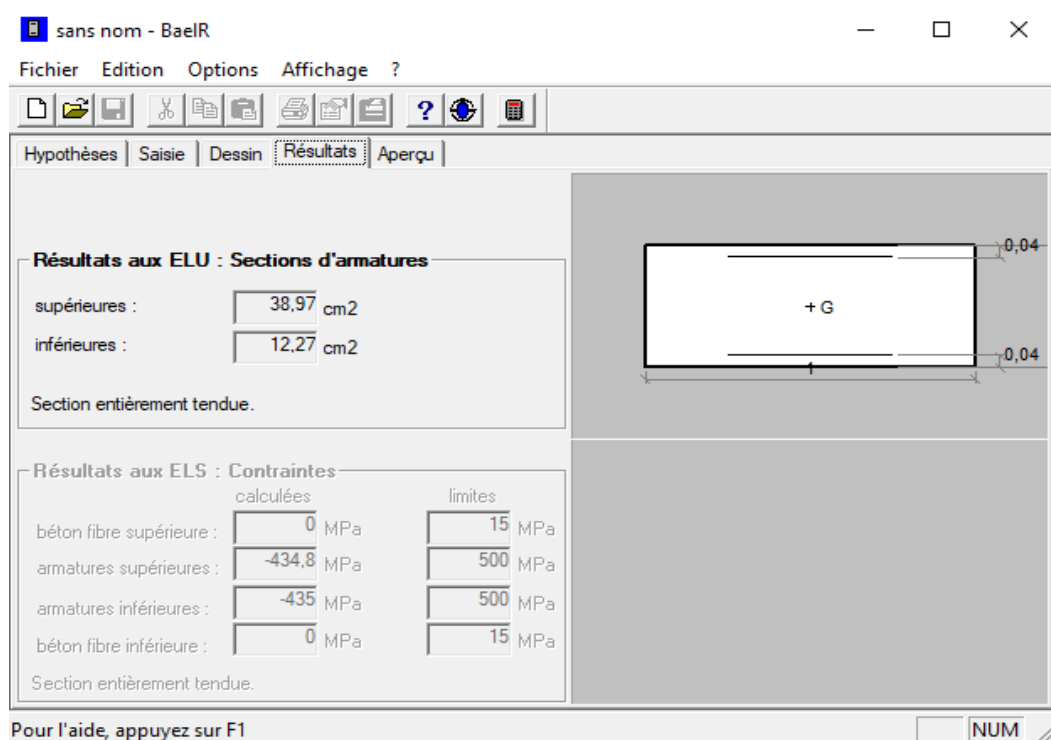


Figure III. 39 : Le résultat à l'ELU des sections d'armatures.

➤ Section :

$b = 1,00\text{m}$

$d1 = 0,04\text{m}$

$h = 0,40\text{m}$

$d2 = 0,04\text{m}$

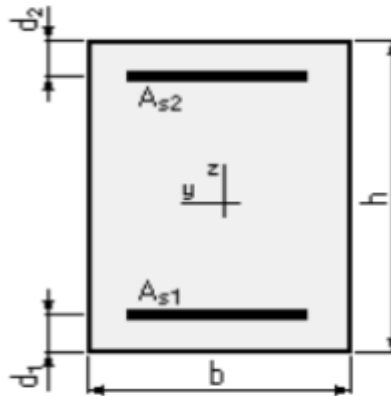


Figure III. 40 : Dimensions de la section.

• Efforts appliqués :

Tableau III. 12 : Sollicitations internes pour le calcul du ferrillage.

Type	Effort normal N (kN)	moments fléchissant M (kN.m)
ELU	-2228.0	-185.70
ELS	-2228.0	-185.70

➤ Résultats :

La (Figure III. 41) résume les résultats calcul de Section en Flexion Composée.

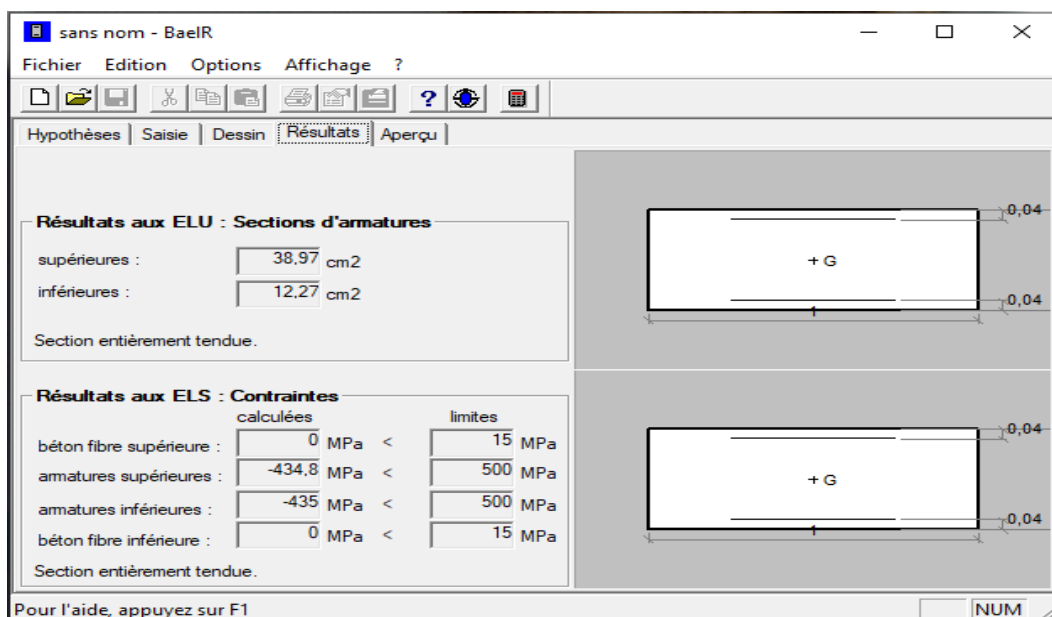


Figure III. 41 : Vérification des armatures en Flexion Composée.

➤ **Ferraillage de section :**

Résultat aux ELU de la section d'armatures supérieures est de $S=38.97 \text{ cm}^2$, et inférieur à $S=12.27 \text{ cm}^2$

Le choix d'armature s'est porté sur **8 HA25** pour les armatures supérieures, et **8 HA 20** pour les armatures inférieures, (**Figure III. 42**) :

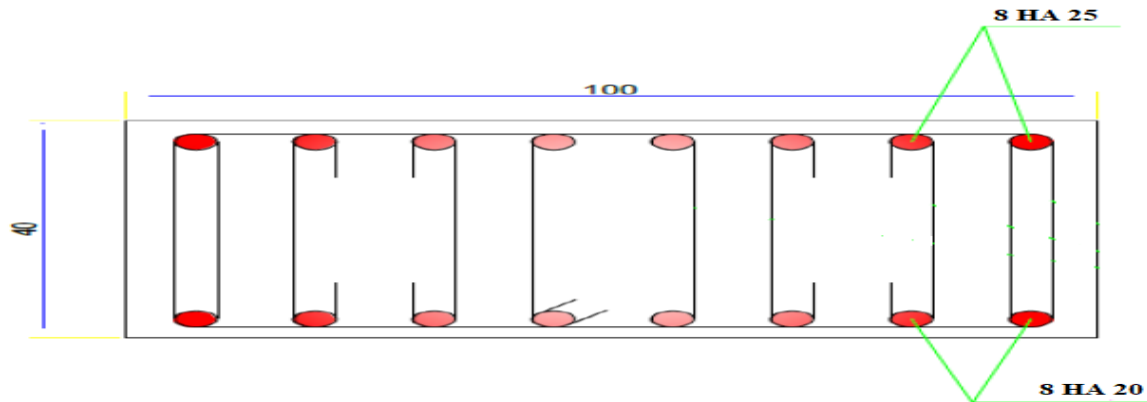


Figure III. 42 : Disposition des armatures.

III.8. Conclusion :

A la suite des résultats obtenus de l'analyse ci-dessus, il en ressort que :

Vu caractéristiques géologiques et géotechnique du terrain encaissant le tunnel, la méthode de creusement adopté pour le projet est la nouvelle méthode Autrichienne (NATM) avec un mode de creusement en section divisée.

Le tassement théorique maximal en Surface du au creusement du tunnel non soutenus estimé par la méthode de Herzog est de l'ordre de 10.73cm.

Le radier est stable vis-à-vis du soulèvement.

Le système de pré-soutènement adopté est constituer d'un système de voûte parapluie en tube cylindrique avec des boulons verre. Le system de soutènement provisoire est constitué de cintre métallique de type (HB160) associé à une couche de béton projeté de 30cm.

L'analyse numérique utilisant le logiciel (Bentley Geo5) vérifie la stabilité du système de soutènement provisoire adopté.

L'estimation du tassement en surface après mise en place du soutènement par le biais du logiciel (Bentley Geo5) révèle une valeur du tassement inférieur à celle estimé par la méthode analytique du tunnel non soutenu.

L'analyse numérique à l'aide des logiciels (Plaxis 3D) prévoit un revêtement définitif constitué d'une couche de béton armé constitué d'armature de type (8 HA 25 et 8 HA 20) avec une épaisseur de 40cm.

Conclusion générale :

L'ouvrage étudié est un tunnel en mine sous bâtiment faisant partie des tunnels de métros en communicant deux villes (AIN-NAADJA-Baraki). Ce tunnel se trouve dans un piquetage de PK 0+375.132 et PK 1+000.682 d'une longueur est de 625.6 avec une hauteur de couverture de 13.5 m.

L'analyse et l'interprétation des données géologiques, hydrogéologiques, sismiques et géotechniques révèle que :

- Le site d'étude est constitué principalement d'une succession de quatre formations. De la base au sommet on note une couche de sable surmonté respectivement par une couche d'argile marneuse, une couche d'argile et d'une couche de remblais.
- L'existence d'une nappe phréatique à une profondeur de 45 m. L'analyse chimique du sol, montre qu'il peut être agressif.
- Le site se situe dans une zone sismique classé zone 3 selon le règlement parasismique Algérien
- L'analyse des paramètres, physique et mécaniques des formations constituant le site montrent que les sols fins présentent une à faible compacité. Par contre, les sols grenus sont dans un état plutôt dense

Le dimensionnement du tunnel en se basant sur la méthode (AFTES) et sur l'analyse numérique par l'utilisation du logiciel « Bentley-Geo5 » et « Plaxis 3D » révèle que

- La nouvelle méthode Autrichienne (NATM) avec un mode de creusement en section divisée est la méthode de creusement adopté
- Le tassement théorique maximal en Surface du au creusement du tunnel non soutenu est de l'ordre de 10.73cm
- Le radier du tunnel est stable vis-à-vis au soulèvement
- Le système de pré-soutènement adopté est constituer d'un système de voute parapluie en tube cylindrique avec des boulons verre.
- Le system de soutènement provisoire est constituer de ceintre métallique de type (HB160) associer à une couche de béton projeté de 30cm.
- La valeur du tassement en surface obtenue par le biais du logiciel « Geo 5 » en présence du système de soutènement provisoire est inférieure à celle estimé par la méthode analytique pour le tunnel non soutenu
- Le revêtement définitif est constitué d'une couche de béton armé constitué d'armature de type (8 HA 25 et 8 HA 20) avec une épaisseur de 40cm.

Les références

❖ Livres :

Ouvrages souterrains -**A.BOUVARD, G.COLOMBERT, F.ESTEUILLE**. « Traite de construction Des Tunnels ».1970.-**KAROLOY. SZECHY**.

A.BOUVARD-G.COLOMB-F.ESTEULLET.1998. « Ouvrage souterrains : conception-réalisation-entretien ».

Dr. Ali Bouafia. « Conception et calcule des ouvrages géotechniques ».

LAGRA SLIMANE. « La sécurité dans les tunnels ».

JAQUES MONNET. « Les essais in situ en géotechnique ».

Recommandations de l'AFTES, Emploi des cintres dans la construction des ouvrages souterrains (1978) ; AFTES (Association française des tunnels et de l'espace souterrain) ; Tunnels et ouvrages souterrains – N° 27.

C. CHERCHALI (1993), Tunnel Tome I (Calcul Soutènement Provisoire), Office des Publications Universitaires, Algérie, 196p.

C. CHERCHALI (1993), Tunnel Tome II (Calcul Revêtement Définitif), Office des Publications Universitaires, Algérie, 135p.

EUROCODE 7. Calcul géotechnique. S.L : AFNOR, 1997.

Manuel Plaxis et tutorial, page 21/194.

❖ Cours :

Cours de MDS (Mécanique Des Sols).

Cours Béton Armé.

Charpente Métallique.

❖ Documents PDF fourni par l'entreprise Cosider TP :

Reconnaisances sur terrain.

Hypothèse géotechnique.

Hypothèse générale et mode opératoire – Soutènement provisoire.

Notes de calcul – Soutènement provisoire.

❖ **Liste des sites internet et liens:**

<http://www.planet-tp.com>

<http://www.outils-cetu.fr>

<http://www.aftes.asso.fr/>

[http:// www.solem.ch / tunnel / didacticiel / dimensionnement / analytiques/ intro.htm](http://www.solem.ch/tunnel/didacticiel/dimensionnement/analytiques/intro.htm)

❖ **Logiciels utilisés :**

Bentley Geostuctural Finite Element Analysis GeoFEM 5 v19.

Plaxis 3D.

Microsoft Word.

Microsoft Excel 2016

SOCOTEC.

ANNEXE A :

Campagne géotechnique complémentaire



ANNEXE A : Campagne géotechnique complémentaire

RESULTATS DES TRAVAUX DE PROSPECTION ET ESSAIS IN SITU

❖ Registre des sondages réalisés :

Tableau A.1: Sondages réalisés sur la couche du remblai.

UNITE - R				
Sondages N°	Localisation PK	Profondeur (m)	Épaisseur (m)	Description Lithologique
S-17	0+593,00	0,0-1,5	1,5	Remblais
S0+750	0+802,00	0,00-1,5	1,5	Remblais
SC305	0+433,00	0,0-1,5	1,5	Remblais récent composé d'un mélange de sable peu argileux et de graviers.
SC306	0+566,00	0,0-0,60	0,60	Remblais récent composé d'un mélange de sable peu argileux, de graviers et béton bitumineux

Tableau A.2: Sondages réalisés sur la couche d'argile jaune.

UNITE - Qa				
Sondages N°	Localisation PK	Profondeur (m)	Épaisseur (m)	Description Lithologique
S0+500	0+444,00	0,0-14,50	14,5	Argile jaune à grisâtre à kaolin bleu
S0+650	0+593,00	0,0 -13,5	13,5	Argile jaune à grisâtre à kaolin bleu
S0+750	0+802,00	1,50-7,00	5,5	Argile grise à noire vaseuse
S0+875	0+920	0,0-11,00	11	Argile jaune a kaolin
SC305	0+433,00	1,50-3,50	2,0	Argile limoneuse ferme plastique, légèrement sableuse de couleur jaune, graveleuse parfois à galets avec présence de kaolin blanc.

Tableau A.3: Sondages réalisés sur la couche d'argile marneuse.


UNITE - Q _M				
Sondages N°	Localisation PK	Profondeur (m)	Épaisseur (m)	Description Lithologique
S0+500	0+444,00	14,50-34,00	19,50	Marne beige jaunâtre à kaolin blanc
S0+650	0+593,00	13,50-22,00	8,5	Marne beige à brune kaolin bleu.
S0+750	0+802,00	7,00-24,00	17	Marne beige à brune kaolin bleu avec des passage sableuse.
S0+875	0+920	11,0-33,00	22	Marne beige à brune kaolin bleu avec des passage sableuse.
SC305	0+433,00	15,70-30,30	14,6	Marne jaune compacte à plastique avec présence de kaolin bleu. Intercalations de sable fin jaune, parfois argileux à kaolin bleu et des tâches blanchâtres ; Marne compacte, ferme à plastique de couleur brune à jaunâtre à kaolin bleu ; Marne légèrement sableuse ferme plastique.
SC306	0+566,00	0,60-39,65	39,05	Marne jaunâtre à brune, compacte et très ferme à kaolin bleu et lâche blanchâtres.

Tableau .A:4 Sondages réalisés sur la couche de sable.

UNITE - T _s				
Sondages N°	Localisation PK	Profondeur (m)	Épaisseur (m)	Description Lithologique
S-18	0+802,00	25,00-30,00	5,00	Sable graveleux à galets avec des passages de grès
S0+500	0+444,00	34,00-45,00	11	Alternance de sable fin, sable grossier graveleux à galets avec des passages de grès.
S0+650	0+593,00	22,00-35,00	13	Alternance de sables fin avec des grès conglomératique.
S0+750	0+802,00	24,00-35,00	11	Sable grossier brune alternance avec des passages grasseux.
SC306	0+566,00	39,65-50,00	10,35	Sable jaune à marron, généralement lâche, alternant niveaux à grain fin et pulvérulent, avec des passées de matériel à grain moyen à grossier. Sable jaune à marron, généralement lâche alternant niveaux à grain fin et pulvérulent avec passées de matériel à grain moyen à grossier.

❖ Résultats des différents sondages :

➤ Sondage carotté (SC 305) :

		Client : <u>Cosider</u> Projet : <u>Compagne de reconnaissance géotechnique complémentaire - Métro Extension Ah Naadja - Baraki</u> Lieu : <u>ALGER - Baraki</u> Date début : <u>12/07/2015</u> Date Fin : <u>15/08/2015</u>		Sondage N° <u>SC 305</u> Page <u>1/3</u> Le Géologue BEGHICHE MOUSSA																						
Echelle 1:100	Profondeur	Echantillons	Stratigraphie	Convenances	Description	Récupération	R.O.L.D	S.P.T.										Pézomètre	Calisse							
								1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			11	12					
	1				Remblais récent composé d'un mélange de sable peu argileux et de graviers.																					
	2				Argile limoneuse ferme à plastique, légèrement sableuse de couleur jaune, graveleuse parfois à galets, avec présence de kaolin blanc.																					
	3																									
	4				Sable argileux jaunâtre malléable, à graviers et galets.																					
	5																									
	6				Sable fortement lâche, de couleur jaunâtre à brune, avec présence de graviers et galets.																					
	7																									
	8				Sable légèrement argileux et graveleux, de couleur jaunâtre à brune, à kaolin bleu.																					
	9																									
	10				Sable fin lâche brun, parfois peu argileux à kaolin bleu.																					
	11																									
	12				Mame jaune compacte à plastique, avec présence de kaolin bleu, et de débris calcaires.																					
	13																									
	14				Sable fin jaune, parfois argileux à kaolin bleu et des tâches blanchâtres (débris calcaires).																					
	15																									
	16																									
	17																									
	18																									
	19																									
	20																									
Profondeur Totale : 50.00m		Type de Forage : carotté		Cordonnées : X = 506 744,127		Installation de tube pézométrique : Non																				
Type de Machine : Delta base		Diamètre du forage : 101 mm		Y = 4 061 501,200		Longueur du tube :																				
Boue de forage : Eau claire		Niveau de nappe :		Z = 076,659		Diamètre du tube :																				



Client	Cosider		
Projet	Campagne de reconnaissance géotechnique complémentaire - Métro Extension Ah Naadja - Baraki		
Lieu	ALGER - Baraki		
Date début	12/07/2015	Date Fin	15/08/2015

Sondage N°	Page
SC 305	2/3
Le Géologue	
BEGHRICHE MOUSSA	

Echelle 1:100	Profondeur	Echantillons	Stratigraphie	Convention	Description	Récupération	R.Q.D	S.P.T.										Pézomètre	Calisse						
								1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			11	12				
	21				Sable moyen lâche et pulvérulent, de couleur brune, avec présence de graviers.																				
	22																								
	23																								
	23,00m				Grès et conglomérat dur, à ciment carbonaté.																				
	24																								
	24,40m				Marnes compactes, ferme à plastique, de couleur brune à jaunâtre, à kaolin bleu.																				
	25																								
	26																								
	27,00m				Marnes légèrement sableuses, ferme à plastique, de couleur brune à verdâtre, avec présence de kaolin bleu.																				
	28																								
	27,38m Ech 2 28,00m				Sable fin à moyen, lâche ou pulvérulent, de couleur jaune.																				
	29																								
	30																								
	30,30m				Sable fin à moyen, lâche ou pulvérulent, de couleur jaune.																				
	31																								
	32																								
	33																								
	34																								
	35																								
	36				Grès brun à jaunâtre, en bancs d'épaisseur variable, entrecoupé de passées de sable moyen de même couleur.																				
	37																								
	38																								
	38,60m																								
	39																								
	40																								

Profondeur Totale : 50.00m	Type Forage : carotté	Cordonnées : X= 508 744,127	Installation de tube pézométrique : Non
Type de Machine : Dellabase	Diamètre du forage : 101 mm	Y= 4 061 501,200	Longueur du tube :
Boue de forage : Eau claire	Niveau de nappe :	Z= 076,659	Diamètre du tube :

Figure A. 1 : Description lithologique (SC 305).



Figure A. 2 : Caisse de carotte n°=1 (SC 305) profondeur (0.00 à 5m).

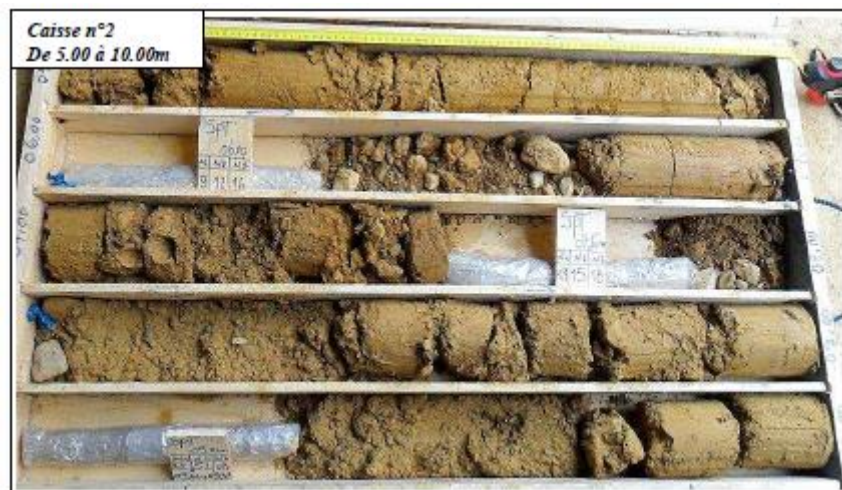


Figure A. 3 : Caisse de carotte n°=2 (SC 305) profondeur (5.00 à 10m).



Figure A. 4 : Caisse de carotte n°=3 (SC 305) profondeur (10 à 15m).

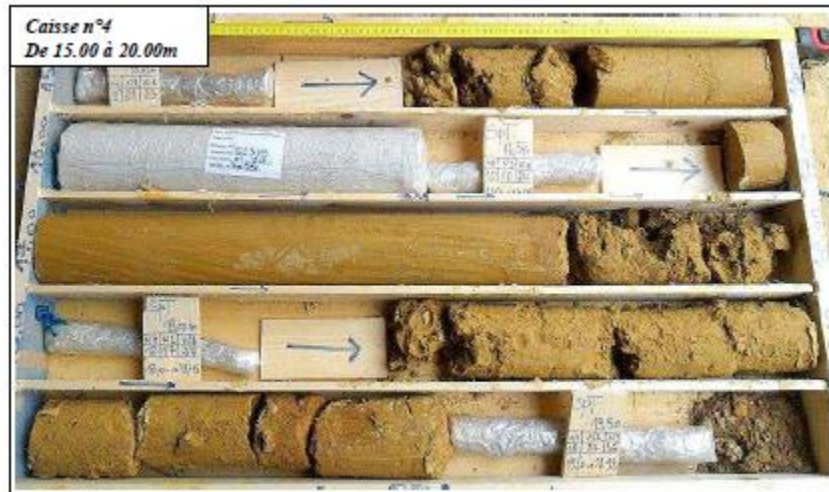


Figure A. 5 : Caisse de carotte n°=4 (SC 305) profondeur (15 à 20m).

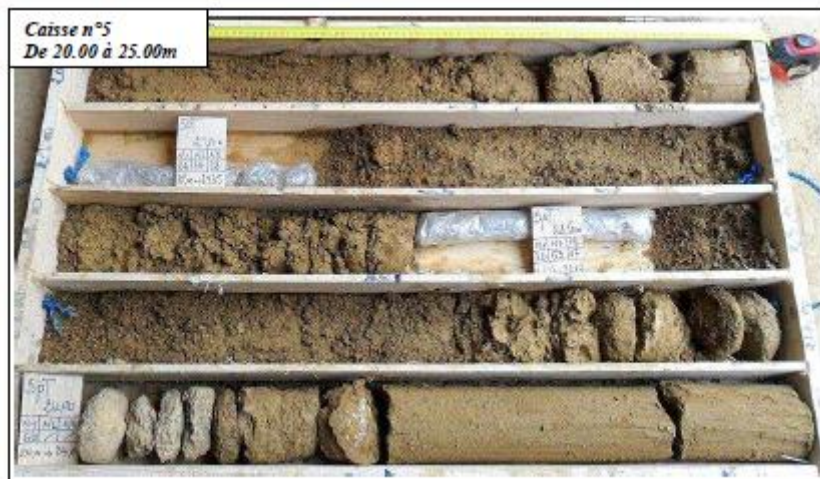


Figure A. 6 : Caisse de carotte n°=5 (SC 305) profondeur (20 à 25m).



Figure A. 7 : Caisse de carotte n°=6 (SC 305) profondeur (25 à 30m).

➤ Sondage carotté (SC 306) :



Client	Cosider		
Projet	Compagne de reconnaissance géotechnique complémentaire - Métro Extension Aln Naadja - Baraki		
Lieu	ALGER - Braki		
Date début	17/08/2015	Date Fin	19/08/2015

Sondage N°	Page
SC 306	1/3
Le Géologue	
BECHRICH MOUSSA	

Echelle 1:100	Profondeur	Echantillons	Stratigraphie	Convention	Description	Récupération		S.P.T.				Pézomètre	Calisse	
						30	45	60	75	90	105			120
1	0,50m				Remblais récent composé d'un mélange de galets, graviers et béton bitumineux.									
2					Mame jaunâtre à brune, compacte et très ferme, à kaolin bleu et tâche blanchâtres (débris calcaires).									1
3														
4														
5														
6					Sable fin à moyen, légèrement marneux et graveleux, de couleur brune à jaunâtre.									2
7	7,25m													
8					Mame jaunâtre à kaolin bleu, très ferme et compacte, avec des débris blanchâtres de nature calcaire.									3
9														
10	9,50m				Mame jaune à brunâtre, légèrement sableuse, graveleuse et plus rarement calcaireuse.									3
11														
12					Mame marron foncée à brune compacte à dure à kaolin bleu,									4
13	12,50m													
14														
15														
16					Mame marron foncée à brune compacte à dure à kaolin bleu,									4
17														
18														
19														
20	15,80m													

Profondeur Totale : 50,00 m Type de Machine : Delabase Boue de forage : Eau claire	Type Forage : carotté Diamètre du forage : 101 mm Niveau de nappe :	Coordonnées : M = 506 709,554 P = 4 061 383,552 Z = 079,023	Installation de tube pézométrique : Non Longueur du tube : Diamètre du tube :
--	---	---	---



Client : Cosider
 Projet : Compagne de reconnaissance géotechnique complémentaire - Métro Extension Ah Naadja - Baraki
 Lieu : ALGER - Baraki
 Date début : 17/08/2015 Date Fin : 19/08/2015

Sonage N° SC 306 Page 2/3
 Le Géologue
 BECHRICHE MOUSSA

Echelle 1:100	Profondeur	Echantillons	Stratigraphie	Convention	Description	Récupération	R.Q.D				S.P.T.				Pézomètre	Calisse
							30	40	50	60	10	20	30	40		
	21				Marnes plastique brune à jaunâtre très ferme, à kaolin bleu.										5	
	22															
	23															
	24															
	25															
	24,70m				Marnes sableuse ferme à plastique, marron foncée à brune, graveleuse, avec présence de kaolin bleu et de débris blanchâtres de nature calcaire.									6		
	26															
	27															
	28															
	27,38 Ech 2 28,00				Marnes dures à plastique, de couleur jaunâtre à brune, à kaolin bleu.									7		
	28,45m															
	29															
	30				Marnes sableuses et graveleuses brunes-jaunâtres, assez lâches, dont le sable est grossier et légèrement caillouteux.									9		
	31															
	32															
	32,45m															
	33				Sables jaunes à marrons, généralement lâches, alternant niveaux à grain fin et pulvérulent, avec des passées de matériel à grain moyen à grossier.									9		
	34															
	34,25m															
	41															
	42															
	43															
	44															
	45															
	46															
	47															
	47,20m															

Profondeur Totale : 50,00 m
 Type de Machine : Delabase
 Boue de forage : Eau claire

Type Forage : carotté
 Diamètre du forage : 101 mm
 Niveau de nappe :

Cordonnées :

Installation de tube pézométrique : Non
 Longueur du tube :
 Diamètre du tube :

Figure A. 8 : Description lithologique (SC 306).



Figure A. 9 : Caisse de carotte n°=1 (SC 306) profondeur (0.00 à 5m).



Figure A. 10 : Caisse de carotte n°=2 (SC 306) profondeur (5.00 à 10m).



Figure A. 11 : Caisse de carotte n°=3 (SC 306) profondeur (10 à 15m).



Figure A. 12 : Caisse de carotte n°=4 (SC 306) profondeur (15 à 20m).

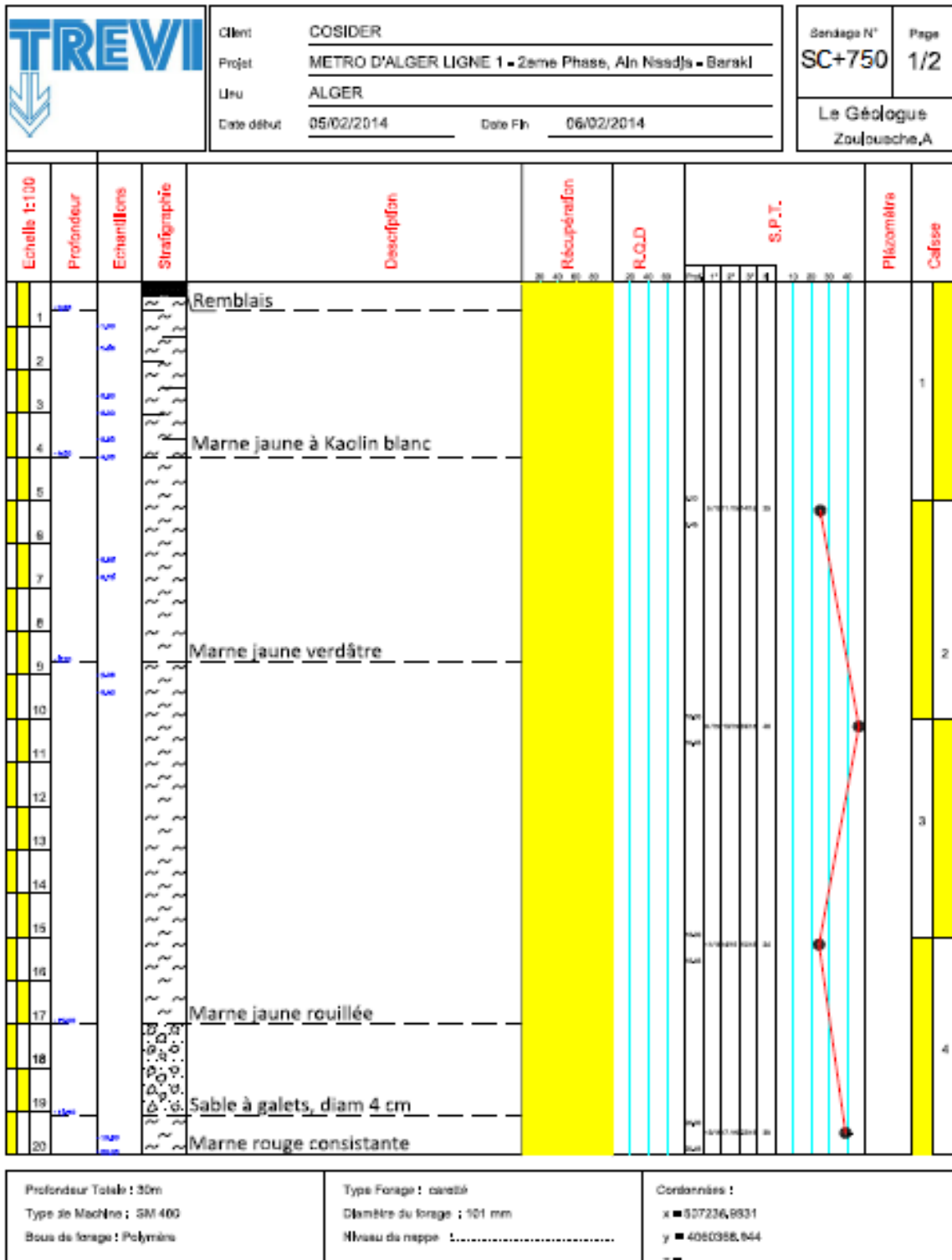


Figure A. 13 : Caisse de carotte n°=5 (SC 306) profondeur (20 à 25m).



Figure A. 14 : Caisse de carotte n°=6 (SC 306) profondeur (25 à 30m).

➤ Sondage carotté (SC 750) :



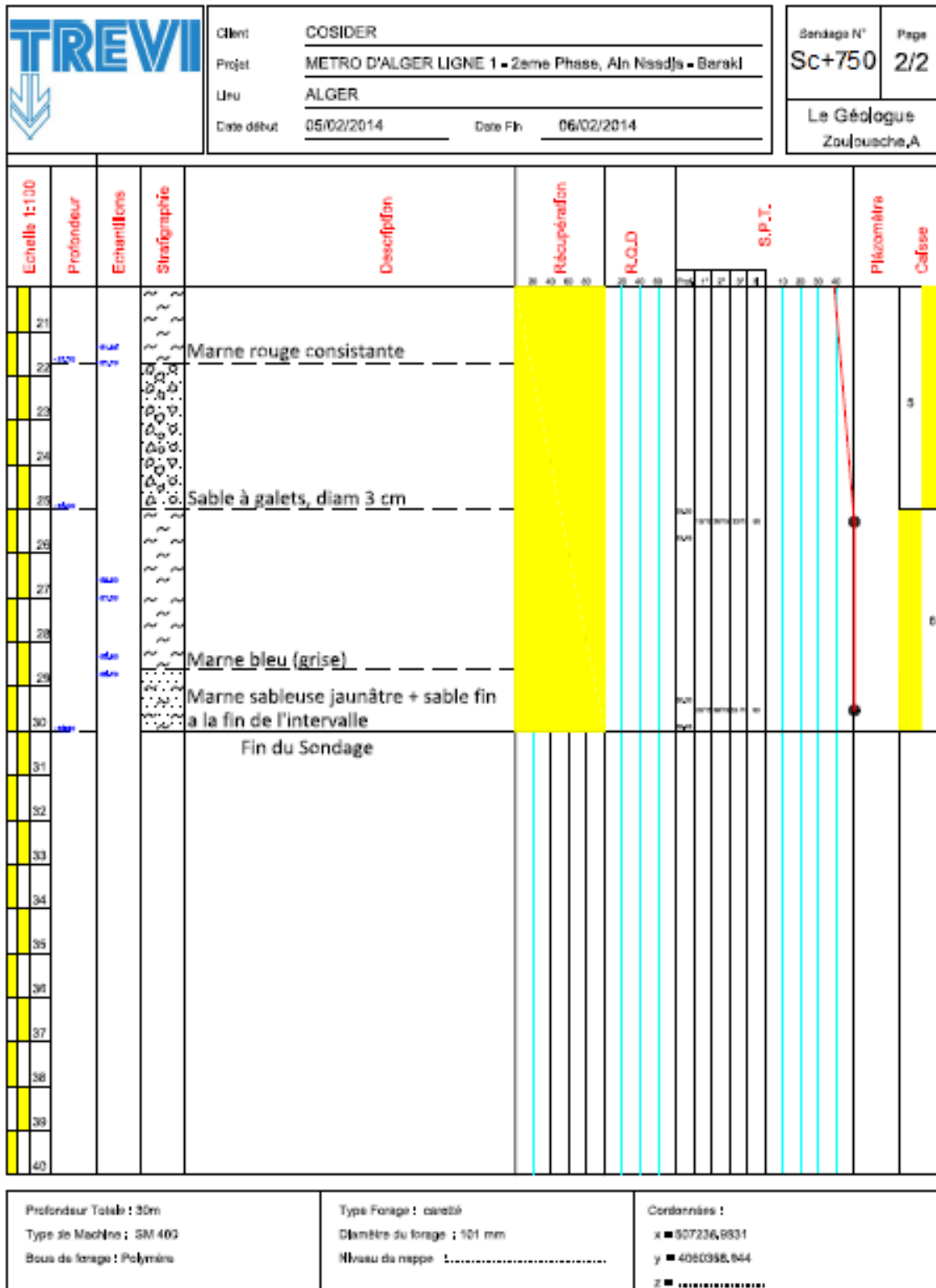


Figure A. 15 : Description lithologique (SC 750).



Figure A. 16 : Caisse de carotte n°=1 (SC 750) profondeur (0.00 à 5m).



Figure A. 17 : Caisse de carotte n°=2 (SC 750) profondeur (5.00 à 10m).



Figure A. 18 : Caisse de carotte n°=3 (SC 750) profondeur (10 à 15m).

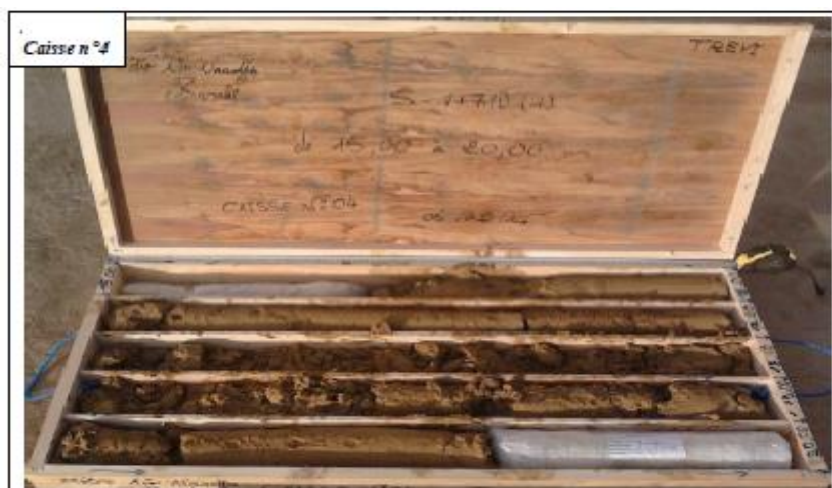


Figure A. 19 : Caisse de carotte n°=5 (SC 750) profondeur (15 à 20m).



Figure A. 20 : Caisse de carotte n°=5 (SC 750) profondeur (20 à 25m).



Figure A. 21 : Caisse de carotte n°=6 (SC 750) profondeur (25 à 30m).

❖ Résultats des essais SPT :

Tableau A.5: résultats des essais SPT développés par sondage et leur correspondance avec l'unité géotechnique, (Argile jaune).

Unité	Sondage	Profondeur (m)		Nspt
		Debout	Fin	
QA	SC 305	1,50	1,95	19
	SC 305	3,00	3,45	60
	S0+500	5,00	5,45	35
	S0+500	10,00	10,45	37
	S0+650	5,00	5,45	57
	S0+650	10,00	10,45	66
	S0+750	5,00	5,45	18

Tableau A.6: résultats des essais SPT développés par sondage et leur correspondance avec l'unité géotechnique, (Argile marneuse).

Unité	Sondage	Profondeur (m)		Nspt
		Debout	Fin	
Q _a	SC 305	28,50	28,95	52
	SC 305	30,00	30,12	R
	SC 306	1,50	1,95	17
	SC 306	3,00	3,45	24
	SC 306	4,50	4,95	23
	SC 306	6,00	6,45	44
	SC 306	7,50	7,95	26
	SC 306	9,00	9,45	44
	SC 306	10,50	10,95	35
	SC 306	12,00	12,45	35
	SC 306	13,50	13,95	33
	SC 306	15,00	15,45	57
	SC 306	16,50	16,95	35
	S0+750	10,00	10,45	33
	S0+750	15,00	15,45	32
	S0+750	20,00	20,26	R

Tableau A.7: résultats des essais SPT développés par sondage et leur correspondance avec l'unité géotechnique, (Sable jaune).

Unité	Sondage	Profondeur (m)		Nspt
		Debout	Fin	
TS	SC 305	34,50	34,59	R
	SC 305	36,00	36,10	R
	SC 305	37,50	37,60	R
	SC 305	39,00	39,00	R
	SC 305	40,50	40,57	R
	SC 305	42,00	42,00	R
	SC 305	43,50	43,50	R
	SC 306	43,50	43,50	R
	SC 306	45,00	45,03	R
	SC 306	46,50	46,57	R
	SC 306	48,00	48,08	R
	SC 306	49,50	49,50	R
	S0+750	25,00	25,25	R
	S0+750	30,00	30,40	88
	S0+750	35,00	35,28	R

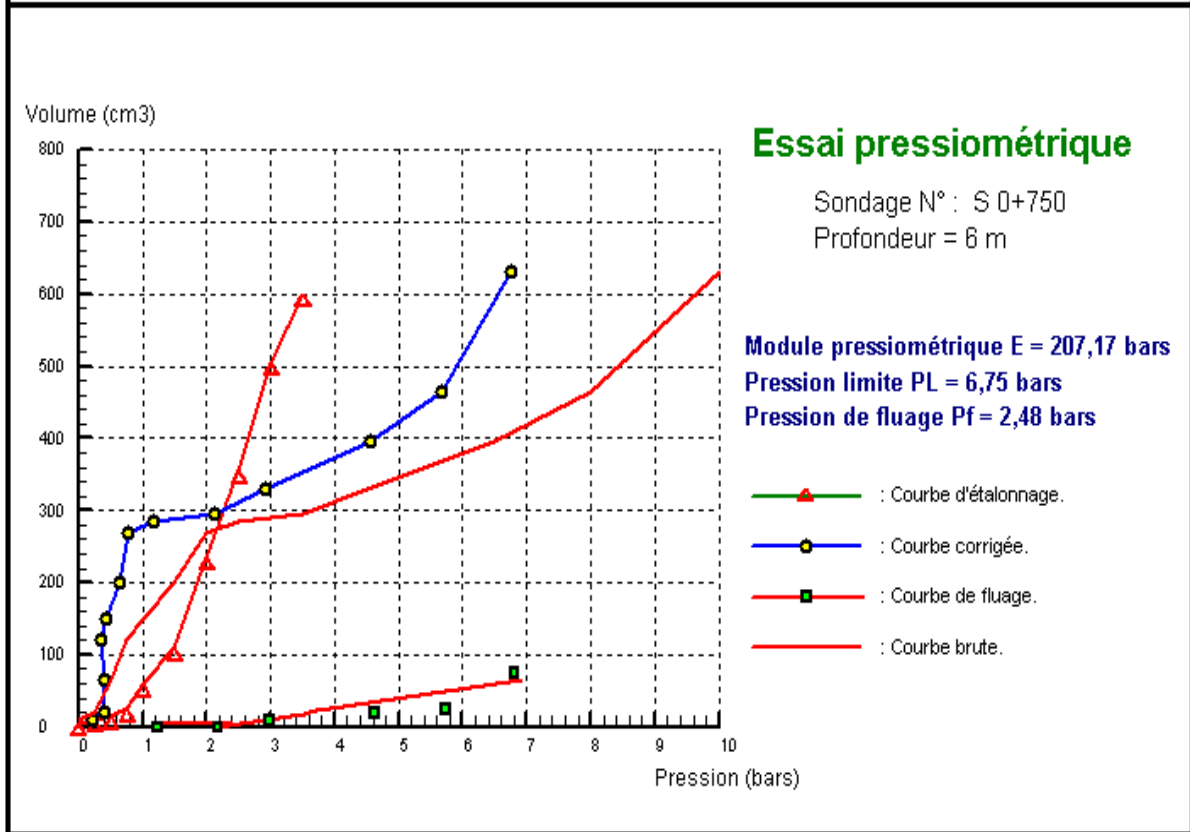
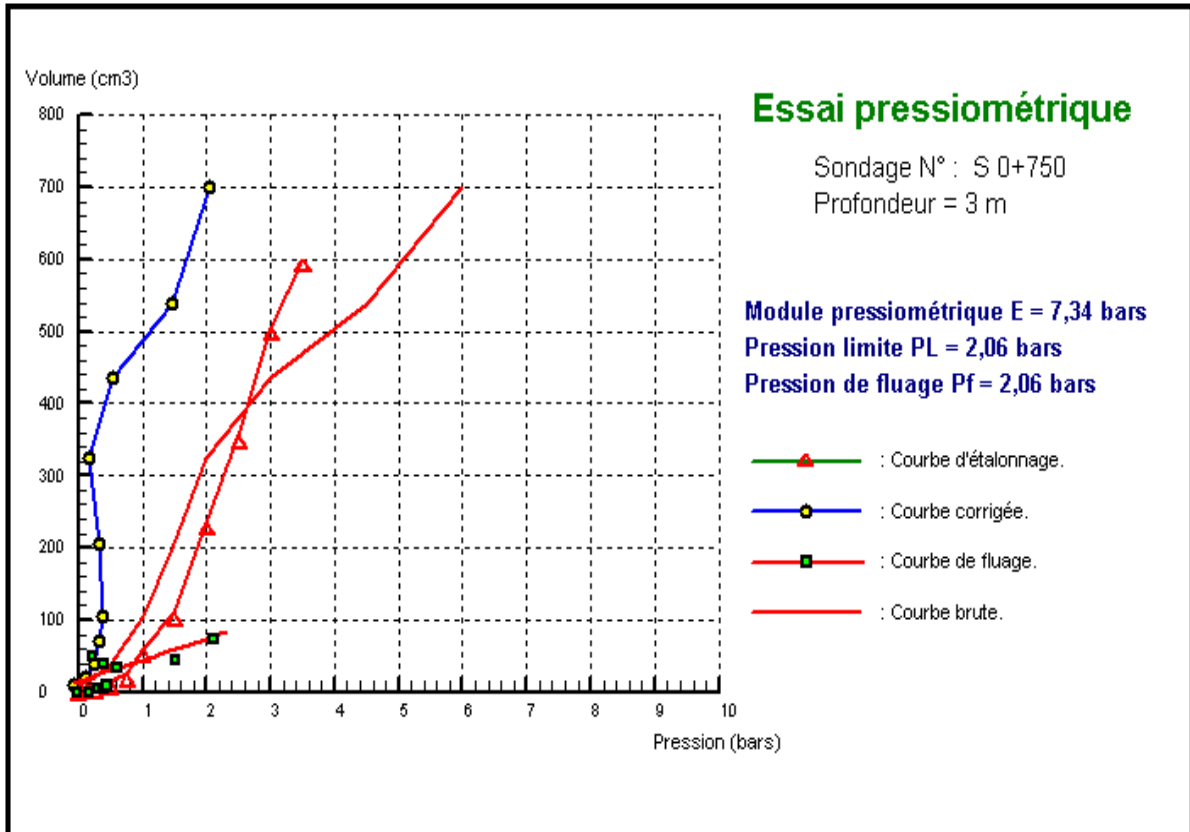


Figure A. 23 : Courbe caractéristique de l'essai pressiométrique à 6m de profondeur.

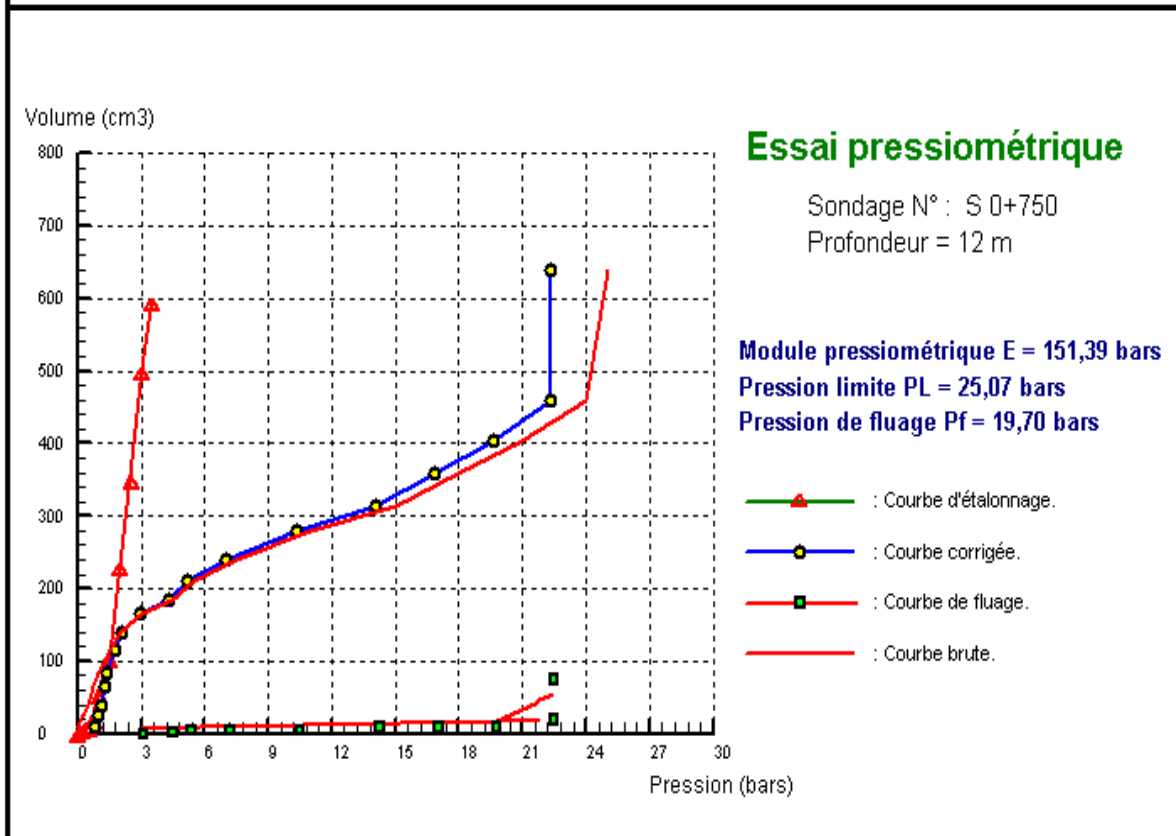
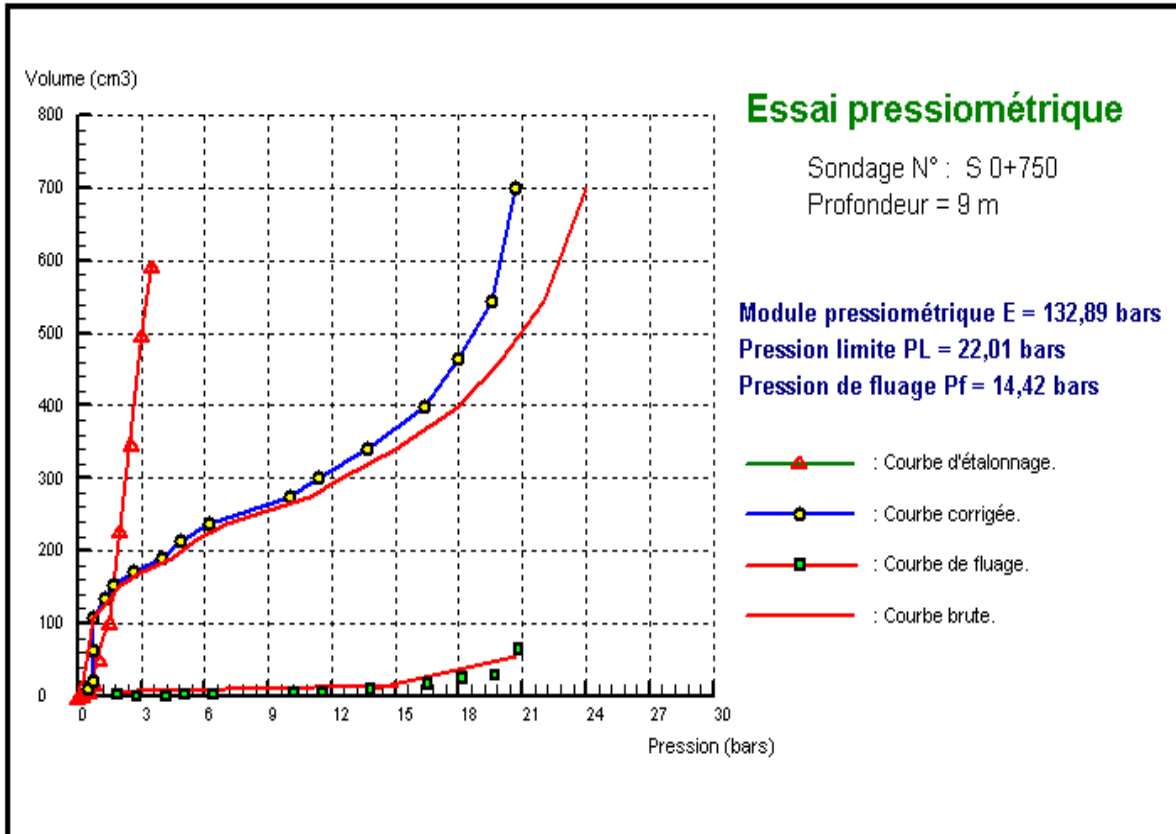


Figure A. 24 : Courbe caractéristique de l'essai pressiométrique à 12m de profondeur.

ANNEXE B :

Références d'interprétation des essais géotechniques



ANNEXE B : Références d'interprétation des essais géotechniques

❖ Plasticité des sols :

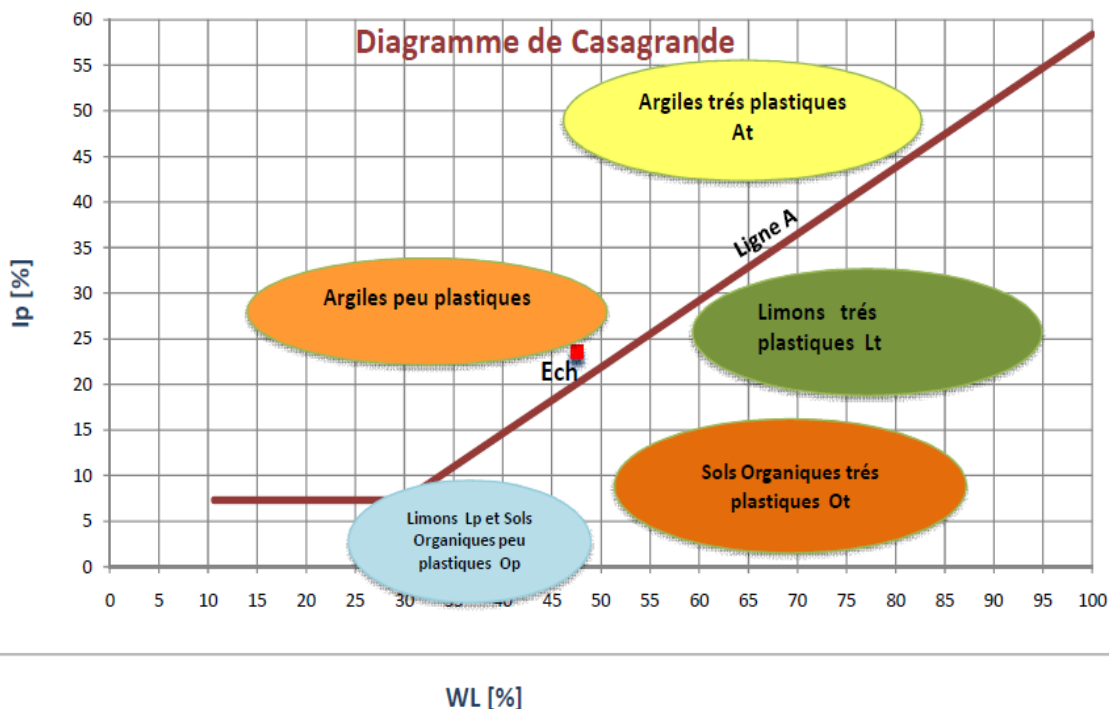


Figure B. 1 : Abaque de plasticité de Casagrande.

❖ Limite d'Atterberg :

Tableau B.1: Qualification d'un sol en fonction de l'indice de consistance I_c selon la norme (XP P94-011).

Etat	Indice de consistance
Liquide	$I_c < 0$
Très molle	$0 < I_c \leq 0.25$
Molle	$0.25 < I_c \leq 0.50$
Ferme	$0.50 < I_c \leq 0.75$
Très fermé	$0.75 < I_c \leq 1$
Dur	$I_c > 1$

Tableau B.2: Qualification d'un sol en fonction d'indice de plasticité selon la norme (XP P94-011)

Etat	Indice de plasticité
Non plastique	$I_p \leq 12$
Peu plastique	$12 < I_p \leq 25$
Plastique	$25 < I_p \leq 40$
Très plastique	$I_p > 40$

❖ **Poids volumique sec et degré de saturation :**

Tableau B.3: Qualification du sol en fonction de masse volumique selon (XP P94-011)

Etat	Masse volumique (kg/m ³)
Peu Dense	$\gamma_d < 1.6$
Dense	$1600 < \gamma_d < 1800$
Très dense	$\gamma_d > 1800$

Tableau B.4: Qualification du sol en fonction de degré de saturation (XP P94-011)

Etat	Degré de saturation
Non sature	$S_r < 100$
Saturé	$S_r = 100$

❖ **Analyse chimique :**

Tableau B.5: Classification des sols calcaireux.

Teneur en calcaire (caco ₃ %)	Dénomination
0-10	Argile ou limon
10-30	Argile marneuse
30-70	Marne
70-90	Calcaire marneuse
90-100	Calcaire (ou craie)

Tableau B.6: Agressivité des solutions en fonction de leur concentration en agent agressive selon la norme (P18-011).

Etat	Chlorures PPM
Faiblement agressive	15-30
Moyennement agressive	30-60
Fortement agressive	60-100
Très fortement agressive	>100

❖ **Compressibilité à l'œdomètre :**

Tableau B.7: Qualification d'un sol en fonction de coefficient de compressibilité selon (G.SANGLERAT)

Etat	Coefficient de compressibilité Cc
Sol incompressible	$Cc < 0.02$
Sol très peu compressible	$0.02 < Cc < 0.05$
Sol peu compressible	$0.05 < Cc < 0.1$
Sol moyennement compressible	$0.1 < Cc < 0.2$
Sol assez compressible	$0.2 < Cc < 0.3$
Sol très compressible	$0.3 < Cc < 0.5$
Sol extrêmement compressible	> 0.5

Tableau B.8: Classification des sols gonflants.

Etat	Coefficient de gonflement Cg
Non gonflant	$Cg < 0.02$
Peu gonflant	$0.02 < cg < 0.04$
Gonflant	$0.04 < cg < 0.25$

❖ **Cisaillement à la boîte de Casagrande :**

Tableau B.9: Qualification du sol en fonction de la cohésion non drainée C_u selon (XP P94-011).

Sol	Cohésion non drainée C_u (KPa)
Liquide à très mou	< 20
Mou	20 à 40
Plastique	40 à 75
Ferme	75 à 150
Très fermé	150 à 300
Dur	>300

❖ **Détermination de la cohésion effective (c')**

Pour l'estimation de la cohésion effective (c') et balisage de l'angle de frottement effectif (ϕ') calculé selon la équation de Mitchell, J. K. (1976), nous avons utilisé les recommandations de Wilun & Starzewski (1975) que, en fonction de la consistance des sols fins, indique les valeurs typiques de ϕ' et c' .

Type of soil		$I_D =$	Density index of cohesionless soils				
			1.0	0.67	0.33	0	
cohesionless	inorganic	gravels, tills, hoggins, etc.	ϕ'	45°-40°	40°-37°	37°-35°	
		sands: coarse and medium	ϕ'	40°-38°	38°-35°	35°-32°	
		sands: fine and silty	ϕ'	37°-35°	35°-32°	32°-28°	
	organic	sands, organic	ϕ'	30°-25°	25°-22°	22°-18°	
		Consistency of cohesive soils					
			hard or very stiff	stiff	firm	soft to very soft	
			$w = w_p$	$I_c = 1.0$	0.75	0.50 0.0	
cohesive	inorganic	slightly clayey sands, sandy silts, silts $J < 10\%$	ϕ'	28°-24°	24°-22°	22°-19°	19°-5°
			c'	40°-30	30-20	20-15	15-2
			ϕ_u	25°-20°	20°-16°	16°-10°	10°-7°
	organic	clayey sands, clayey sandy silts, clayey silts, $J = 10-20\%$	ϕ'	26°-22°	22°-19°	19°-15°	15°-12°
			c'	50-40	40-30	30-20	20-3
			ϕ_u	20°-16°	16°-12°	12°-7°	7°-5°
organic	sand-clays, sand-silt-clays, silt-clays $J = 20-30\%$	ϕ'	23°-20°	20°-17°	17°-12°	12°-8°	
		c'	60-50	50-40	40-30	30-5	
		ϕ_u	15°-12°	12°-9°	9°-5°	5°-2°	
organic	sandy clays, clays, silty clays $J > 30\%$	ϕ'	19°-17°	17°-14°	14°-5°	10°-5°	
		c'	80-60	60-50	50-40	40-10	
		ϕ_u	10°-8°	8°-5°	5°-2°	2°-0°	
organic	organic silts, peats, etc.		all strength parameters to be determined from laboratory tests				

Figure B. 2 : Valeurs typiques de c' et ϕ' selon Wilun & Starzewski (1975).

❖ Valeur de pl de l'essai PMT :

Tableau B.10: Qualificatif de la compacité du sol en fonction des valeurs de Pl selon (XP P94-011).

Etat du sol	Pl (MPa))
Très lâche	< 0.2
Lâche	0.2 à 0.5
Moyennement dense	0.5 à 1
Dense	1 à 2
Très dense	>2

Tableau B.11 : Etat des sols en fonction de E/Pl.

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α
Surconsolidé ou très serré	---	---	> 16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	---	1.0	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et Remanié ou Lâche	---	---	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	---	---

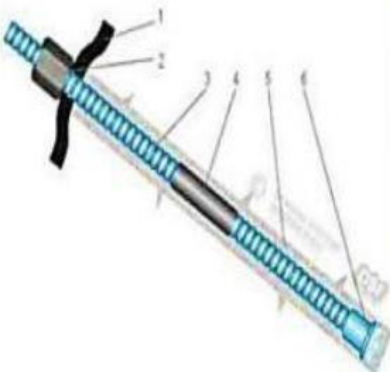
ANNEXE C :

Feuilles de calcul et tableaux utilisés dans les calculs



ANNEXE C : Feuilles de calcul et tableaux utilisés dans les calculs

Tableau C. 1 : Caractéristiques des boulons en fibres de verre.



	unité	R25N	R32N	R32S	R38N	R51L	R51N	T76N	T76S
Ø extérieur ² surfilet	Ø ext	mm	25	32	32	38	51	51	76
Ø extérieur ² moyen	Ø moy	mm	23,8	29,8	29,8	36,9	49,3	49,3	73,5
Ø intérieur ² moyen	d	mm	14	18,5	15	19,5	36	32,7	52
section moyenne	S	mm ²	290	430	520	770	890	1070	2120
limite de rupture ¹	F _{rg}	kN	200	280	360	500	550	800	1600
limite de élastique ¹	F _{eg}	kN	150	230	280	400	450	630	1200
■ rupture ²	r	N/mm ²	690	650	690	650	620	750	750
■ élastique ²	e	N/mm ²	520	530	540	520	510	590	550

1-Plaqué bombée
2-Ecrou
3-Barre creuse DYWI® Drill
4-Manchon
5-Mortier de ciment
6-Tailant

*différentes couronnes pour des états du sol différents disponible

Tableau C. 2 : Aperçu des formules d'estimation du déplacement.

Auteurs		Expression proposée
Sagasetta [1980]		$\delta_{vmax} = \frac{\gamma D^2}{E} (0.85 - \nu)$
Framer [1970]		$\delta_{vmax} = \frac{D}{100} \left(\frac{KD}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$ avec $K \approx 10$ et $n \approx \frac{2}{3}$
Poupelloz [1984]		• Capture rectangulaire $\delta_{vmax} = \frac{R}{1000} \left(\frac{AD}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$
Descocœudres [1983]	Sables	$\delta_{vmax} = 6.208 * 10^{-3} * D * \left(\frac{H}{D} - 0.5 \right)^{-0.575}$
	Argiles	$\delta_{vmax} = 9.900 * 10^{-3} * D * \left(\frac{H}{D} - 0.5 \right)^{-0.974}$

Tableau C. 3 : Relations empiriques du rapport $\delta_{clé}/\delta_v$

Auteurs	Expression proposée	Domaine d'application	Paramètres
OSEO et SAGASETA[1982]	$\frac{\delta_{v\ max}}{\delta_{clé}} = \frac{1}{1 + \frac{a\ C}{D}}$	---	---
CAPEAU[1993] (CETU)	$\frac{\delta_{v\ max}}{\delta_{clé}} = \frac{1}{1 + \frac{a\ C}{D}}$	Terrains argileux peu flottants	$a = 0.25$ à 0.50
		Terrains maintenus sans rupture apparente	$a = 0.70$ à 0.80
		Terrains granulaires flottants	$a = 1.00$ à 2.00
CETU[1993]	$\frac{\delta_{v\ max}}{\delta_{clé}} = A * \frac{R}{H}$	$0.10 < \frac{R}{H} < 0.25$	$A = 3$
		$0.33 < \frac{R}{H} < 0.50$	$A = 2$
ATKINSON [1977]	$\frac{\delta_{v\ max}}{\delta_{clé}} = 1 - a \frac{C}{D}$	Sables denses (faibles niveaux de contraintes)	$a = 0.57$
		Sables de forts niveaux de contraintes	$a = 0.40$
		Argiles sur consolidées	$a = 0.13$

Tableau C. 4 : Caractéristiques des cintres HEB.

Profils	Poids kg/m	Dimensions mm							Section cm ²	Surface de peinture		Moments d'inertie		Modules de résistance		Rayons de giration	
		h	b	a	e	r	h1	m ² / m		m ² / t	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Ix Vx cm ³	Iy Vy cm ³	Vx cm	Vy cm	
100	20,4	100	100	6	10	12	56	26	0,567	27,8	450	167	90	33	4,16	2,53	
120	26,7	120	120	6,5	11	12	74	34	0,686	25,7	864	318	144	53	5,04	3,06	
140	33,7	140	140	7	12	12	92	43	0,805	23,9	1509	550	216	79	5,93	3,58	
160	42,6	160	160	8	13	15	104	54,3	0,918	21,5	2492	889	311	111	6,78	4,05	
180	51,2	180	180	8,5	14	15	122	65,3	1,03	20,3	3831	1363	426	151	7,66	4,57	
200	61,3	200	200	9	15	18	134	78,1	1,15	18,8	5696	2003	570	200	8,54	5,07	
220	71,5	220	220	9,5	16	18	152	91	1,27	17,8	8091	2843	736	258	9,43	5,59	
240	83,2	240	240	10	17	21	164	106	1,38	16,6	11260	3923	938	327	10,3	6,08	
260	93	260	260	10	17,5	24	177	118,4	1,50	16,1	14920	5135	1150	395	11,2	6,58	
280	103	280	280	10,5	18	24	196	131,4	1,62	15,7	19270	6595	1380	471	12,1	7,09	
300	117	300	300	11	19	27	208	149,1	1,73	14,8	25170	8563	1680	571	13,0	7,58	
320	127	320	300	11,5	20,5	27	225	161,3	1,77	13,9	30820	9239	1930	616	13,8	7,57	
340	135	340	300	12	21,5	27	243	170,9	1,81	13,4	36660	9690	2160	646	14,6	7,53	
360	142	360	300	12,5	22,5	27	261	180,6	1,85	13	43190	10140	2400	676	15,5	7,49	
400	155	400	300	13,5	24	27	298	197,8	1,93	12,4	57680	10820	2880	721	17,1	7,40	

Tableau C.5 : Classes de soutènement des tunnels Cosider TP

Classe du soutènement	Conditions géotechniques	Séquence de creusement	Soutènement prévu
Classe 1	Sols. Présence des « Marnes Jaune d'el Harrach », formation Q _M .	Creusement en phases Avancements inférieures à 1 m ; Radier provisoire entre calotte et stross .	- 1 famille d'enfilages en tuyaux métalliques N80 - ϕ 127x8mm, L=12m, scellés au coulis de ciment ; - Béton projeté e = 0,30 m ; - Treillis Soudé Q257A ; - Cintres métalliques HE160B à chaque 1,0m ; - Boulons en fibre de verre au front type Y-Fly35, L=16m, ou équivalent ;
Classe 2	Sols. Présence des « Sables jaune à marron avec des passages de grès » - formation TS. Présence de l'eau.	Creusement en phases ; Calotte avec avancements de 0,8m ; Radier provisoire entre calotte et stross ;	- 1 famille d'enfilages en tuyaux métalliques N80 - ϕ 127x8mm, L=12m, scellés au coulis de ciment ; - Béton projeté e = 0,30 m ; - Treillis Soudé Q257A ; - Cintres métalliques HE160B à chaque 0,8m ; - Boulons en fibre de verre au front type Y-Fly35, L=16m, ou équivalent ; - Drainage du front de taille avec drains L=18m - Béton projeté au front de taille ;
Classe 3a/3b	Sols. Couverture de terrains sur la voûte inférieure à 1 diamètre ; Terrains faibles qualité et/ou très altérés et/ou désagrégés ;	Creusement en phases et avec « side drift » ; Calotte avec avancements \leq 0,8m ; Radier provisoire entre calotte et stross ; Avancements déphasés entre sections de la calotte et le « side drift » ; Stross déphasé de la calotte > 16m	- 1 ou 2 familles d'enfilages en tuyaux métalliques N80 - ϕ 127x8mm, L=12m, chaque 10m, scellés au coulis de ciment ; - Béton projeté e = 0,30 m ; - Treillis Soudé Q257A, en 2 couches ; - Cintres métalliques HE160B à chaque 0,8m ; - Boulons en fibre de verre au front type Y-Fly35, L=16m, ou équivalent ; - Drainage du front de taille avec drains L=18m ; - Béton projeté au front de taille et, éventuellement, armé du treillis soudé.
Classe 5 et 5a	Sols. Couverture de terrains sur la voûte inférieure à 1 diamètre ; Terrains faibles qualité et/ou très altérés et/ou désagrégés ; Présence de bâtiments très proches du sommet du tunnel ;	Creusement en phases et avec « side drift » ; Calotte avec avancements \leq 0,5m ; Radier provisoire entre calotte et stross ; Avancements déphasés entre sections de la calotte et le « side drift » ; Stross déphasé de la calotte > 16m	- 1 (CE5a) ou 2 (CE5) familles d'enfilages en tubes métalliques - ϕ 127x8mm, L=12m, classe de résistance S355J0H, chaque 8m, scellés au coulis de ciment ; - Béton projeté e = 0,30 m ; - Treillis Soudé Q257A, en 2 couches ; - Cintres métalliques HE160B à chaque 0,5m ; - Boulons en fibre de verre au front type Y-Fly35, L=16m, ou équivalent ; - Drainage du front de taille avec drains L=18m ; - Béton projeté au front de taille et, éventuellement, armé du treillis soudé.

Tableau C. 4 : caractéristiques équivalentes des cintres HEB.

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	
Dimensions																						
OTUA	h	b	a	e	r	ht	P	S	Ix	Ix/vx	ix	m	Wply	Avz	ly	ly/vy	iy	Wplz	Avy	J	Iw/1000	
EC3	h	b	tw	tf	r	d	P	A	Iy	Wely	iy	moment stat	Wply	Avz	Iz	Welz	iz	Wplz	Avy	It	Iw/1000	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	1/2 S (cm ³)	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴		
29	HEA 1000	990,0	300	16,5	31,0	30,0	868,0	272,3	346,8	553846,2	11188,8	39,96	6412,20	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41	32073,87
30																						
31	HEB 100	100,0	100	6,0	10,0	12,0	56,0	20,4	26,0	449,5	89,9	4,16	52,10	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25	3,38
32	HEB 120	120,0	120	6,5	11,0	12,0	74,0	26,7	34,0	864,4	144,1	5,04	82,60	165,2	11,0	317,4	52,9	3,06	81,0	27,6	13,84	9,41
33	HEB 140	140,0	140	7,0	12,0	12,0	92,0	33,7	43,0	1509,2	215,6	5,93	122,70	245,4	13,1	549,5	78,5	3,58	119,8	34,9	20,06	22,48
34	HEB 160	160,0	160	8,0	13,0	15,0	104,0	42,6	54,3	2492,0	311,5	6,78	177,00	354,0	17,6	889,0	111,1	4,05	170,0	43,4	31,24	47,94
35	HEB 180	180,0	180	8,5	14,0	15,0	122,0	51,2	65,3	3831,1	425,7	7,66	240,70	481,4	20,2	1362,5	151,4	4,57	231,0	52,4	42,16	93,75
36	HEB 200	200,0	200	9,0	15,0	18,0	134,0	61,3	78,1	5696,2	569,6	8,54	321,25	642,5	24,8	2002,9	200,3	5,06	305,8	62,4	59,28	171,13
37	HEB 220	220,0	220	9,5	16,0	18,0	152,0	71,5	91,0	8091,0	735,5	9,43	413,50	827,0	27,9	2842,7	258,4	5,59	393,9	73,0	76,57	295,42
38	HEB 240	240,0	240	10,0	17,0	21,0	164,0	83,2	106,0	11259,3	938,3	10,31	526,55	1053,1	33,2	3921,9	326,8	6,08	498,4	84,7	102,69	486,95
39	HEB 260	260,0	260	10,0	17,5	24,0	177,0	93,0	118,4	14919,4	1147,6	11,22	641,45	1282,9	37,6	5134,0	394,9	6,58	602,2	94,4	123,78	753,65
40	HEB 280	280,0	280	10,5	18,0	24,0	196,0	103,1	131,4	19270,3	1376,4	12,11	767,20	1534,4	41,1	6593,7	471,0	7,08	717,6	104,4	143,72	1130,15
41	HEB 300	300,0	300	11,0	19,0	27,0	208,0	117,0	149,1	25165,7	1677,7	12,99	934,35	1868,7	47,4	8562,1	570,8	7,58	870,1	118,2	185,05	1687,79
42	HEB 320	320,0	300	11,5	20,5	27,0	225,0	126,7	161,3	30823,5	1926,5	13,82	1074,60	2149,2	51,8	9237,7	615,8	7,57	939,1	127,4	225,07	2068,71
43	HEB 340	340,0	300	12,0	21,5	27,0	243,0	134,2	170,9	36656,4	2156,3	14,65	1204,05	2408,1	56,1	9688,5	645,9	7,53	985,7	133,7	257,20	2453,63
44	HEB 360	360,0	300	12,5	22,5	27,0	261,0	141,8	180,6	43193,5	2399,6	15,46	1341,50	2683,0	60,6	10139,4	676,0	7,49	1032,5	139,9	292,45	2883,25
45	HEB 400	400,0	300	13,5	24,0	27,0	298,0	155,3	197,8	57880,5	2884,0	17,08	1615,85	3231,7	70,0	10816,5	721,1	7,40	1104,0	149,5	355,75	3817,15
46	HEB 450	450,0	300	14,0	26,0	27,0	344,0	171,1	218,0	79887,6	3650,6	19,14	1991,20	3982,4	79,7	11718,4	781,2	7,33	1197,7	161,7	440,48	5228,45
47	HEB 500	500,0	300	14,5	28,0	27,0	390,0	187,3	238,6	107175,8	4287,0	21,19	2407,30	4814,6	89,8	12620,6	841,4	7,27	1291,6	174,0	538,44	7017,70

Tableau C. 5 : Equivalent béton – cintre.

Béton projeté (bp) :		Cintres: HEB 160	
$e_{bp} =$	30 cm	épaisseur	Espacement cintres (e) = 80 cm
$E_{bp} =$	28458,45 Mpa	module déformation bp	module de déformation $E_c =$ 21000000,0 t/m ²
$A_{bp} =$	2400 cm ²	section bp	section du profilé $A_c =$ 54,3 cm ²
$I_{bp} =$	180000,00 cm ⁴	inertie bp	inertie du profilé $I_c =$ 2492 cm ⁴
$EA_{bp} =$	683002,85 t/m		$i_v =$ 311,5 cm ³ $\sigma =$ 235 MPa, Fe360
$EI_{bp} =$	5122,52 t/m		$\sigma_c =$ 235 Mpa $\sigma =$ 275 MPa, Fe430
$\Sigma EI_{c-bp} =$	5645,84 t/m ²	$\Sigma EA_{c-bp} =$ 807826,85 t/m	$EA_c =$ 124824,00 t/m Q188A c.à.d Ø6@150 3.76 cm ²
$e_{eq}^3 \times E_{eq} =$	84687,62 tm	$(e_{eq}^3 * e / 12) * E_{eq} = \Sigma EI$	$EI_c =$ 523,32 t/m ² Q257A c.à.d Ø7@150 5.14 cm ²
$e_{eq} \times E_{eq} =$	1009783,57 t/m	$(e_{eq} * e) * E_{eq} = \Sigma ES$	Q355A c.à.d Ø8@150 7.1 cm ²
$e_{eq} =$	28,96 cm		Q524A c.à.d Ø10@150 10.48 cm ²
$E_{eq} =$	34868,44 Mpa		
RESUME		$\nu =$ 0,2	
combinaison (Béton + cintres)			
$e_{eq} =$	28,96 cm	épaisseur équivalente	$A_{eq} =$ 2316,785 cm ² section équivalente 2,32E-01 m ²
$E_{eq} =$	34868,44 Mpa	module déformation équivalent	$I_{eq} =$ 161918,396 cm ⁴ inertie équivalente 1,62E-03 m ⁴
$G_{eq} =$	14528,52 Mpa		

N20		=J20/10000												
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
18	RESUME			u	0,2									
19	combinaison (Béton + cintres)													
20	e_{eq}	28,96	cm	épaisseur équivalente			A_{eq}	2316,785	cm ²	section équivalente	2,32E-01	m ²		
21	E_{eq}	34868,44	Mpa	module déformation équivalent			I_{eq}	161918,396	cm ⁴	inertie équivalente	1,62E-03	m ⁴		
22	G_{eq}	14528,52	Mpa											
23	Vérification du cintre													
24	f_{ctk}	28	contrainte de référence béton projeté (Mpa)											
25	j	7	nombre de jour (j)											
26	f_{cj}	17,32	contrainte de flexion (Mpa) $[f_c - 0,085 (t_{cj} \log_{10} j) \cdot 1]$											
27	E_{k1}	28458,45	module déformation longitudinal instantané (Mpa)			E_c	11 000	$(t_{cj}^{1/3})$ (Mpa)						
28	E_{k2}	9564,20	module déformation longitudinal différée (Mpa)			E_c	3 700	$(t_{cj}^{1/3})$ (Mpa)						
29	A'_c	0,68	surface cintre / distance entre cintre (cm ² /cm)			35890	Mpa	Mr LAPLANTE						
30	I'_c	31,15	inertie cintre / distance entre cintre (cm ⁴ /cm)			10000	Mpa	béton projeté jeune age						
31	A'_{bf}	30	surface béton / distance entre cintre (cm ² /cm)			31000	Mpa	béton projeté durci						
32	I'_{bf}	2250,00	inertie béton / distance entre cintre (cm ⁴ /cm)											
33	Θ_N	5,990	coefficient effort normal pour les O2 matériaux			$\Theta_N = E_{k1} \cdot A'_c / E_c \cdot A'_c$								
34	Θ_M	9,789	coefficient moment pour les O2 matériaux			$\Theta_M = E_{k1} \cdot I'_c / E_c \cdot I'_c$								
35	M	5,4	moment de calcul section équivalent (tm)			(tiré du sap2000 ou autre logiciel)								
36	N	216,8	effort normal de calcul (t)			(tiré du sap2000 ou autre logiciel)								
37	M_c	1,27	moment qui revient au cintre (tm)			$M_c = 3 \cdot M / (3 + \Theta_M)$								
38	N_c	72,35	effort normal qui revient au cintre (t)			$N_c = 3 \cdot N / (3 + \Theta_N)$								
39	M_{bf}	4,13	moment qui revient au béton projeté (tm)			$M_{bf} = \Theta_M \cdot M / (3 + \Theta_M)$								
40	N_{bf}	144,45	effort normal qui revient au béton projeté (t)			$N_{bf} = \Theta_N \cdot N / (3 + \Theta_N)$								
41	σ_c	173,91	contrainte du profilé calculée (Mpa)			$\sigma_c = N/A + M/W$								
42	section du profilé métallique vérifiée													
43	$\sigma_{c'}$	9,46	contrainte du profilé calculée (Mpa)			$\sigma_{c'} = N/A + M/W$								
44	section du béton projeté vérifiée													
45	E équivalent carac aciers													

Tableau C. 6 : Résultats de l'évaluation de dommages aux bâtiments.

		N74 (1)	N74 (2)	N74 (3)	N75 (1)	N75 (2)	N78	N75 (3)
Typologie	(-)	R+1	R	R	R+1	R+1	R+2	R+1
Nombre d'étages	(-)	1	0	0	0	0	2	0
Nombre d'étages de sous-sols	(-)	0	0	0	0	0	0	0
PK d'analyse	(m)	690,00	710,00	745,00	775,00	815,00	840,00	845,00
Hauteur du bâtiment (avec sous-sols)	H (m)	6	3	3	3	3	9	3
Distance initiale du bâtiment à l'axe du tunnel	X1 (m)	-25,0	0,9	-17,5	3,0	0,0	13,5	-3,2
Distance finale du bâtiment à l'axe du tunnel	X2 (m)	22,9	11,5	11,4	25,0	27,0	53,8	4,7
Évaluation des dommages: Burland	(-)	Négligeables	Très Légers	Très Légers	Légers	Légers	Négligeables	Négligeables
évaluation des dommages: Boscardin	(-)	Négligeables	Très Légers	Très Légers	Légers	Légers	Négligeables	Négligeables
Catégories de Dommages	(-)	0	1	1	2	2	0	0

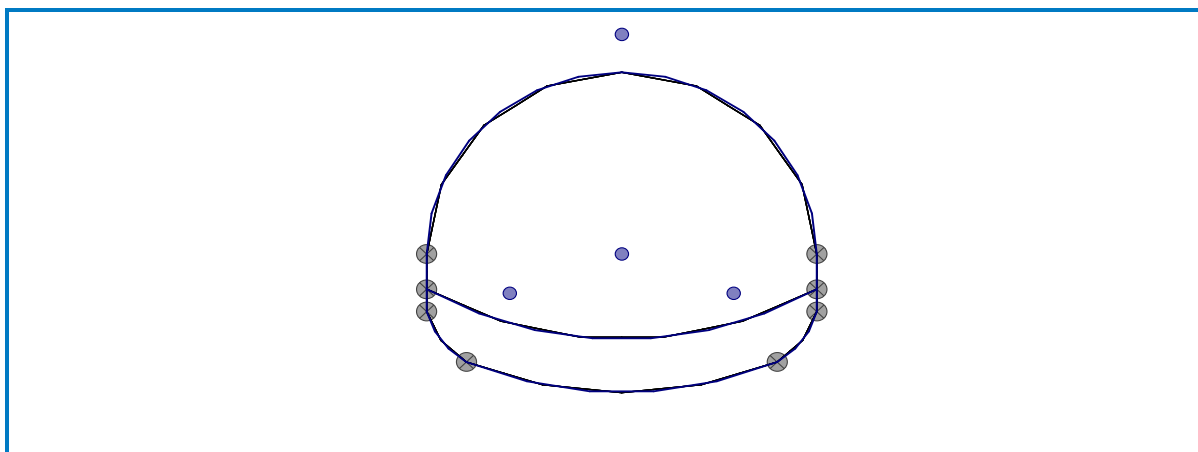
ANNEXE D :

Logiciels (Bentley-Geo5 ; Plaxis 3D)



ANNEXE D : Logiciels (bentley-Geo5 ; Plaxis 3D)

❖ Phase d'exécution logiciel Bentley Geo5 :



Mesh generation

Mesh generation parameters

Element edge length : 2.00 [m]
 Mesh smoothing : yes
 Generate multinode elements : yes

Mesh generation result

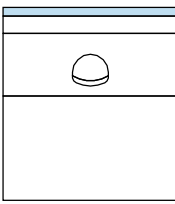

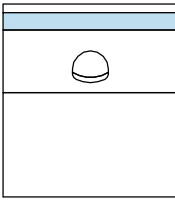

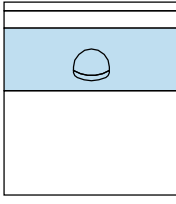

Finite element mesh was successfully generated.

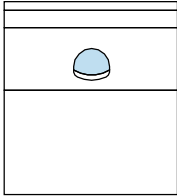

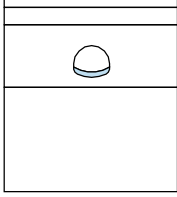

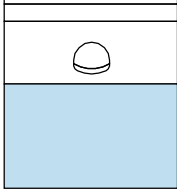

Number of nodes 3843

Number of elements 2262 (region 1438, beam 206, interface 618)

Input data (Stage of construction 1)

Assignment and activation

No.	Region	Active / inactive	Assigned soil
1		Active	RX
			
2		Active	QA
			
3		Active	QM
			

4		Active	QM
			
5		Active	QM
			
6		Active	TS
			

Line supports

No.	Location	Support	
		Direction X	Direction Z
A1	Mesh line No. 11	fixed	free
A2	Mesh line No. 9	fixed	free
A3	Mesh line No. 6	fixed	free
A4	Mesh line No. 3	fixed	free
A5	Mesh line No. 13	fixed	free
A6	Mesh line No. 8	fixed	free
A7	Mesh line No. 5	fixed	free
A8	Mesh line No. 1	fixed	free
A9	Mesh line No. 12	fixed	fixed

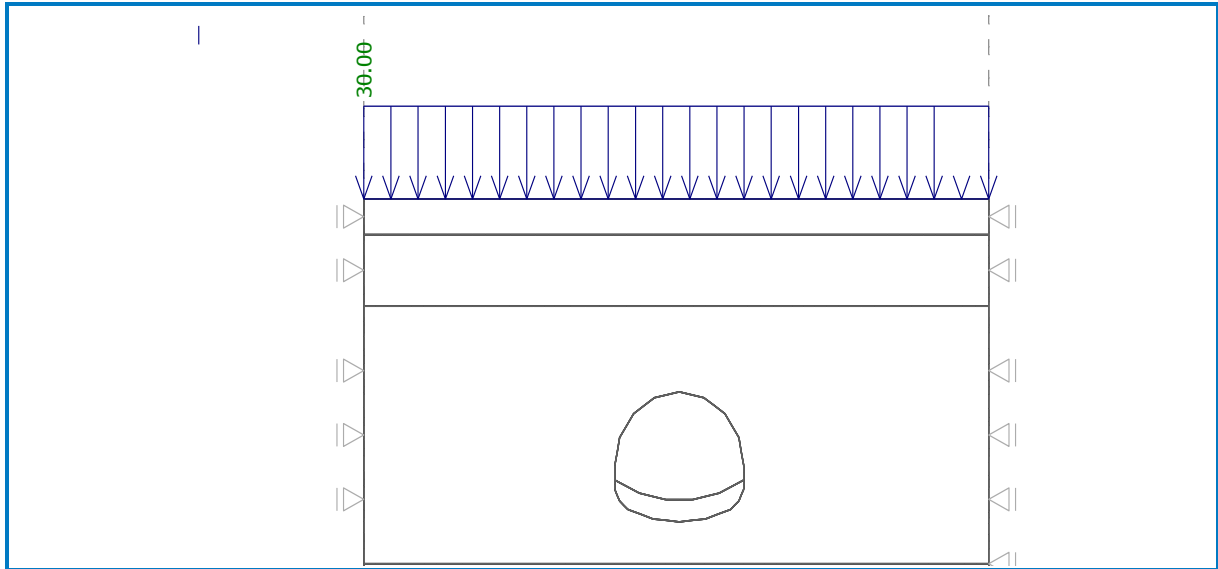
A1 up to A9 - automatically generated line supports along model edges

Surcharge

No.	Type	Location / Point 1 z [m] / x ₁ [m]	Origin / Point 1 x [m] / z ₁ [m]	Length / Point 2 l [m] / x ₂ [m]	Width / Point 2 b [m] / z ₂ [m]	Slope α [°]	Magnitude		
							q, q ₁ , f, F	q ₂	unit
1	strip	on terrain	x = -25.00	l = 50.00		0.00	30.00		kN/m ²

Surcharges

No.	Name
1	Q2



Water

Water type : No water

Analysis settings

General

Method :	Newton - Raphson
Stiffness matrix change :	after each iteration
Max. number of iterations for one calc. step :	100
Initial calculation step :	0.25
Displacement error :	0.0100
Imbalanced forces error :	0.0100
Energy error :	0.0100
Respect material interfaces :	no

Newton - Raphson

Relaxation factor of calculation step :	2
Maximum number of relaxations of calculation step :	2
Min. number of iterations for one calc. step :	1

Line search

Solution method :	iterate no
Line search limit - minimum :	0.100
Line search limit - maximum :	1.000

Plasticity

Return mapping error :	0.00100
Max. number of iterations for one plast. step :	20

Results (Stage of construction 1)

Stress analysis was successfully completed.

Analysis settings : **standard**

Attained loading = 100.00 %

❖ INTERFACE DU LOGICIEL PLAXIS :

PLAXIS est un programme d'éléments finis spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique.

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basé sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

L'interface d'utilisation PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curvers).

Input : ou pré-processing , ce sous-programme contient des options nécessaires à la création et à la modification d'un modèle géométrique, à la génération du maillage des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

Une distinction peut être faite entre le menu du mode de création de la géométrie et le menu des conditions initiales. Le premier est composé des menus *File, Edit, View, Geometry, Loads, Materials, Mesh, Initial* et *Help*. Le second est quant à lui composé des menus *File, Edit, View, Geometry, Generate* et *Help*.

L'interface d'utilisation PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curvers).

Calculation :

Où le processing programme contient les facilités utiles à la définition des phases et la procédure de calcul des éléments finis.

➤ **Output :**

Programme post-processing pour la visualisation des résultats de la phase de calcul (les déplacements, les contraintes).

➤ **Curves :**

Permet de présenter les résultats sous forme de courbes, par exemple : des courbes de déplacements.

Il est conçu par des géotechniciens numériques, le PLAXIS est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité avec prise en compte des pressions interstitielles, doté de méthodes de résolutions et d'algorithmes robustes. Il est très fiable sur le plan numérique, et il fait appel à des éléments de haute précision.



Générer un maillage: PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.



Assiette: Des éléments spécifiques de poutre sont utilisés pour modéliser la flexion des murs de Soutènement, des revêtements de tunnel et autres éléments élancés de structures. Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment Fléchissant ultime. Une rotule plastique est introduite dès que le moment ultime est atteint. Ces éléments peuvent être utilisés conjointement avec des éléments d'interface pour conduire Des analyses réalistes de tous les ouvrages géotechniques.



Interfaces : Ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant.



Tunnels : PLAXIS offre une option qui facilite la création des tunnels circulaires ou non circulaires composés d'arcs successifs. Des éléments de poutre et d'interface peuvent être adjoints pour modéliser le revêtement du tunnel et l'interaction avec le sol encaissant. Des éléments iso paramétriques servent à définir les limites curvilignes au sein du maillage. Plusieurs options sont également disponibles pour analyser les déformations provoquées par la construction du tunnel.



Chargements : Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties sur n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.



Base de données des matériaux : Les propriétés des matériaux sont regroupées Dans une base de données du projet. Toutes les données figurant dans les bases de données de Différents projets peuvent être partagées via une base de données globale.



Régime d'écoulement permanent : Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Les Pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement Permanent.



Calcul du réseau d'écoulement : Les distributions de pressions interstitielles complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux Limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.



Surpressions interstitielles : PLAXIS distingue les comportements drainés ou non Drainés des sols, pour modéliser les sables perméables comme les argiles quasi-imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont Soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent La stabilité des ouvrages géotechniques.



Fonctions de calcul : Le programme de calcul permet de conduire des analyses en déformation menées par un calcul plastique, un calcul de Consolidation ou un calcul en Grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

Mohr-Coulomb - QM (Marne)

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification: QM (Marne)

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: UnDrained

General properties

γ_{unsat} : 20,000 kN/m³

γ_{sat} : [] kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 0,000 m/day

k_y : 0,000 m/day

Advanced...

Figure D. 1 : Caractéristique du sol (Argile mrneuse).

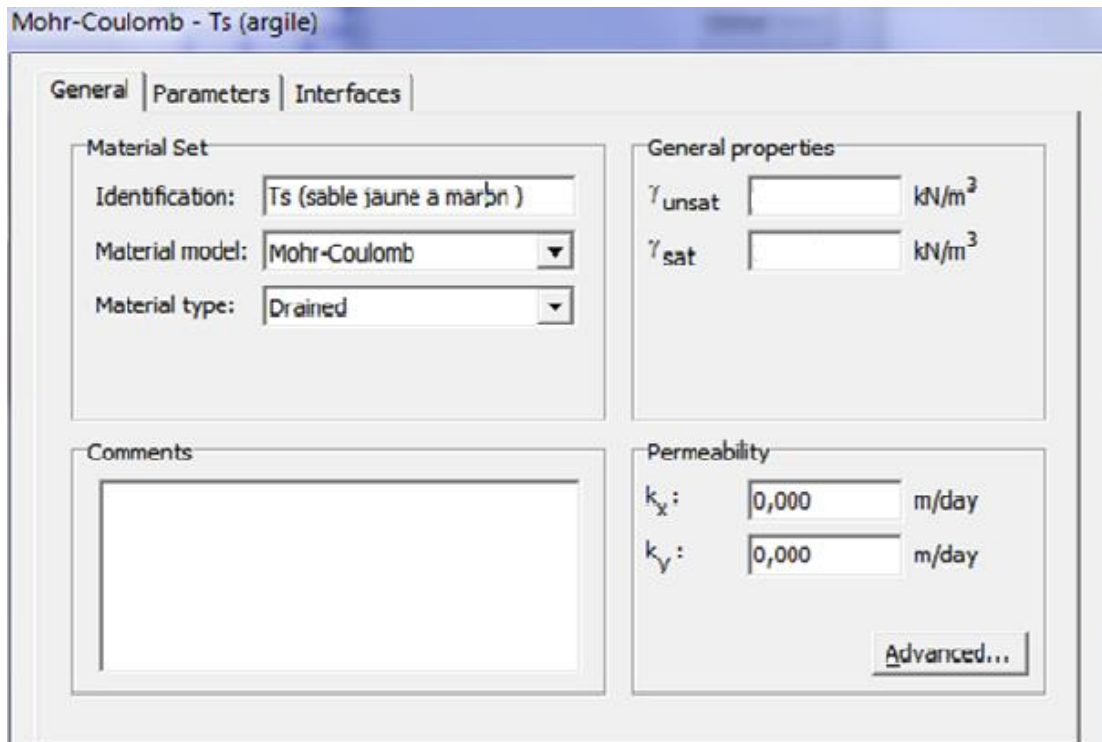


Figure D. 2 : Caractéristique du sol (Sable jaune).

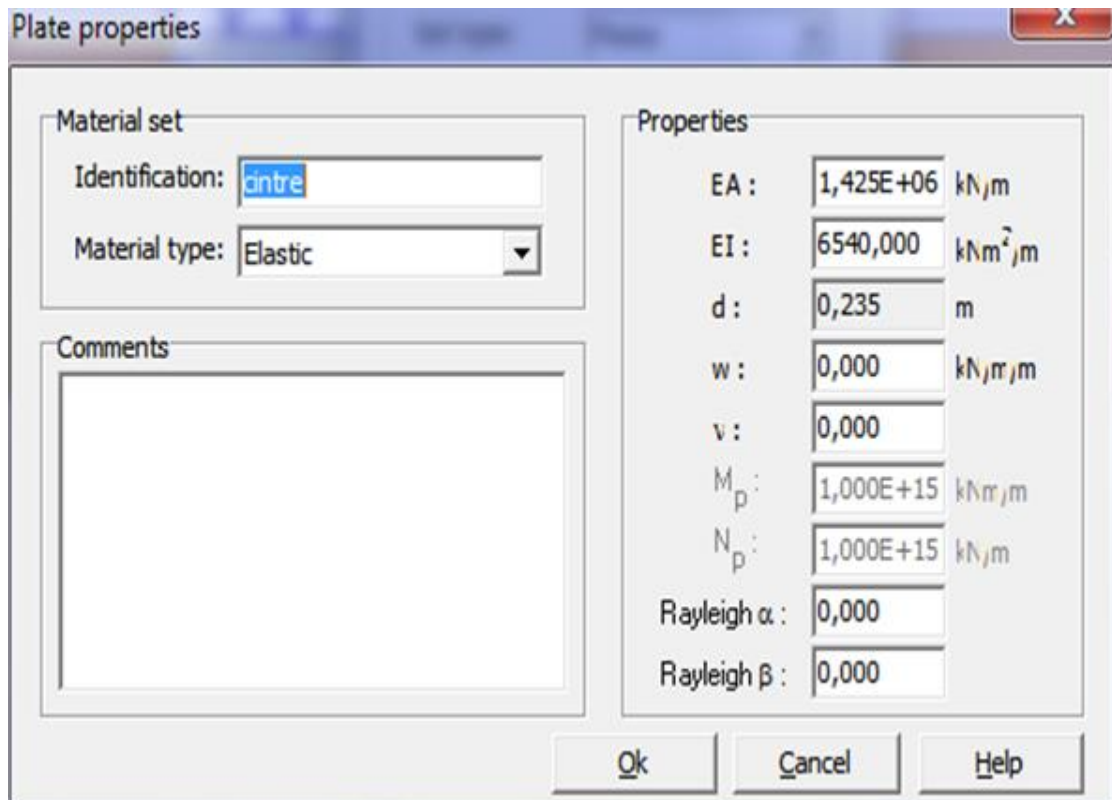


Figure D. 3 : Caractéristiques des cintres.

ANNEXE E:

Evaluation des charges (Principe-Calculs)



Evaluation des charges :

Afin de déterminer les charges agissantes sur le tunnel, il existe de nombreuses méthodes et de formules empiriques qui sont souvent notablement différentes selon les hypothèses adoptées. Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale. Nous exposerons dans ce qui suit les différentes poussées qui se définissent en contraintes verticales agissantes sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les francs du tunnel ainsi que quelques méthodes pour la détermination de ces contraintes.

Les poussées souterraines

La nature de la poussée rencontrée dépend d'une façon prépondérante de la nature du sol et de sa situation en profondeur. Selon l'origine, il existe trois types de poussée :

Poussée de détente :

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité.

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 piédroits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle α ; (Figure E. 1).

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

$$h_{max} = \frac{h}{2 \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)} = \frac{b}{2 \sin(\varphi)}$$

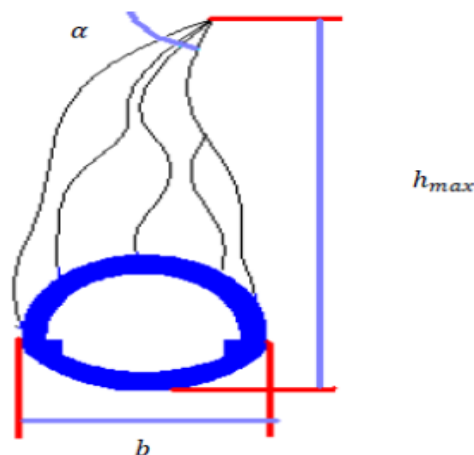


Figure E. 1 : Processus de l'affaissement du coin de voûte.

Avec:

h : hauteur de couverture.

b : la largeur de l'excavation.

α : angle au sommet de profil d'équilibre.

φ : angle de frottement interne.

Poussée géologique :

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavations dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche.

Poussée géologique :

C'est dans quelques roches argileuses, que nous retrouverons sous certaines conditions, cette dernière forme de poussée souterraine, Cette poussée peut être:

- Soit **d'origine physique**, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume par apport d'eau.
- 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.

Les méthodes de détermination des charges agissantes sur un tunnel

Après avoir exposé les diverses formes de pression souterraine, nous allons passer à l'étude des méthodes de calcul des pressions qui nous permettront par la suite de dimensionner notre tunnel.

Charges verticales :

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.

Nous aborderons dans ce qui suit quatre de ces méthodes pour la détermination des contraintes verticales :

❖ Théorie de TERZAGHI :

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

Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur **B** sera entravée par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$; (**Figure E. 2**).

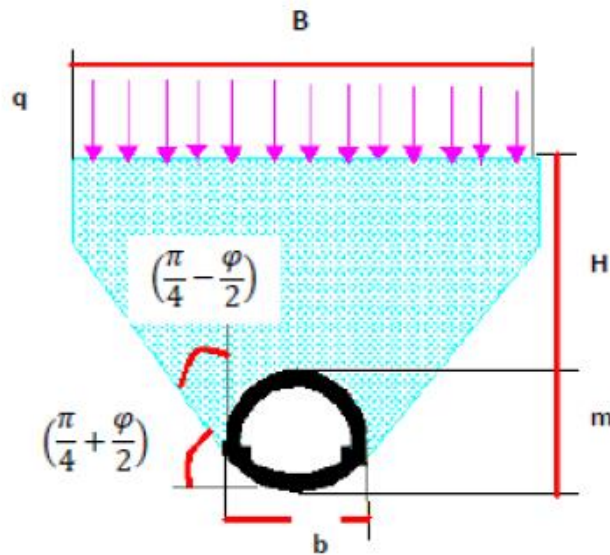


Figure E. 2 : Les principales hypothèses de la théorie de TERZAGHI.

Avec :

q : La surcharge en surface.
 m : Hauteur de l'excavation.

H : La couverture de terre.
 b : Largeur de l'excavation.

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

Ainsi la contrainte verticale est donnée par :

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

K : Coefficient de poussée active généralement égale à 1.

C : Cohésion du terrain.

φ : Angle de frottement interne.

Pour de plus grandes profondeurs, l'effet de voûte ne se fait plus sentir jusqu'à la surface. A partir d'une certaine hauteur ($H_2 \geq 2.5 B$), le tassement des couches inférieures n'influence plus l'état de contrainte des couches supérieures.

L'expression de la contrainte verticale devient donc :

$$\sigma_v = \frac{B \gamma - 2C}{2k \tan(\varphi)} \left[1 - e^{-\frac{2kH_2 \tan(\varphi)}{B}} \right] + p e^{-\frac{2kH_2 \tan(\varphi)}{B}}$$

❖ **Théorie de BIERBAUMER :**

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de sol délimité par une parabole de hauteur $h = \alpha H$.

Pour calculer le coefficient de réduction α en utilise une méthode selon laquelle la masse de rocher aura tendance à se déplacer vers le bas suivant des surfaces de glissement inclinées à $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$; (**Figure E. 3**).

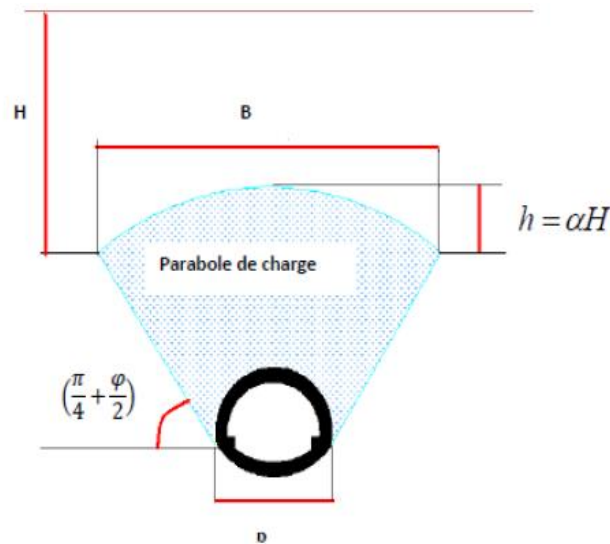


Figure E. 3 : Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAUMER.

La contrainte verticale est donnée par l'expression suivante :

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

Avec :

H : couverture du terrain.

h : hauteur de la parabole de charge.

α : coefficient de réduction.

Le coefficient de réduction α , possède des valeurs extrêmes :

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{si } H \text{ est faible } (< 15 \text{ m}) \\ 1 - \frac{H \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B} & \text{si } 15 \text{ m} \leq H \leq 200 \text{ m} \\ \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{si } H \text{ très grand } (H > 200 \text{ m}) \end{cases}$$

B : est définie par :

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

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

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

❖ Théorie des poids des terres :

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage. Cette méthode est valable pour les ouvrages situés à de faibles profondeurs. Elle est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prenne pas en compte l'effet de voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage ; (**Figure E. 4**).

La contrainte verticale est calculée selon la formule suivante :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q$$

Avec :

γ_i : Poids de la couche i.

h_i : Hauteur de la couche i.

q : Surcharge.

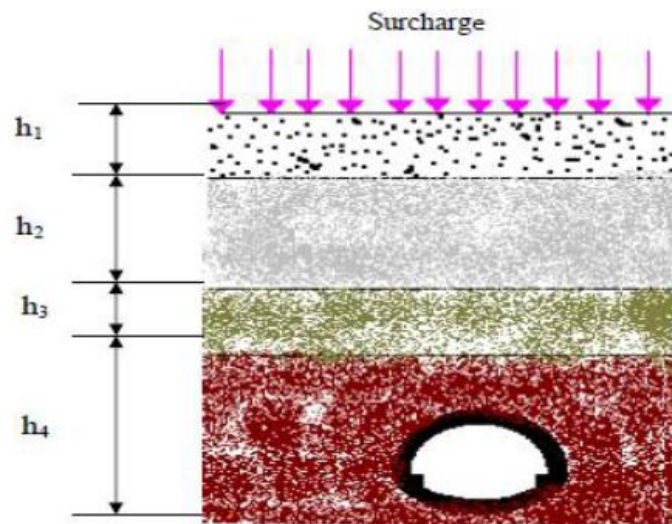


Figure E. 4 : Représentation schématique la Théorie des poids des terres.

❖ **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 ; **(Figure E. 5).**

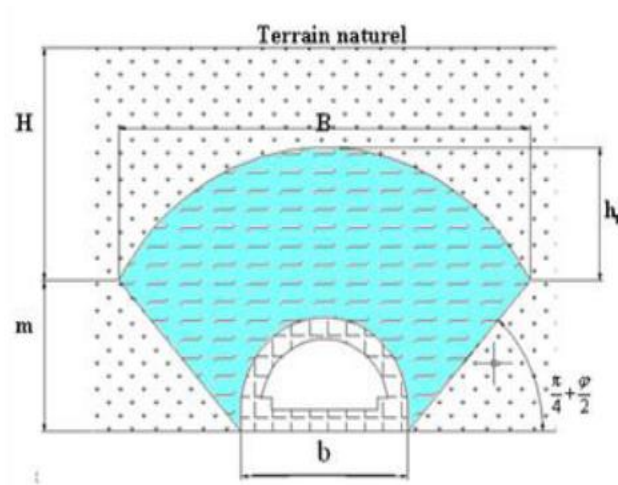


Figure E. 5 : Répartition des charges selon la théorie de PROTODIAKONOV.

La contrainte verticale est égale à :

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

Tel que :

$$h_p = \frac{B}{2f} = \frac{B}{2 \tan(\varphi)} \quad \text{et} \quad B = b + 2 m \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Le coefficient de résistance dépend de la nature du terrain :

Pour sol granuleux : $f = \tan\varphi$.

Pour sol cohérent : $f = \tan\varphi + \frac{c}{\sigma_c}$

Pour

sol rocheux : $f = \frac{\sigma_k}{100}$

Avec :

σ_c : la résistance à la compression.

σ_k : dureté de la roche.

L'expérience a démontré que les résultats de la théorie de PROTODIAKONOV sont surtout satisfaisants pour des profondeurs telle que :

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

Charges Horizontale :

Malgré que le but principal de l'examen des charges agissant sur le souterrain est de déterminer l'importance de la charge verticale, il n'est pas moins capital de connaître la grandeur des pressions latérales dont on a également besoin pour le calcul du profil.

Nous citerons dans ce qui suit quelques méthodes d'évaluations de ces pressions :

❖ Théorie de TERZAGHI :

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

- Pour le cas général : $\sigma_h = \gamma (0.5y + h_p)$.
- Pour les terrains granuleux ou ébouilliss : $\sigma_h = \gamma \times H \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$.
- Pour les roches de bonne tenue : $\sigma_h = \sigma_v \frac{\vartheta}{\vartheta - 1}$

Avec :

h_p : La hauteur de noyau de détente.

ϑ : Coefficient de pression.

y : hauteur du tunnel.

❖ L'expérience soviétique :

La base de cette expérience est que la poussée latérale doit être prise en considération commettant une répartition trapézoïdale limitée par deux valeurs extrêmes situées au niveau de la calotte et du radier ; (**Figure E. 6**).

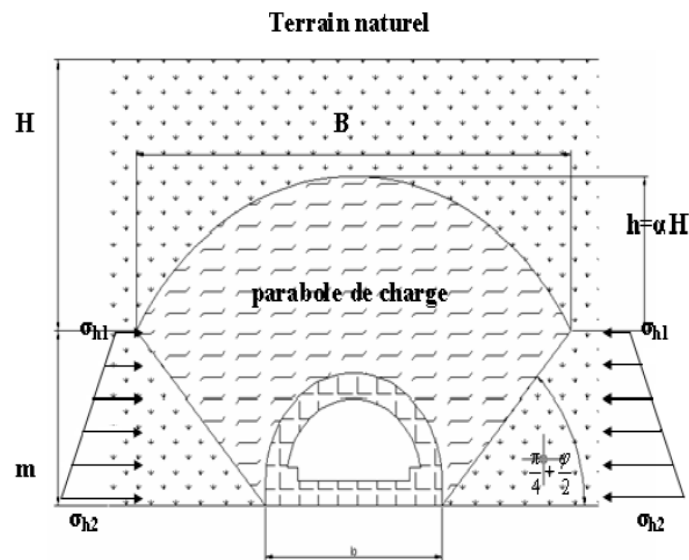


Figure E. 6 : Répartition de la poussée selon l'expérience soviétique.

La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 c \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

La poussée latérale au niveau du radier est :

$$\sigma_{h2} = \gamma (y + h_2) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 c \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec :
$$h_2 = \frac{b}{\sin(2\varphi)}$$

❖ **Théorie de PROTODIAKONOV :**

Suivant cette théorie, La contrainte horizontale agissant sur une paroi de hauteur y et de largeur b est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par la formule suivante :

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

❖ **Théorie de COULOMB-RANKINE :**

Ces deux chercheurs admettent que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes ; (**Figure III. 7**):

- Au niveau de la calotte :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{h1} &= k_a \sigma_v : \text{à court terme (soutènement provisoire).} \\ \sigma_{h1} &= k_0 \sigma_v : \text{à long terme (revêtement définitif).} \end{aligned} \right\}$$

Avec :

σ_v : La contrainte verticale de *TERZAGHI*.

$k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$: Coefficient de poussée active.

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

Où :

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 E. 1**) donne les valeurs des coefficients $x_1; x_2; x_3$ en fonction de la nature du terrain :

Tableau E.1 : Coefficient d'influence en fonction de la nature du terrain.

Nature du terrain	X ₁	X ₂	X ₃
Remblai	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 du radier :

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

$$\sigma_{h2} = y \gamma \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 c \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

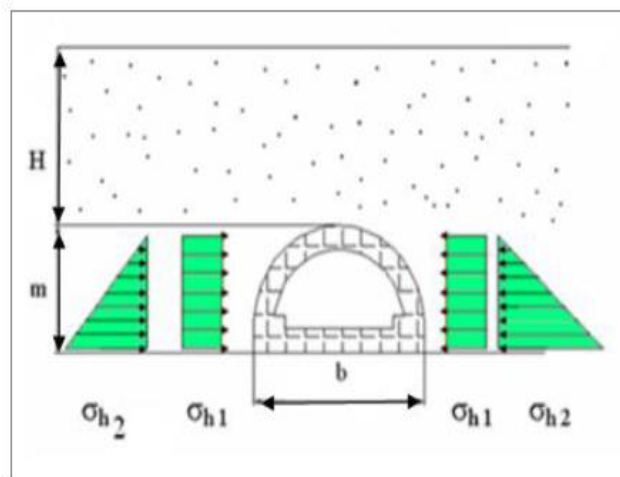


Figure E. 7 : Répartition des contraintes selon COULOUMB-RANKINE.

Évaluation 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.

❖ Méthode de TSIMBAREVITCH :

Ce chercheur se base sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée. Il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrains latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de butée des terrains situés sous l'évidement ; (Figure E. 8).

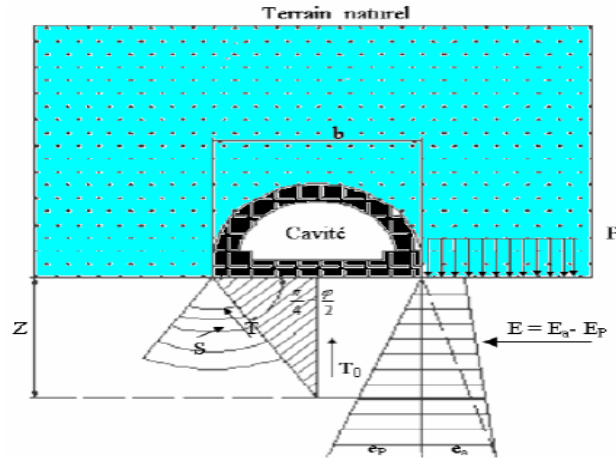


Figure E. 8 : La poussée au niveau de radier selon TSIMBRIEVITCH.

- A une profondeur z sous le radier, la valeur de la poussée des terres sera :

$$E_a = (p + z\gamma) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

- A la même profondeur z la valeur de la butée des terres sera :

$$E_p = z\gamma \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Pour $E_a = E_p$, la profondeur z vaut :

$$z = \frac{pka - 2c(\sqrt{kp} + \sqrt{ka})}{\gamma(kp - ka)}$$

Tel que :

$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$: coefficient de poussée des terres.

$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$: coefficient de butée des terres.

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

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

$$E = E_a - E_p$$

$$E = \frac{\gamma z}{2} (z + 2H) k_a - \frac{1}{2} \gamma z^2 k_p$$

Cette résultante peut être décomposée en deux composantes, T parallèle et S perpendiculaire à la série des plans de glissement :

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

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

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par les efforts venant des deux côtés 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** exerce son action suivant l'axe centrale verticalement. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une charge q soit par une forme contre voûte du radier, la charge doit être répartie sur la longueur **Y**, calculée par la formule suivante :

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

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

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

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer :

$$\sigma \leq \frac{4C}{1-\sin(\varphi)} (2 + \sin(\varphi)) \cos(\varphi)$$

Evaluation des charges appliquées sur la calotte :

D'après l'équation (III.2.1) :

- **Calcul de la hauteur de détente :**

$$h_{\max} = \frac{h}{2 \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)} = \frac{b}{2 \sin(\varphi)}$$

$$h_{\max} = \frac{10.32}{2 \sin(22)}$$

$$h_{\max} = \mathbf{13.77}$$

- **Calcul La largeur de la voûte de décharge :**

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

$$B = 10.32 + 2 \times 5.10 \times \tan\left(45 - \frac{22}{2}\right)$$

$$B = \mathbf{17.20 \text{ m}}$$

Calcul des paramètres équivalents des couches de sol :

Ces paramètres représentent l'équivalence des couches de sol situées au-dessus du tunnel. On les utilise pour le calcul des contraintes verticales et horizontales pour tenir compte de toutes les couches du terrain ; (**Tableau E. 2**).

Tableau E.2 : Couches de sol et leurs paramètres.

	Remblais(R)	Argile jaune(QA)	Argile marneuse(QM)	Sable jaune(TS)
Profondeur (m)	0 - 2.5	2.5 – 7.5	7.5 – 25.5	25.5 - 35
Poids volumique humide γ_h (KN/m ³)	19	20	21	21
Cohésion non drainée C_u (Kpa)	-	100	150	-
Angle de frottement ϕ' (°)	28	26	22	33
Cohésion effective C' (Kpa)	5	30	35	15
Module de déformabilité E (Mpa)	6	27	30	80

A)- Hauteur de couverture ou hauteur totale :

La couverture est égale à la somme des épaisseurs des couches qui se trouvent au-dessus du tunnel :

$$H = H(R) + H(Q_A) + H(Q_M)$$

$$H = 2.5 + 5 + 6$$

$$H = 13.5 \text{ m}$$

B)- Poids volumique équivalent :

La valeur du poids volumique équivalent s'obtient en faisant la moyenne arithmétique des poids volumiques des couches de sol :

$$\gamma_{\text{éq}} = \frac{\sum H_i \gamma_i}{\sum H_i}$$
$$\gamma_{\text{éq}} = \frac{2.5 \times 19 + 5 \times 20 + 6 \times 21}{2.5 + 5 + 6}$$

$$\gamma_{\text{éq}} = 20 \text{ KN/m}^3$$

C)- Angle de frottement équivalent :

La valeur de l'angle de frottement équivalent s'obtient en faisant l'arc tangente de la somme arithmétique des angles de frottement.

$$\varphi_{\acute{e}q} = \tan^{-1} \frac{\sum \tan \varphi_i H_i}{H}$$

$$\varphi_{\acute{e}q} = \tan^{-1} \frac{\tan 28 \times 2.5 + \tan 26 \times 5 + \tan 22 \times 6}{13.5}$$

$$\varphi_{\acute{e}q} = 24.64^\circ$$

D)- Cohésion équivalente :

La cohésion équivalente est calculée par la formule :

$$C_{\acute{e}q} = \frac{\sum C_i H_i}{H}$$

$$C_{\acute{e}q} = \frac{5 \times 2.5 + 30 \times 5 + 35 \times 6}{13.5}$$

$$C_{\acute{e}q} = 27.59 \text{ KN/m}^2$$

Evaluation des charges verticales appliquées sur la calotte :

A)- Méthode de TERZAGHI :

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

Coefficient de poussée active k généralement égale à 1.

Couche 1 (R) : $C = 5 \text{ KN/m}^2$; $\varphi = 28^\circ$; $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$; $h = 2.5 \text{ m}$

$$\sigma_{v1} = \frac{17.20 \times 19 - 2 \times 5}{2 \times 1 \tan(28)} \left[1 - e^{-\frac{2 \times 1 \times 2.5 \tan(28)}{17.20}} \right] + 30 e^{-\frac{2 \times 1 \times 2.5 \tan(28)}{17.20}}$$

$$\sigma_{v1} = 68.37 \text{ kpa}$$

Couche 2 (QA) : $C = 30 \text{ KN/m}^2$; $\varphi = 26^\circ$; $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$; $h = 5 \text{ m}$

$$\sigma_{v2} = \frac{17.20 \times 20 - 2 \times 30}{2 \times 1 \tan(26)} \left[1 - e^{-\frac{2 \times 1 \times 5 \tan(26)}{17.20}} \right] + 68.37 e^{-\frac{2 \times 1 \times 5 \tan(26)}{17.20}}$$

$$\sigma_{v2} = 123.37 \text{ kpa}$$

Couche 3 (QM) : $C = 35 \text{ KN/m}^2$; $\varphi = 22^\circ$; $\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$; $h = 6 \text{ m}$

$$\sigma_{v3} = \frac{17.20 \times 21 - 2 \times 35}{2 \times 1 \tan(22)} \left[1 - e^{-\frac{2 \times 1 \times 6 \tan(22)}{17.20}} \right] + 123.37 e^{-\frac{2 \times 1 \times 6 \tan(22)}{17.20}}$$

$$\sigma_{v3} = 181.59 \text{ kpa}$$

B)- Théorie de BIERBAUMER :

La contrainte verticale selon BIERBAUMER est donnée par l'équation :

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

Dans notre cas la couverture est faible ($13.5\text{m} < 15\text{m}$), donc : $\alpha = 1$

$$\begin{aligned}\sigma_v &= 20 \times 1 \times 13.5 \\ \sigma_v &= 270 \text{ kpa}\end{aligned}$$

C)- Théorie des poids des terres :

D'après l'équation:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q \\ \sigma_v &= (2.5 \times 19 + 5 \times 20 + 21 \times 6) + 30 \\ \sigma_v &= 303.5 \text{ kpa}\end{aligned}$$

D)- Théorie de PROTODIAKONOV :

En appliquant l'équation:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \gamma h_p = \gamma \times \frac{B}{2f} \\ \sigma_v &= 20 \times \frac{17.20}{0.46} \\ \sigma_v &= 373.91 \text{ kpa}\end{aligned}$$

Evaluation des charges horizontales appliquées sur la calotte :

A)- Méthode de TERZAGHI :

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

Tel que :

$$h_p = \frac{b}{2\sin(\varphi)} = \frac{10.32}{2\sin(24.64)} = 12.37 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20(0.5 \times 5.10 + 12.37)$$

$$\sigma_h = 89.52 \text{ kpa}$$

B)- Théorie de Soviétique :

- Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_2 k_a - 2C\sqrt{k_a}$$

Tel que : $h_2 = \frac{b}{\sin(2\varphi)} = \frac{10.32}{\sin(2 \times 24.64)} = 13.61 \text{ m}$

$$k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{24.64}{2} \right) = 0.412$$

$$\sigma_{h1} = 20 \times 13.61 \times 0.412 - 2 \times 27.59 \sqrt{0.412}$$

$$\sigma_{h1} = 76.73 \text{ kpa}$$

- Au niveau du radier :

$$\sigma_{h2} = \gamma(h_2 + y)k_a - 2C\sqrt{k_a}$$

$$\sigma_{h2} = 20(13.61 + 5.10) \times 0.412 - 2 \times 27.59 \sqrt{0.412}$$

$$\sigma_{h2} = 118.75 \text{ kpa}$$

C)- Théorie de PROTODOKONOV :

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

$$\sigma_h = 20 \times 5.10 \tan^2 \left(45 - \frac{24.64}{2} \right) \left[\frac{2}{3 \tan(24.64)} 10.32 + 5.10 \tan \left(45 - \frac{24.64}{2} \right) + \frac{5.10}{2} \right]$$

$$\sigma_h = 875 \text{ kpa}$$

D)- Théorie de Coulomb-Rankine :

On obtient la contrainte horizontale au niveau de la calotte

$$\sigma_{h1} = k_a \sigma_v$$

$$\sigma_{h1} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \times \sigma_v$$

$$\sigma_{h1} = \tan^2 \left(45 - \frac{24.64}{2} \right) \times 181.59$$

$$\sigma_{h1} = 74.73 \text{ kpa}$$

Celle au niveau du radier est donnée par l'équation :

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

$$\sigma_{h2} = \gamma y \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 5.10 \times 20 \tan^2 \left(45 - \frac{24.64}{2} \right) - 2 \times 27.59 \tan \left(45 - \frac{24.64}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 6.63 \text{ kpa}$$

On obtient :

$$\sigma_h = 74.73 + 6.63$$

$$\sigma_h = 81.36 \text{ kpa}$$

E)- Théorie des poids des terres :

$$\begin{aligned}\sigma_h &= k_a \times \sigma_v \\ \sigma_h &= \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \times \sigma_v \\ \sigma_h &= \tan^2 \left(45 - \frac{24.64}{2} \right) \times 181.59 \\ \sigma_h &= 74.82 \text{ kpa}\end{aligned}$$

Evaluation des charges appliquées sur la section globale :

Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement de la structure globale σ_v :

$$b = 10.32 \text{ m} \quad y = 9.10 \text{ m} \quad \varphi = 24.64^\circ$$

$$\begin{aligned}B &= b + 2y \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \\ B &= 10.32 + 2 \times 9.10 \times \tan \left(45 - \frac{24.64}{2} \right) \\ B &= 22 \text{ m}\end{aligned}$$

A)- Théorie de TERZAGHI:

$$\sigma_v = \frac{B\gamma - 2C}{2k \tan(\varphi)} \left[1 - e^{-\frac{2kH \tan(\varphi)}{B}} \right] \times 1.35 + qe^{-\frac{2kH \tan(\varphi)}{B}} \times 1.5$$

Couche 1 (R) : $C = 5 \text{ KN/m}^2$; $\varphi = 28^\circ$; $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$; $h = 2.5 \text{ m}$

$$\begin{aligned}\sigma_{v1} &= \frac{22 \times 19 - 2 \times 5}{2 \times 1 \times \tan(28)} \left[1 - e^{-\frac{2 \times 1 \times 2.5 \times \tan(28)}{22}} \right] \times 1.35 + 30 e^{-\frac{2 \times 1 \times 2.5 \times \tan(28)}{22}} \times 1.5 \\ \sigma_{v1} &= 98.83 \text{ kpa}\end{aligned}$$

Couche 2 (QA) : $C = 30 \text{ KN/m}^2$; $\varphi = 26^\circ$; $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$; $h = 5 \text{ m}$

$$\begin{aligned}\sigma_{v2} &= \frac{22 \times 20 - 2 \times 30}{2 \times 1 \times \tan(26)} \left[1 - e^{-\frac{2 \times 1 \times 5 \times \tan(26)}{22}} \right] \times 1.35 + 98.83 e^{-\frac{2 \times 1 \times 5 \times \tan(26)}{22}} \times 1.5 \\ \sigma_{v2} &= 223.34 \text{ kpa}\end{aligned}$$

Couche 3 (Q_M) : $C = 35 \text{ KN/m}^2$; $\varphi = 22^\circ$; $\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$; $h = 6 \text{ m}$

$$\sigma_{v3} = \frac{22 \times 21 - 2 \times 35}{2 \times 1 \times \tan(22)} \left[1 - e^{-\frac{2 \times 1 \times 6 \times \tan(22)}{22}} \right] \times 1.35 + 223.34 e^{-\frac{2 \times 1 \times 6 \times \tan(22)}{22}} \times 1.5$$

$$\sigma_{v3} = 398.28 \text{ kpa}$$

Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement de la structure globale σ_h :

$$b = 10.32 \text{ m} \quad y = 9.10 \text{ m} \quad B = 22 \text{ m}$$

L'équation nous donne la pression horizontale active selon *TERZAGHI* :

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

h_p : La hauteur du noyau de détente.

$$h_p = \frac{b}{2\sin(\varphi)} = \frac{10.32}{2\sin(24.64)}$$

$$h_p = 12.38 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20(0.5 \times 9.10 + 12.38)$$

$$\sigma_h = 101.58 \text{ KN/m}^2$$

A)- Théorie de *PROTODIAKONOV* :

En appliquant la formule :

$$\sigma_h = \gamma \times y \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \left[\frac{2}{3\tan(\varphi)} b + y \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{y}{2} \right]$$

$$\sigma_h = 20 \times 9.10 \tan^2\left(45 - \frac{24.64}{2}\right) \left[\frac{2}{3\tan(24.64)} 10.32 + 9.10 \tan\left(45 - \frac{24.64}{2}\right) + \frac{9.10}{2} \right]$$

$$\sigma_h = 1903.63 \text{ kpa}$$

B)- Théorie de *Coulomb-Rankine* :

- Sur la calotte :

$\sigma_{h1} = k_0 \sigma_v$: Pour revêtement définitif.

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

Sol argileux : $x_1 = 0.70$ $x_2 = 1.00$ $x_3 = 0.50$

$$k_0 = (1 - \sin(24.64)) \times 0.70 \times 1.00 \times 0.50$$

$$k_0 = 0.2$$

D'après l'équation :

$$\sigma_{h1} = 0.2 \times 398.28$$

$$\sigma_{h1} = \mathbf{79.66 \text{ kpa}}$$

- **Sur le radier :**

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

Tel que :

$$\sigma_{h2} = y \gamma \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 9.10 \times 20 \tan^2 \left(45 - \frac{24.64}{2} \right) - 2 \times 27.59 \tan \left(45 - \frac{24.64}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = \mathbf{39.58 \text{ kpa}}$$

$$\sigma_h = 79.66 + 39.58$$

$$\sigma_h = \mathbf{119.25 \text{ kpa}}$$

C)- L'expérience Soviétique :

$$h_2 = \frac{b}{\sin(2\varphi)} = \frac{10.32}{\sin(2 \times 24.64)}$$

$$h_2 = \mathbf{13.62 \text{ m}}$$

- **Au niveau de la calotte :**

$$\sigma_{h1} = \gamma h_2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

On néglige la cohésion pour plus de sécurité.

$$\sigma_{h1} = \gamma h_2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h1} = 20 \times 13.62 \tan^2 \left(45 - \frac{24.64}{2} \right)$$

$$\sigma_{h1} = \mathbf{112.20 \text{ kpa}}$$

- **Au niveau du radier :**

$$\sigma_{h2} = \gamma(h_2 + y) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 20(13.62 + 9.10) \tan^2 \left(45 - \frac{24.64}{2} \right) - 2 \times 27.59 \tan \left(45 - \frac{24.64}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = \mathbf{151.82 \text{ kpa}}$$

D)- Théorie des poids des terres :

La pression horizontale active d'après la méthode des poussées des terres est donnée par :

$$\begin{aligned}\sigma_h &= k_a \times \sigma_v \\ \sigma_h &= \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \times \sigma_v \\ \sigma_h &= \tan^2 \left(45 - \frac{24.64}{2} \right) \times 398.28 \\ \sigma_h &= 163.89 \text{ kpa}\end{aligned}$$