



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



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

جامعة سعد دحلب - البليدة -

UNIVERSITE SAAD DAHLEB - BLIDA -

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 EN GENIE CIVIL

Option : *GEOTECHNIQUE*

Thème

**Etude du rameau de connexion de
l'extension E - ligne 1 El Harrach-
Aéroport international du métro d'Alger**

Réalisé par :

DAHAS AMINA

LARIBI ZAKARIA ABDESSALLAM

Encadré par :

Mme SEBAI BELKACEMI S.

PROMOTION : 2019

Remerciements

Tous d'abords nous remercions, dieu qui nous a donné la santé, la force, le courage et la patience afin d'accomplir ce travail.

Tous nos remerciements les plus sincères et profonds à notre promotrice

M^{me} S. Sebai Belkacemi

Pour le développement continu de ce travail, ainsi que pour ses conseils précieux et judicieux.

Nous tenons à exprimer notre gratitude à la société COSIDER TP et l'ensemble de ses employés pour nous avoir proposé ce projet et de nous avoir accueillis.

Nous tenons à remercier profondément Monsieur Yazid, un Géologue à COSIDER TP pour son accueil, ses conseils, sa courtoisie et également de nous avoir facilité grandement le travail dans ce projet et surtout d'avoir partagé avec nous toute son expérience et son savoir faire.

Nos remerciements s'adressent également à Monsieur HANNACHE Hocine ingénieur COSIDER TP pour son aide et son explication pertinente qui nous ont été d'une grande utilité.

Nous remercions le président et les membres du jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

Nous tenons à remercier l'ensemble des enseignants de l'U.S.D.B

Nous adressons nos plus sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail, sans oublier nos camarades de génie civil.

Dédicace

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

Je dédie ce modeste travail

A mon très cher père

La source de tendresse, de patience et de générosité, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour lui. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as accomplis pour mon éducation et ma formation.

A ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai jamais te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes cotés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mes chers frères Mouhamed et Ishak

A l'aimée de mon cœur ma petite sœur Allae

A ma très chère grand-mère

Que dieu vous garde et je souhaite une bonne santé

A mon chère Yazid, la personne qui ma soutenu moralement, ma source de joie et de bonheur, pour ces encouragement et l'aide qu'il m'a toujours accordé dans se travail.

A ma très chère cousine Hadjar

A mes tantes et à mes oncles et à toute la famille

A mes amis, Oumelkheir, Yousra, Yasmine, Amina, Marwa, Sarah, Bouchra, Meriem, Sarah, Zineb.

AMINA.D

Dédicaces

*Tout d'abord, je remercie Dieu le tout puissant qui m'a guidé et qui
M'a donné la force, la santé, la volonté et la patience afin d'accomplir
Ce modeste travail.*

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements
À mes chers parents qui par leurs prières et leurs
Encouragements, j'ai pu surmonter tous les obstacles.*

*A mes chères sœurs, et Mon cousin **Abdel Moneim**,*

Avec qui j'ai étudié ensemble et choisi le même chemin jusqu'ici.

*Ce sont surtout mes amis **Saadi.Manel** et **Arabe.Manel***

Qui m'ont aidé à étudier et à travailler ensemble pendant

Deux ans et qui leur ont laissé le temps d'échanger des idées, en

Particulier pendant la période des tests et pour obtenir de bons résultats.

*Je remercie également ma meilleure amie, **chourak Nabila***

Qui a été à mes côtés tout le temps ces derniers temps.

Et me fournir tout le soutien matériel et moral.

*Un spécial dédicace a **Amina.Mellout** de m'avoir faire confiance et
très heureux du pouvoir l'aider.*

*Je remercie également mon amie **Bouakkaz .yousra** qui a été une aide pour
Moi au cours de la dernière période et étudie ensemble.*

Merci pour tous les bons moments passés ensemble.

*Je remercie aussi tous les étudiants de **master1 géotechnique***

Qui ont mis leur confiance en moi pour que je puisse les aider.

Enfin, ma sincère gratitude à mes amis.

Je suis reconnaissant à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin

Loin du développement et de la promotion de ce travail, en 2019 Surtout

*Mon partenaire **DAHAS. Amina** Un partisan de ce travail avec moi Toute l'année.*

MERCI

Laribi.Zakaria

ملخص

يتعلق مشروع نهاية دراستنا بدراسة النفق الفرعي الرابط بين عمود التهوية و النفق الرئيسي، وهو جزء من مشروع خط التمديد الأول E لمترو الجزائر، الذي يربط مركز الحراش بالمطار الجزائر الدولي مروراً بباب الزوار.

قمنا بتقييم دراسة الدعم المؤقت، حيث تم اختيار عوارض حديدية من نوع HEB و خرسانة مرشوشة، يتكون البنية النهائي للنفق من طبقة خرسانة مسلحة بسمك 30 سم.

لتقييم عملية ترسب التربة وحساب القوى الداخلية قمنا باستخدام برنامج PLAXIS، و للتسليح برنامج SOCOTEC.

الكلمات الرئيسية: النفق، الدعم المؤقت، البنية النهائي،

Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude de la galerie du rameau de connexion reliant le puits de ventilation PV6 et le tunnel principal faisant partie du projet de l'extension E de la ligne 1 du métro d'Alger, reliant El Harrach centre – Bab Ezzouar – Aéroport international d'Alger.

Le soutènement provisoire est constitué de cintre HEB 120 et d'une couche de 5cm de béton projeté. Le logiciel PLAXIS a été utilisé pour modéliser le revêtement définitif, il a permis d'évaluer les déplacements dans le tunnel et déterminer les efforts internes. Une armature de 5HA25 a été déterminée comme ferrailage du revêtement définitif par le logiciel SOCOTEC.

Mots clés : tunnel, soutènement provisoire, tassement, stabilité du front de taille, revêtement définitif.

abstract

Our Master's thesis concerns the study of the tunnel of a connecting branch between the ventilation shaft and the main tunnel forming part of the extension E project of line 1 of the Algiers metro, linking El Harrach center – Bab Ezzouar – Algiers International Airport.

In view of this, we evaluated the support retaining wall study consists of HEB120 arch and projected concrete. The final coating of the tunnel is formed by a reinforced concrete layer of 30 cm.

We used PLAXIS software to evaluate displacements and calculate internal forces, and armature of 5HA25 determined as reinforcement of the final coating by SOCOTEC software.

Key words: tunnel, support, settlement, face stability, lining.

Table des matières	
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET	
I.1 Introduction	2
I.2 Historique du métro d'Alger	2
I.3 Présentation du rameau de connexion	3
I.4 Présentation du rameau de connexion.....	5
I.5 Conclusion.....	7
CHAPITRE II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE	
II.1 Introduction.....	8
II.2 Classification de tunnel.....	8
II.3 Méthodes de creusement.....	8
II.4 Techniques de creusement.....	9
II.5 Soutènement.....	9
II.5.1 Les différents types de soutènement.....	10
II.5.1.1 Le béton projeté.....	10
II.5.1.2 Les cintres métalliques.....	10
II.5.1.3 Soutènement par les boulons.....	11
II.5.1.4 Voussoirs préfabriqué.....	12
II.5.2 Pré- Soutènement.....	13
II.6 La nouvelle méthode autrichienne NATM.....	13
II.7 Choix du soutènement.....	14
II.8 Dimensionnement du soutènement.....	15
II.8.1 Tracé de la courbe de convergence du terrain.....	17
II.8.2 Tracé de la courbe de confinement du soutènement.....	18
II.9 Vérification de la stabilité du front de taille.....	19
II.9.1 Facteur de charge.....	19
II.10 Vérification au risque de soulèvement du radier.....	20
II.11 Tassement en surface.....	23
II.11.1 Méthodes empiriques et semi empiriques des tassements.....	24
II.12 Revêtement.....	27

II.12.1 Le revêtement en béton coffre non-armé.....	27
II.12.2 Le revêtement en béton coffre armé.....	28
II.12.3 Le revêtement en béton projeté.....	28
II.12.4 Le revêtement en voussoirs préfabriqués.....	28
II.13 Conclusion.....	29
CHAPITRE III : RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DU SITE	
III.1 Introduction.....	30
III.2 Conditions géologiques et hydrogéologiques	31
III.3 Conditions sismiques.....	31
III.4 Prospection et essais in situ et en laboratoire.....	32
III.4.1 Résultats des essais in situ.....	33
III.4.2 Résultats des essais de laboratoire.....	34
III.5 Paramètres drainés des sols.....	35
III.6 Synthèse des paramètres géotechniques.....	36
III.7 Conclusion	37
CHAPITRE IV : ETUDE DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE	
IV.1 Introduction.....	38
IV.2 Dimensionnement du soutènement au niveau du tunnel.....	38
IV.2.1 Choix du soutènement selon les recommandations de l'AFTES.....	39
IV.2.2 Calcul et Vérification du soutènement.....	41
IV.2.3 Vérification de la stabilité du front de taille.....	44
IV.2.4 Vérification au risque de soulèvement du radier.....	45
IV.3 Calcule le tassement en surface.....	45
IV.4 Conclusion.....	47
CHAPITRE V : CALCULE DE REVETEMENT DEFINITIF	
V.1 Introduction.....	48
V.2 Présentation du logiciel PLAXIS.....	48
V.3 Procédure de modélisation	48
V.4 Modélisation du tunnel.....	51

V.4.1 Conditions aux limites	51
V.4.2 Génération du maillage.....	52
V.4.3 Contraintes initiales	52
V.4.4 Procédures de calculs.....	53
V.5 Présentation des résultats.....	54
V.5.1 Soutènement provisoire	54
V.5.1.1 déformation du tunnel.....	54
V.5.1.2 Calcul des déplacements.....	54
V.5.2 Le revêtement définitif.....	57
V.6 CALCUL LE FERRAILLAGE.....	61
V.7 Conclusion.....	63
CONCLUSION GENERALE.....	64
REFERENCES	65
ANNEXE A	66
ANNEXE B	93
ANNEXE C	96

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I.1	Tracé du réseau de métro d'Alger	2
Figure I.2	Image satellite représente la relation entre le puits ventilation, le rameau et le tunnel de voie	3
Figure I.3	Géométrie du tracé du rameau de connexion reliant le puits de Ventilation 6 au tunnel principal	3
Figure I.4	Vue en plan du projet et section transversale du rameau de connexion	4
Figure I.5	Représentation 3D du puits ventilation de métro d'Alger	4
Figure I.6	Exécution du puits de ventilation PV6– Extension E de la ligne 1 du métro D'Alger	5
Figure I.7	Attaque du rameau de connexion à partir du puits de ventilation PV6.	6
Figure I.8	Mise en place des cintres métalliques après l'excavation	6
Figure I.9	Mise en place du treillis soudé entre les cintres métalliques	7

CHAPITRE II: SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure II.1	Mise en place du béton projeté	10
Figure II.2	Exemple de renforcement de sol par les boulons des fibres de verre	12
Figure II.3	Exemple des voussoirs préfabriqué	13
Figure II.4	Les Courbes de convergence du terrain, de confinement du soutènement et assemblage	16
Figure II.5	Représentation des pressions agissant sur le radier selon la théorie de Tsimbarievich	21
Figure II.6	Schéma illustrant la méthode de calcul de la poussée agissant sur le radier selon Tsimbarievich	22
Figure II.7	Forme du tassement en surface	24
Figure II.8	Mouvement de sol. Perte de volume	25
Figure II.9	Profil gaussien de la cuvette de tassement de surface	25
Figure II.10	Abaque permettant d'estimer la largeur de la cuvette de tassement en fonction de la nature du terrain et des caractéristiques géométriques du tunnel (Peck, 1969).	27

CHAPITRE III: RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

Figure III.1	plan d'emplacement des sondages carottés au niveau de l'ouvrage.	30
Figure III.2	Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national.	31

CHAPITRE IV: ETUDE DE SOUTENEMENT PROVISOIRE

Figure IV.1	Coupe lithologique au niveau du tunnel	38
Figure IV.2	La courbe de convergence du terrain et confinement du soutènement au tunnel	43

CHAPITRE V: CALCUL DE REVETEMENT DEFINITIF

Figure V.1	Génération des conditions aux limites	51
Figure V.2	Génération du maillage	52
Figure V.3	Les pressions interstitielles initiales (Conditions hydraulique)	52
Figure V.4	Phases de calcul	53
Figure V.5	Schéma de déformation du tunnel	54
Figure V.6	Le déplacement horizontal (u_x).	55
Figure V.7	Le déplacement vertical (u_y).	55
Figure V.8	Le déplacement total u_{tot}	56
Figure V.9	La contrainte effective	57
Figure V.10	le déplacement horizontal de revêtement définitif.	57

Figure V.11	déplacement verticale de revêtement définitif	58
Figure V.12	déplacement total de revêtement définitif	58
Figure V.13	Schéma représentant le diagramme des moments fléchissant	59
Figure V.14	Effort tranchant	60
Figure V.15	Effort normal	60
Figure V.16	Calcul de Section en Flexion Composée	61
Figure V.17	Résulta calcul de Section en Flexion Composée.	62
Figure V.18	représenté le choix d'armature	63

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II: SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau II.1	de recommandation selon l'AFTES du type de soutènement relatif au critère d'hydrologie	15
Tableau II.2	Expression de la raideur et de la pression maximale pour chaque type de soutènement (Bouvard et al, 1995)	19
Tableau II.3	Facteur de charge ou facteur de stabilité N_t (Peck, 1969)	20

CHAPITRE III: RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

Tableau III.1	Les valeurs du coefficient d'accélération A selon RPA99	31
Tableau III.2	Résumé des travaux de prospection et essais réalisés dans le rameau de Connexion (d'après le rapport géotechnique du projet).	32
Tableau III.3	Résumé des résultats des essais pénétration standard SPT réalisés dans le rameau de connexion SC54 (Rapport géotechnique de projet)	33
Tableau III.4	Résumé des résultats des essais pressiométriques réalisés dans le rameau de connexion (Rapport géotechnique du projet).	33
Tableau III.5	Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans la campagne de prospection complémentaire pour obtentions des paramètres physiques des sols (d'après le rapport géotechnique du projet).	34
Tableau III.6	Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans la Campagne de Prospection Complémentaire pour obtentions des paramètres mécaniques des sols (d'après le rapport géotechnique du projet)	34
Tableau III.7	Valeurs typiques de c' et φ' (Wilun et Starzewski, 1975)	35
Tableau III.8	Paramètres géotechniques des terrains constituant le sous-sol du projet (d'après le rapport géotechnique du projet).	37

CHAPITRE IV: L'ETUDE DE SOUTENEMENT PROVISOIRE

Tableau IV.1	Récapitulatif des recommandations de l'AFTES pour le choix de soutènement de l'excavation au niveau du tunnel	40
Tableau IV.2	Volume de terrain perdu et qualité de la pratique du creusement (<i>James E. Monsees, 1996</i>)	46

CHAPITRE V: CALCULE DE REVETEMENT DEFINITIF

Tableau V.1	Paramètres du soutènement provisoire au niveau du tunnel	50
Tableau V.2	Paramètres du revêtement définitif au niveau du tunnel	51
Tableau V.3	Résultats des déplacements dûs au creusement du tunnel	56
Tableau V.4	Résultats des déplacements de revêtement définitif	59
Tableau V.5	Sollicitations internes pour le calcul du ferrailage	62

LISTE DES SYMBOLES

• la méthode convergence-confinement

σ_0	Contrainte initiale isotrope dans le terrain
R_c	La résistance à la compression simple
P	pression du soutènement correspondant au point considéré de la courbe caractéristique du terrain
C	Cohésion
φ	Angle de frottement interne
R	rayon de tunnel.
E_b	Module d'élasticité de béton
u	déplacement radial du soutènement
K_s	la raideur du soutènement, égale à la somme des raideurs des soutènements qui le constituent
K_{bp}	la raideur du béton projeté
e	épaisseur du béton
K_c	raideur du cintre HEB 120
E_a	module d'élasticité de l'acier
E	module d'élasticité
ν	coefficient de Poisson
σ_{bmax}	Contrainte limite admissible du béton
S	section du cintre
σ_a	Résistance de l'acier
u_{eq}	Le déplacement du terrain à l'équilibre
P_{eq}	La pression exercée par le terrain à l'équilibre
λ_a	Le taux de déconfinement
λ	taux de déconfinement du terrain en comportement élastique au front de taille
G	Module de cisaillement du terrain

• Vérification de la stabilité du front de taille

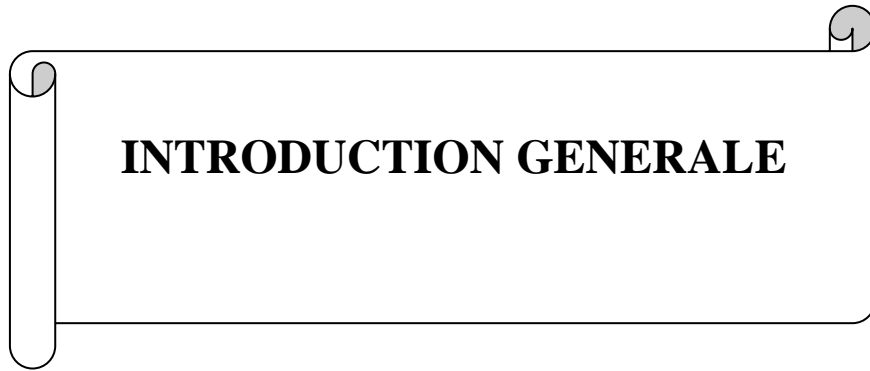
N_t	La facture de charge
P_z	la pression verticale
s_u	la cohésion non drainée du terrain
P_a	la pression atmosphérique

• Vérification au risque de soulèvement du radier

x	profondeur de terrain exerçant la poussée sur le radier
C	la cohésion du terrain
γ	Poids volumique de terrain
φ	L'angle de frottement du terrain
P	La pression verticale due au poids des terres au-dessus du radier

- **Calcul du tassement en surface**

i	la distance du point d'inflexion de la cuvette
R	le rayon de tunnel
V_s	le volume de la cuvette
S_{max}	le tassement maximal en surface
V_{tunnel}	le volume de tunnel
L	la longueur décousu (la distance entre les cintres égal 1m)
Z	la profondeur à l'axe de tunnel
VL	le volume perdu en souterrain
D_{initial}	Diamètre initial de tunnel
D_{final}	Diamètre du tunnel à l'équilibre terrain/soutènement



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Dans les zones fortement urbanisées, le creusement d'ouvrage peut engendrer des désordres importants aux structures existantes, et les conséquences des accidents peuvent être graves et touchent à la fois l'ouvrage, les personnes, l'environnement et l'économie. Ainsi, une estimation correcte des tassements est essentielle afin de concevoir les systèmes de soutènement et pré soutènement les plus adaptés aux conditions géotechniques du site où sera réalisé l'ouvrage. Ces systèmes peuvent ensuite être modifiés sur la base des mesures prises in situ en cours des travaux d'exécution.

Le présent travail consiste en l'étude de la stabilité et le dimensionnement du soutènement provisoire de la galerie d'un rameau de connexion faisant partie de l'extension E de ligne 1 du métro d'Alger reliant El Harrach Centre - Bab Ezzouar - Aéroport International d'Alger.

Notre travail se résume en cinq chapitres, le premier chapitre comporte la présentation du projet de tunnel de l'extension E de ligne 1 du métro d'Alger. Le deuxième chapitre est consacré à la partie recherche bibliographique sur les différentes techniques de creusement, le dimensionnement de soutènement de la paroi de l'excavation et l'étude de la stabilité du front de taille ainsi que les méthodes de calcul du tassement en surface provoqué par le creusement de tunnel. Le troisième chapitre présente les résultats des campagnes de reconnaissance géotechnique et géologique par les bureaux d'études et les laboratoires. Dans le quatrième chapitre nous avons fait une étude détaillée du soutènement provisoire de l'excavation, calculé le tassement en surface et vérifié la stabilité du front de taille. Dans le dernier chapitre on a étudié le revêtement définitif à l'aide du logiciel Plaxis 2D et son ferrailage en utilisant le logiciel SOCOTEC. Enfin, ce mémoire se termine par une conclusion générale.



CHAPITRE I
PRESENTATION DE PROJET

I.1 INTRODUCTION

La ville d'Alger, capitale administrative et centre économique, s'est développée à un rythme très élevé au cours des deux dernières décennies. Ainsi d'un million d'habitants en 1966, la population dépasse actuellement les trois (03) millions d'habitants.

En conséquence de cette croissance, les problèmes de circulation et de transport se présentent avec acuité. La demande de déplacement par le transport en commun ne peut être satisfaite par les moyens actuels, ce qui nécessite la mise en place d'un moyen de transport de grande capacité, régulier, dont puissent bénéficier toutes les couches de la population.

I.2 HISTORIQUE DU MÉTRO D'ALGER

Le métro d'Alger est un réseau ferroviaire de transport urbain de type métro desservant la ville d'Alger. Le premier projet de métro d'Alger date de 1928, mais il ne verra jamais le jour. L'initiative du métro actuel est lancée à la fin des années 1970 afin de parer à l'explosion démographique de la ville d'Alger et au besoin de transport collectif qui en résulte. Lancée dans les années 1980, sa construction est ralentie du fait de difficultés financières et de l'insécurité dans les années 1990. Le projet est relancé en 2003.

Nous nous intéressons, ici, au rameau de connexion entre le puits ventilation PV6 et le tunnel principal faisant partie du projet de l'extension E de la ligne 1 du Métro d'Alger, reliant El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger (Fig. I.1).

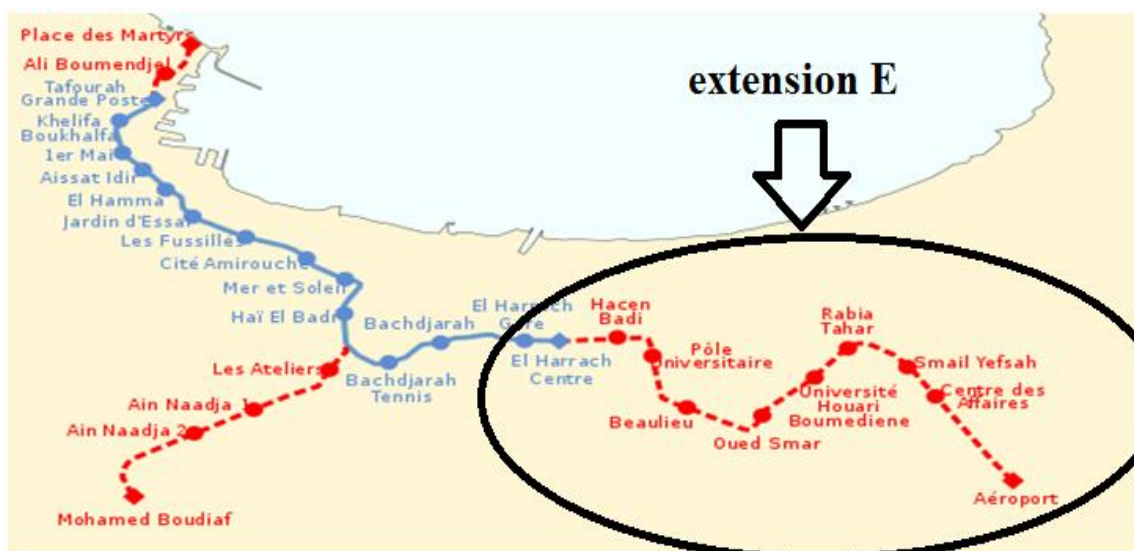


Figure I.1 : Tracé du réseau de métro d'Alger.

I.3 PRESENTATION DU RAMEAU DE CONNEXION

Le présent travail s'intéresse à l'étude du rameau de connexion entre le puits de ventilation PV6 et le tunnel de voie reliant les stations Université Houari Boumediene et cité universitaire, et faisant partie de l'extension E de la ligne 1 du métro d'Alger qui relie El Harrach Centre - Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger (Fig. I.2)



Figure I.2 : Image satellite représentant le rameau de connexion entre le puits ventilation PV6 et le tunnel de voie – extension E – ligne 1 du métro d'Alger.

Le rameau de connexion est un tunnel secondaire qui relie le puits de ventilation et le tunnel principal du métro, il s'étend sur une longueur d'environ 90 mètres. Le rameau de connexion se trouve à une profondeur de 20m de la surface, la section transversale de la galerie est en forme de fer à cheval (Fig.I.4) avec les dimensions de 6,97m de hauteur et 8,94m de largeur.

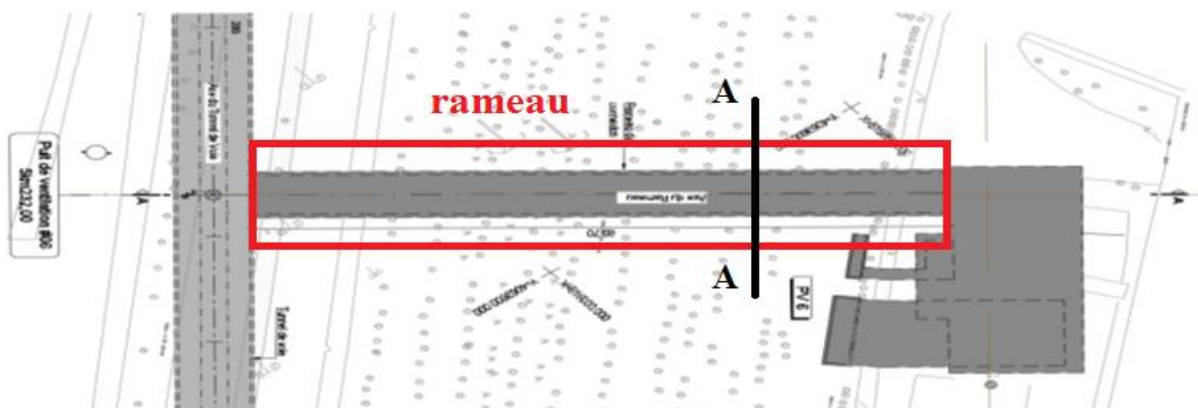


Figure I.3 : Géométrie du tracé du rameau de connexion reliant le puits de Ventilation 6 au tunnel principal (d'après le rapport géotechnique du projet).

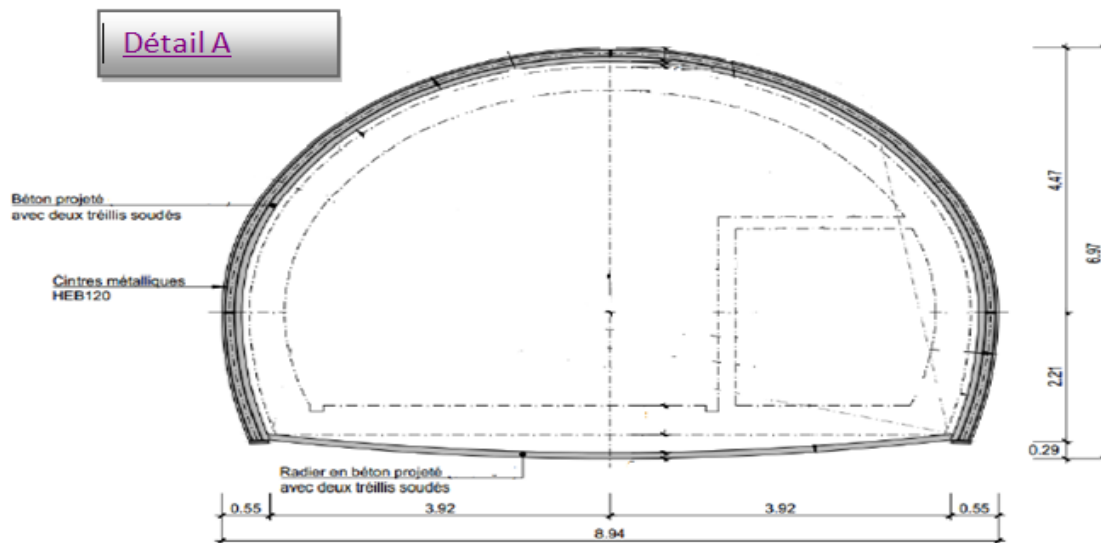


Figure I.4: Vue en plan du projet et section transversale du rameau de connexion (d'après le rapport géotechnique du projet).

Le rameau est principalement utilisé pour les systèmes de ventilation du tunnel pour les chemins de fer mais utilisés aussi pour fournir des conditions d'évacuation sûres aux personnes qui fuient en cas d'incendie.

La figure I.5 est une représentation axonométrique qui montre le contexte du projet étudié : le tunnel principal de voie, le puits de ventilation et le rameau de connexion les reliant.

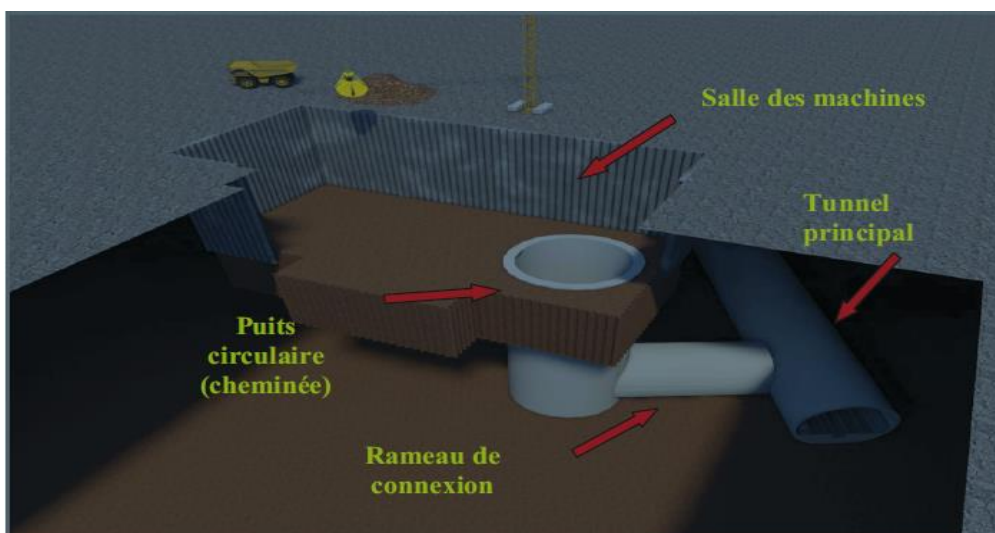


Figure I.5 : Représentation en 3D du contexte de notre projet : puits ventilation – rameau de connexion et tunnel de voie du métro d'Alger (d'après le rapport géotechnique du projet).

I.4 PRESENTATION DU Puits DE VENTILATION

Le puits de ventilation est implanté en général au milieu de deux stations, mais si les situations environnantes ne le permettent pas, cet ouvrage est localisé dans l'endroit le plus approprié. Il contient plusieurs éléments :

- Une salle des machines pour l'emplacement des différentes machines utilisées en phase d'exploitation ou de réalisation.
- Escalier pour permettre l'accès au tunnel.
- Rameau qui relie le puits et le tunnel principal.

Ce puits sera situé dans un terrain vide au Nord la Route de Bab Ezzouar, donc aucun bâtiment ne sera impacté par les travaux de construction, comme on peut le voir dans la Figure I.2. L'excavation associée à l'exécution du puits aura une longueur de 45,0 m, une largeur de 17,00 m et une profondeur maximale d'environ 27,5 m.



Figure I.6 : Exécution du puits de ventilation PV6– Extension E de la ligne 1 du métro d'Alger, (Photo prise le 25 mars 2019 par les auteurs).

Le puits de ventilation en tunnel a pour rôle, en situation normale d'exploitation, de maintenir la quantité d'air au niveau requis et la température de confort dans l'ouvrage tunnel. En cas d'incendie, il a pour rôle le désenfumage du tunnel, aussi de mettre les usagers à l'abri des fumées pour qu'ils puissent évacuer le tunnel et dans un second temps, de permettre l'intervention des services de secours et de lutte contre l'incendie.

C'est un ouvrage qui comprend une gaine de ventilation et des sorties de secours afin de limiter la propagation d'incendie et d'évacuer les voyageurs en toute sécurité.

Au fil de nos visites sur site des travaux d'exécution du rameaux en mois de février et mars 2019, plusieurs photos ont été prises, elles sont présentées dans les figures I.7 à I.9 qui montrent, respectivement, le début de l'attaque du rameau de connexion à partir du puits de ventilation PV6 ; la préparation de la mise en place de cintres métalliques après excavation et la mise en place du treillis soudé.



Figure I.7 : Attaque du rameau de connexion à partir du puits de ventilation PV6 (photo prise le 25 février 2019 par les auteurs).



Figure I.8 : Préparation de la mise en place des cintres métalliques après l'excavation (photo prise le 25 février 2019 par les auteurs).



Figure I.9: Mise en place du treillis soudé entre les cintres métalliques (photo prise le 25 février 2019 par les auteurs).

I.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté une description générale du contexte de notre projet, qui consiste en l'étude du rameau de connexion reliant le puits de ventilation PV6 et le tunnel voie qui fait partie de l'extension E de la ligne 1 du métro d'Alger reliant El Harrach centre à Bab Ezzouar. La situation géographique et les caractéristiques géométriques du rameau et du puits de ventilation ont été présentées.



CHAPITRE II
SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

II.1 INTRODUCTION

Un tunnel est un ouvrage enterré construit par percement dans les terrains vierges, sans déblaiement des masses de terre supérieures. IL est définie comme étant une galerie souterraine livrant passage à une voie de Communication (chemin de fer, canal, route, chemin, piétonnier).

Les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvel les infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses.

II.2 CLASSIFICATION DE TUNNEL

Il ya plusieurs paramètres de classification des tunnels, comme la destination (tunnel de communication, galerie de transport), la forme de tunnel (circulaire plein ou tronquée, elliptique plein ou tronquée, parabolique plein ou tronquée, rectangulaires), la géologie et la géotechnique (tunnels en terrains meubles, tunnels en terrains semi-rocheux, tunnels en terrains rocheux).

II.3 METHODES DE CREUSEMENT

Le choix de la méthode de creusement est un point décisif du projet d'un point de vue financier et planification.

Les différents procédés d'excavation peuvent se faire suivant différent modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré :

- Creusement à pleine section : est bien adapté aux terrains homogènes sur une grande longueur, nécessitant un soutènement léger tel que le boulonnage et le béton projeté.
- Creusement en demi-section: plutôt adapté en présence de terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Pour ce type de creusement, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps.
- Creusement en section divisée: est choisi quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille. Il consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement final. Cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée.

II.4 TECHNIQUES DE CREUSEMENT

Une technique de construction doit permettre l'abattage et la stabilisation du terrain tout en respectant certains critères d'économie et de rapidité. Plusieurs techniques existent et leur emploi varie selon le type de projet (géométrie de l'ouvrage, profondeur), on distingue trois techniques de creusement :

- Creusement à l'explosif : a été la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée. Il peut aussi être utilisé dans tous les types de terrain, sauf les sols meubles. Ce type de creusement convient à des tunnels de sections de formes géométriques variées et réalisés en pleine section ou en section divisée.
- Creusement à attaque ponctuelle : Cette méthode de creusement est une technique mécanique, est exécutée par l'emploi d'une machine à attaque ponctuelle permet de creuser n'importe quel profil de dimension variable. Cette machine généralement montée sur un châssis automoteur à chenilles ce châssis 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. Dans cette technique il existe les trois méthodes de creusement (plein section, demi-section et section divisé).
- Creusement au tunnelier (TBM) : Cette méthode convient particulièrement au creusement de tunnels en zones urbaines et pour des tunnels de grande longueur. Dans les terrains meubles, on utilise des foreuses rotatives qui creusent en pleine section circulaire, équipées d'une tête de foration et pourvues d'un poste de guidage. Le tunnelier assure l'excavation des terrains, l'évacuation des déblais et fournit le soutènement provisoire avant l'installation d'un soutènement final.

II.5 SOUTÈNEMENT

Le soutènement est un système de protection et d'assurance de la stabilité de l'ouvrage contre tous les incidents d'instabilité survenue pendant l'exécution des travaux en exerçant une certaine pression contre le terrain et en supportant le poids du toit de la galerie creusé.

Le rôle du soutènement est permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions, en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité.

II.5.1 Les différents types de soutènement

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

- Le béton projeté ;
- Les cintres ;
- Les boulons ;
- Les voussoirs préfabriqués.

II.5.1.1 Le béton projeté

Le béton projeté est un béton propulsé sur un support sous forme de jet, il est utilisé comme soutènement dans les tunnels car il apporte un confinement immédiat, il est également utilisé en technique de réparation.

Le béton projeté de soutènement peut remplir plusieurs rôles en fonction des propriétés mécaniques du terrain et de la profondeur de l'ouvrage.



Figure II.1: Mise en place du béton projeté (photo du métro d'Alger).

II.5.1.2 Les cintres métalliques

Ce sont des profilés métalliques normalisés (IPE, HEA, HEB, etc.) cintrés selon la géométrie du tunnel et qui servent à soutenir le terrain. Le plus proche possible du front, on vient placer un soutènement, en attendant le revêtement. Il est de plus en plus prévu pour participer à la reprise des efforts du terrain à long terme, parfois il peut même rester le seul chemisage du tunnel après son achèvement lorsque la configuration hydrogéologique le permet. Il a un rôle de protection et de sécurité pour le personnel travaillant sous terre (chutes de petits blocs), de

supportage pour assurer la stabilité des gros blocs et de confinement pour limiter la convergence du terrain. L'espace non-soutenu durant le travail au front s'appelle le découu. Selon la qualité du terrain, le découu peut aller de quelques décimètres à plusieurs mètres.

Il existe plusieurs types de cintres on en citera trois :

➤ **Les cintres lourds:** généralement de type HEB, en raison de leur inertie, ils sont capables dans la majorité des cas, de ralentir et de limiter les déformations du terrain encaissant, toutefois ils peuvent être sujets à des ruptures brutales si les pressions exercées dépassent leur capacité de résistance.

➤ **Les cintres coulissants:** les éléments d'un même cintre sont assemblés de manière à permettre le coulissement contrôlé des profils métalliques l'un par rapport à l'autre. Le coulissement se produit lorsque les efforts normaux dépassent la résistance du cintre ce qui permet une petite expansion du terrain et donc une réduction de l'effort supporté par le cintre.

➤ **Les cintres réticulés:** ce type de cintres ne fonctionne que noyé dans du béton projeté.

II.5.1.3 Soutènement par les boulons

Le boulonnage est une technique de soutènement qui s'est développée d'abord dans le secteur minier avant de se propager dans le domaine. Nous pouvons en distinguer trois catégories :

➤ **les boulons à ancrage ponctuel :** consiste à relier le plan de la surface excavée à un point profond. Ils sont fixés au rocher à leur extrémité par une coquille qui s'écarte lorsqu'on visse la tige. Sur la paroi, on visse l'écrou du boulon sur une plaquette. On privilégiera ces boulons pour les roches dures. ils permettent une mise en œuvre rapide ainsi que son efficacité immédiate et la pression de confinement appliquée est connue.

➤ **Les boulons à ancrage réparti :** consiste à sceller des barres métalliques sur toute leur longueur dans le trou d'ancrage. On cite les trois types :

- Boulons scellés à la résine ;
- Boulons scellés au mortier ;
- Boulons scellés au coulis.

➤ **Les boulons en fibre de verre:** sont utilisés dans les tunnels creusés au traditionnel, dans le but de renforcer le front de taille et éviter ainsi l'extrusion du noyau lors de l'excavation.



Figure II.2: Exemple de renforcement de sol par les boulons des fibres de verre.

Les boulons fibre de verre peuvent être en barre ronde pleine, en barre ronde creuse, tubulaires, en barres plate à section rectangulaire et en barre à section Y.

La technique consiste à insérer des chevilles de fibre de verre sous-horizontales dans le noyau en avant de la face de l'excavation. Ces chevilles sont reliées de manière continue au terrain environnant par injection de mortier dans les forages.

II.5.1.4 Voussoirs préfabriqués

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. Il existe bien entendu de nombreux types de voussoirs, en béton que l'on peut classer en deux catégories principales : 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.

Ces voussoirs, directement dérivés des voussoirs métalliques, présentent toutefois l'inconvénient, à inertie égale, d'un plus fort encombrement que les voussoirs pleins, donc nécessitent un volume d'excavation plus important. 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 II.3: Exemple des voussoirs préfabriqués.

II.5.2 Pré- Soutènement

Le pré-soutènement consiste donc à créer une structure qui joue un rôle de soutènement en avant du front de taille, il contribue à préserver l'intégrité du terrain se trouvant au tour du front de taille.

On utilise généralement le pré-soutènement dans les terrains peu résistants, dans des terrains à déformabilité importante (pour limiter les tassements), et dans des cas particuliers comme démarrage du creusement, et passage de zones broyées ou défailles, reprise d'éboulement. Il existe 4 types de pré-soutènement :

- Voûte-parapluie
- Pré-voûte
- Anneau renforcé
- Le boulonnage

II.6 LA NOUVELLE METHODE AUTRICHIENNE NATM

La NATM (New Austrian tunneling method) a été publiée en 1980 par le Comité National Autrichien pour la Construction des Cavités, membre de l'AITES (Association Internationale de Travaux En Souterrain).

La nouvelle méthode autrichienne, consistant en une excavation par phase, avec la mise en place d'un soutènement provisoire immédiatement après l'excavation et la construction d'un système définitif une fois l'excavation complétée. Elle s'est avérée efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par :

- La mise en place, aussi rapidement que possible, d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté.

- Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé.
- l'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement.
- Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée.
- Une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain, apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages.
- Eventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté.
- L'ensemble permet donc, au terrain de participer au soutènement en raison de la formation d'une voûte monolithique (revêtement + terrain).

La méthode qui peut s'adapter à la plupart des terrains. Elle est limitée par le terrain est trop peu cohérent, et 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, aussi que l'efficacité du boulonnage est insuffisante, la hauteur de couverture entraîne des pressions élevées et même le renforcement par des cintres légers ne pourra suffire.

II.7 CHOIX DU SOUTÈNEMENT

Les méthodes utilisées pour le choix d'un type de soutènement sont : la méthode de Barton (1974), la méthode de Bieniawski (1972, 1974), et les recommandations de l'AFTES (Association Française de tunnel et Espace souterrain, 1976). Etant donné que les deux premières méthodes, celles de Barton et de Bieniawski, sont exclusivement réservées aux terrains rocheux, on utilise par conséquent, les recommandations de l'AFTES qui considèrent aussi bien les terrains rocheux que les sols.

Plutôt que d'attribuer au massif une "note" globale déterminant les conditions de creusement d'un ouvrage, comme c'est le cas des méthodes de Bieniawski et Barton, l'AFTES précise clairement les divers facteurs qui sont pris en compte lors de la conception d'un projet souterrain dans un massif de terrain comme les conditions géologiques générales, les conditions hydrogéologiques, les discontinuités (dans le cas de massif rocheux), les caractéristiques mécaniques du terrain, les contraintes naturelles, la hauteur de couverture de l'ouvrage et la déformabilité du massif.

En plus de ces critères relatifs au massif de terrain, l'AFTES prend en considération les critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution et les critères relatifs à l'environnement.

Les recommandations de l'AFTES sont présentées sous forme des tableaux, dans chaque tableau, il est proposé les types de soutènement les plus favorables et les plus défavorables.

Le tableau II.1 est un exemple de recommandation de type de soutènement qui répond au critère d'hydrologie.

Tableau II.1 : de recommandation selon l'AFTES du type de soutènement relatif au critère d'hydrologie.

Hydrologie			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux			
					à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			injection	air comprimé	congélation	
Hors d'eau						(1)									(2)		
Roches R1 à R4	Charge	Perméabilité	H1	K1 K2 ou K3	Dr	•	•	×	•	•				×			
			K4	×	•		×	•	•				•				
		H2 ou H3	K1 ou K2	Dr	•	•	×	•						×			
			K3 ou K4	×			×	•						•			
Sols R5 et R6	Perméabilité	H1 H2 ou H3	K1 ou K2	Dr	×	×	×	•	•	•	•		×				
			K3	×	×	×	×	×	Enf	Enf	Enf	Bcl	•	•	•	•	
			K4	×	×	×	×	×	Enf	Bcl	Enf	Bcl	Bcl	•	•		•

II.8 DIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

La méthode convergence-confinement est développée depuis les années 1970 (Panet, 1995), elle permet de mettre en évidence l'interaction entre un massif excavé et son soutènement. Les hypothèses de la méthode sont :

- Galerie de forme circulaire ;
- Contraintes géostatiques et comportement mécanique isotropes (symétrie de révolution de ces conditions autour de la galerie).

Cette méthode tient compte cependant de facteurs très importants relatifs à l'équilibre final du complexe terrain-soutènement, à savoir la déformabilité du terrain, la raideur du soutènement et la déformation que le terrain a déjà atteinte lors de la mise en place du soutènement.

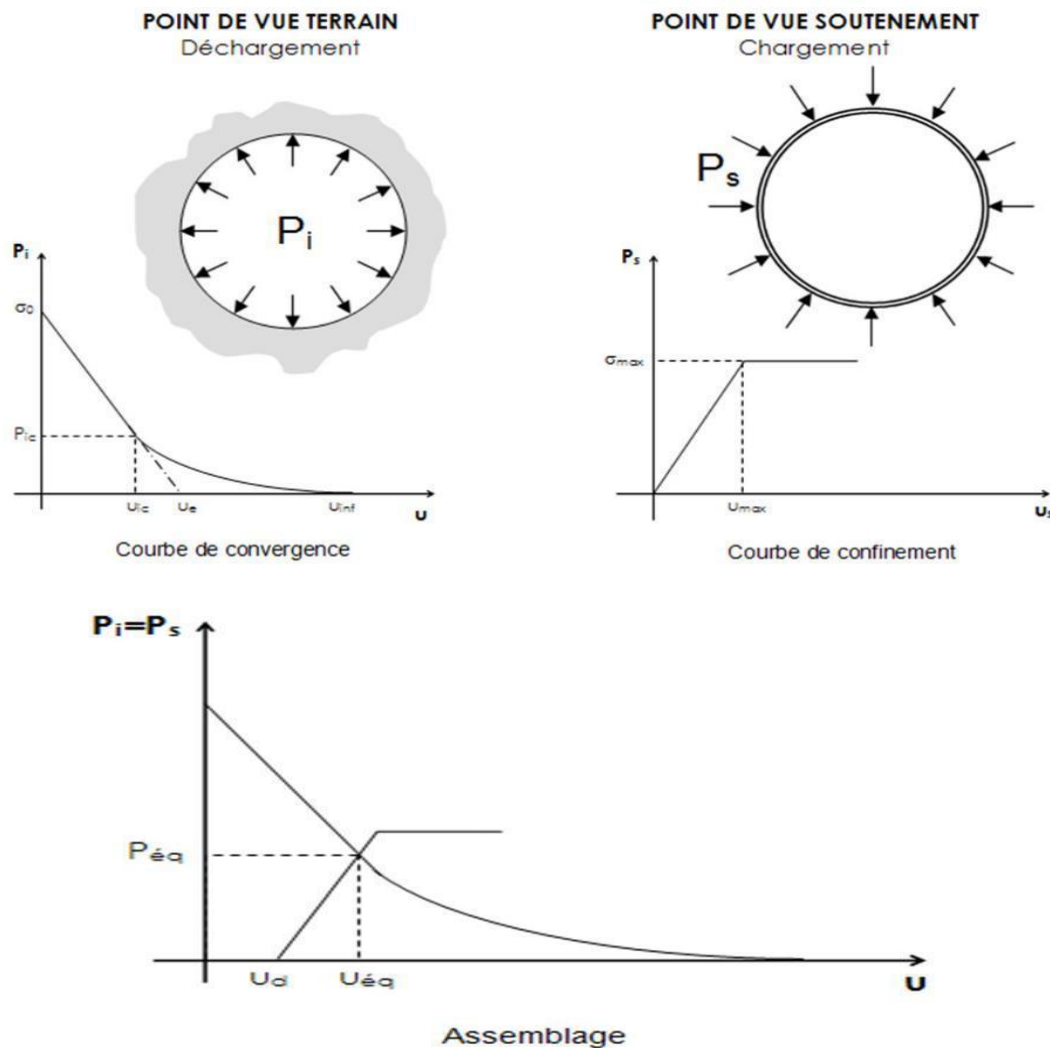


Figure II.4: Les Courbes de convergence du terrain, de confinement du soutènement et assemblage.

La méthode consiste à tracer la courbe de convergence du terrain et la courbe de confinement du soutènement dans le même graphique. La figure II.4 représente les courbes de convergence de terrain, de confinement du soutènement et leur assemblage dans le même graphique. Le point d'intersection de la courbe de confinement et la courbe de convergence représente l'équilibre terrain-soutènement, ce qui nous permet de déterminer la pression subie par le soutènement ainsi que le déplacement atteint par le terrain à l'équilibre.

II.8.1 Tracé de la courbe de convergence du terrain

L'expression qui relie la variation de la pression radiale p à celle du déplacement u e la paroi du tunnel est:

$$\Delta P = \frac{k}{R} \Delta u \quad (\text{II.1})$$

Avec : R : rayon de l'excavation et k raideur du terrain donné par :

$$k = \frac{E}{1+\nu} = 2G \quad (\text{II.2})$$

Le taux de dé confinement du terrain s'écrit :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - p}{\sigma_0} \quad (\text{II.3})$$

σ_0 : Contrainte initiale isotrope dans le terrain.

p : pression du soutènement correspondant au point considéré de la courbe caractéristique du terrain.

Si et seulement si le comportement du terrain est élastique, le déplacement de la paroi est lié au taux de dé-confinement par la relation $\mathbf{u} = \lambda \cdot \mathbf{u}_e$, u_e étant le déplacement élastique de la paroi pour $p=0$.

a) Domaine élastique linéaire

Si $\sigma_0 < \frac{Rc}{2}$ avec $Rc = \frac{2c - \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$ résistance à la compression simple du terrain. La courbe caractéristique est une droite qui coupe l'axe de déplacement en un point d'abscisse $u_{e = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_0 \cdot R}$ et l'axe de pression en un point d'ordonnée σ_0 .

b) Zone en état limite de rupture

Si $\sigma_0 > \frac{Rc}{2}$ à partir d'une certaine valeur de la pression ($p=P_a$), il se développe autour de la cavité une zone circulaire en état limite de rupture plastique de rayon (r_p). Lorsque p diminue, r_p augmente. En considérant le critère de rupture de Mohr-Coulomb, nous avons:

$$P_a = \sigma_0 (1 - \sin \varphi) - (c \times \cos \varphi) \quad (\text{II.4})$$

Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture (limite de comportement élastique) :

$$u_0 = \lambda_a \cdot u_e \quad (\text{II.5})$$

$$u_{e = \frac{1+\nu}{E} \cdot R \cdot \sigma_0} \quad (\text{II.6})$$

c) Domaine élastoplastique parfait

Plusieurs formules ont été données pour tracer la courbe caractéristique du terrain après qu'une zone en état limite de rupture se formée autour de l'excavation.

$$U(\lambda) = \frac{1+\nu}{E} \cdot \lambda \cdot \sigma_0 \cdot \frac{1}{1+\alpha} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{rp(\lambda)}{R} \right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha \right] \cdot R \quad (\text{II.7})$$

$$\text{Avec:} \left(\frac{rp(\lambda)}{R} \right) = \left(\frac{2}{Kp+1} \cdot \frac{(Kp-1) \cdot \sigma_0 + Rc}{(1-\lambda) \cdot (Kp-1) \cdot \sigma_0 + Rc} \right)^{\frac{1}{Kp-1}} \quad (\text{II.8})$$

• Le taux de déconfinement à une distance 'x' du front de taille est donné par la formule (Panet, 1995) :

$$\lambda(x) = 1 - 0.75 \times \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{4}{3}\right) \cdot \left(\frac{x}{R}\right)} \right]^2 \quad (\text{II.9})$$

La détermination de cette convergence du terrain à la distance x du front de taille permettra la définition de la position relative de la courbe caractéristique du soutènement dont dépendra l'équilibre final.

II.8.2 Tracé de la courbe de confinement du soutènement

Le soutènement aura pour rôle d'appliquer la contrainte de confinement sur les parois de l'excavation. Cette pression de confinement s'établira au fur et à mesure que la convergence s'effectuera et que le terrain prendra appui sur le soutènement. L'équation de comportement du soutènement est (Panet, 1995) :

$$P = \frac{Ks}{R} \cdot u - \frac{Ks}{R} \cdot u_{so} \quad (\text{II.10})$$

u : déplacement radial du soutènement.

Ks : raideur du soutènement.

P : pression sur le soutènement.

u_{so} : déplacement du terrain qui attend au moment de la mise en place du soutènement.

R : le rayon de tunnel.

Tableau II.2: Expression de la raideur et de la pression maximale pour chaque type de soutènement (Bouvard et al, 1995).

		Raideur	Pression maximale
Béton coffré ou Béton projeté	Revêtement mince	$K_b = \frac{E_b \cdot e}{(1 - \nu_b^2)R} \approx \frac{E_b \cdot e}{R}$	$P_{max} = \frac{\sigma_{b \max} \cdot e}{R}$
	Revêtement épais	$K_b = \frac{E_b (R^2 - R_i^2)}{(1 - \nu_b)[(1 - 2\nu_b)R^2 + R_i^2]}$	$P_{max} = \frac{R^2 - R_i^2}{R^2 + R_i^2} \sigma_{b \max}$
Cintres calés à la paroi		$K_c = \frac{E_a \cdot S}{e \cdot R}$	$P_{c \max} = \frac{S \cdot \sigma_a}{R \cdot e}$
Boulons à ancrage ponctuel		$\frac{1}{K_s} = \frac{e_c \cdot e_l}{R} \left[\frac{4 \cdot l}{\pi \cdot d^2 E_a} + Q \right]$ Rigidité d'un ensemble de boulons	$P_{s \max} = \frac{T_{br}}{e_c \cdot e_l}$

II.9 VERIFICATION DE LA STABILITE DU FRONT DE TAILLE

Lors du creusement d'un tunnel, la stabilité du front de taille est un élément clé en termes de sécurité, une rupture pouvant mettre simultanément en danger le personnel travaillant dans le tunnel ainsi que les personnes et les biens situés en surface.

II.9.1 Facteur de charge

Le facteur de charge est alors facilement déterminé et il peut être directement lié à un niveau de déformation, étant donné qu'il n'y a qu'un paramètre définissant la rupture du sol.

La plupart des auteurs (Broms & Bennermark [1967], Atkinson & Potts [1977], Mair [1984], Chambon [1990]) admettent alors que la stabilité du front est principalement gouvernée par le facteur de charge défini par la relation :

$$N_t = \frac{P_z - P_a}{S_u} \quad (\text{II.11})$$

Où N_t est le facteur de charge, P_z la pression verticale sur le tunnel, P_a une pression de confinement (si elle a lieu) et S_u la résistance non drainée.

Basée sur une étude expérimentale sur un grand nombre de tunnels réalisés (Peck, 1969), la stabilité du tunnel peut être estimée approximativement en fonction de la valeur du facteur de charge (ou facteur de stabilité) comme indiqué dans le Tableau II.3.

Tableau II. 3: Facteur de charge ou facteur de stabilité N_t (Peck, 1969)

Stability Factor, N_t	Tunnel Behavior
1	Stable
2-3	Small creep
4-5	Creeping, usually slow enough to permit tunneling
6	May produce general shear failure. Clay likely to invade tail space too quickly to handle

II.10 VERIFICATION AU RISQUE DE SOULEVEMENT DU RADIER

Le risque de soulèvement du radier sera vérifié en utilisant la méthode de Tsimbarievich (Széchy, 1971). Cette méthode se base sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée. Tsimbarievich part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de la butée des terres située sous l'évidement (Fig.II.5).

Si l'on dessine sur la verticale passant par l'angle inférieur de l'évidement, la ligne de répartition de la poussée active des terres, on obtient une surface trapézoïdale. A une profondeur x , la valeur de la poussée des terres sera (Fig. II.5) :

$$e_a = (p + x \cdot \gamma) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (\text{II.12})$$

Simultanément, à la même profondeur x , la valeur de la butée des terres (poussée passive) sera :

$$e_p = x \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (\text{II.13})$$

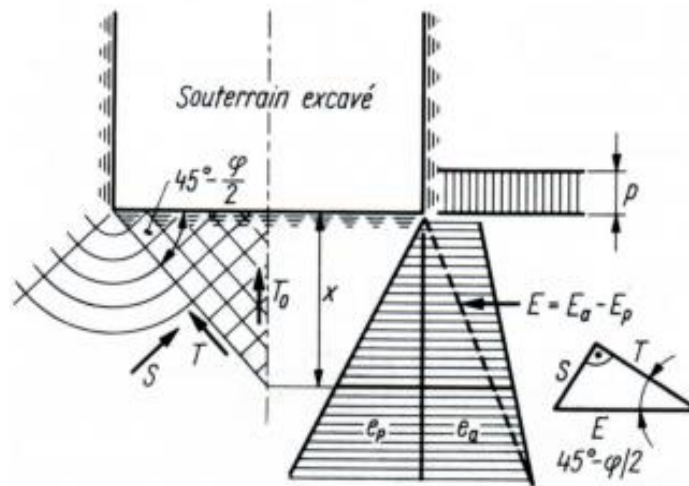


Figure II.5: Représentation des pressions agissant sur le radier selon la théorie de Tsibarievich (Szechy, 1971).

La profondeur x , où $e_a = e_p$, peut être calculée en faisant l'égalité des deux équations. Ce sont les couches du terrain situées au-dessus de cette profondeur qui participeront à la poussée exercée sur le radier.

$$x = \frac{p \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \cdot c \left[\text{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + \text{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \right]}{\gamma \left[\text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \right]} \quad (\text{II.14})$$

La valeur de l'effort horizontal agissant en direction de l'excavation, au-dessus du point se trouvant à une profondeur x , sera donnée par la différence des courbes des tensions e_p et e_a (Fig. II.5).

Sous l'influence de cette force, une succession de plans de glissement, inclinés de $(45^\circ - \varphi/2)$ par rapport à l'horizontale, se formeront à l'intérieur du terrain situé sous le radier.

La résultante $E = E_a - E_p$ peut être décomposée en deux composantes T , parallèle, et S , perpendiculaire à la série des plans de glissement :

$$T = E \cdot \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{II.15})$$

$$S = E \cdot \sin\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{II.16})$$

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

$$T' = S \cdot \text{tg} \varphi. \quad (\text{II.17})$$

Après des transformations trigonométriques en tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts venant des deux côtés on obtient l'équation qui exprime la grandeur des efforts agissant sur le radier :

$$T_0 = 2.E \frac{\sin^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos\varphi} \quad (\text{II.18})$$

La résultante T_0 exerce son action dans l'axe central, et elle est verticale. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge q_0 , soit par une forme en contre voute du radier, dimensionné pour supporter la poussée calculée.

La charge q_0 doit être répartie sur la longueur y calculée par l'équation suivante :

$$y = \frac{x}{\text{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (\text{II.19})$$

La pression exercée sur le radier T_0 sera calculée, si la réaction à la base des murs des piédroits est $q=Q_0/s$, la hauteur de terrain actif situé à proximité de l'excavation sera déterminée par l'équation $H = \frac{q}{\gamma}$ de la manière suivante (Fig. II.6).

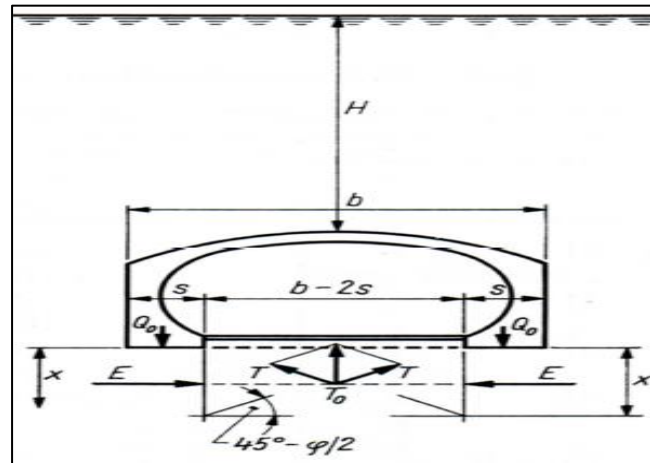


Figure II.6: Schéma illustrant la méthode de calcul de la poussée agissant sur le radier selon Tsimbarievich (Szechy, 1971)

Etant donné que :

$$x = H \frac{\text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{\left[\text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)\right]} \quad (\text{II.20})$$

On aura,

$$E = E_a - E_p = \frac{1}{2} \gamma x (x + 2H) \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2} \gamma x^2 \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{II.21})$$

$$T = E \frac{\sin(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}{\cos \varphi} \quad (\text{II.22})$$

La pression agissant en direction du souterrain depuis le bas sera :

$$T_0 = 2.T.\sin(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (\text{II.23})$$

L'équilibre ne peut être assuré qu'en fermant le bas du profil, mesure complétée par une surcharge du fond. Pour assurer une sécurité suffisante, il faut que le coefficient de sécurité soit situé entre 1,3 et 1,5.

Si la largeur effectivement chargée est $\frac{b}{2} - s$, p_{lat} et p_{rad} étant respectivement les poids de la dalle de radier et de la surcharge intérieur, le coefficient de sécurité peut être déterminé en écrivant le rapport de cette contrainte dirigée vers le bas et de la tension $\frac{N}{Y}$ agissant vers le haut on aura donc :

$$n = \frac{p_{\text{lat}} + p_{\text{rad}}}{T_0} \cdot \frac{y}{\frac{b}{2} - s} \geq 1,3 \quad (\text{II.24})$$

II.11 TASSEMENTS EN SURFACE

La prédiction des tassements en surface étant un élément clé lors de l'exécution des travaux souterrains en site urbain, Les recommandations de l'AFTES (1995) relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain tentent de fournir un éclairage global.

Les tassements de surface résultent d'un double mécanisme d'interaction sol-structure: l'interaction entre le tunnel et le massif, d'une part, et l'interaction entre le massif et la structure environnante, d'autre part (Magnan et Serratrice, 2002).

L'allure des tassements se présente généralement sous la forme d'une cuvette tridimensionnelle (figure II.7) qui suit une loi normale de Gauss. Elle est caractérisée par le tassement maximal à l'axe du tunnel (S_{max}) et la distance du point d'inflexion de la courbe (i) au plan médian de l'ouvrage.

Les tassements en surface sont symétriques par rapport à l'axe du tunnel. Ceci a été décrit pour la première fois par Martos (1958), plus tard d'autres auteurs tels que Peck (1969), Schmidt (1969) Cording (1975), Attewell (1977), Clough (1981), O'Reilly(1982), Rankin (1988) ont confirmé ce résultat en se basant sur des études statistiques sur un grand nombre de cas réels.

L'étendue de la cuvette dépend principalement de la nature de sol, du diamètre du tunnel et de sa proximité de la surface. La cuvette des tassements de surface peut s'étendre latéralement

jusqu'à 1,5 fois la couverture du terrain dans le cas des argiles, tandis que dans le cas des sables, l'étendu des tassements est moins importante.

Les mesures in situ montrent que les tassements observés en surface ne représentent qu'une partie des déplacements verticaux induits dans le massif en profondeur (Cording et Hansmire, 1977; Ward et Pender, 1981; Attewell et Farmer, 1977 ; Dolzhenko, 2002).

Dans le cas des sols argileux, la cuvette de tassement évolue dans le temps ; ce phénomène peu notamment résulter de la consolidation du sol (Atwa et al, 2000).

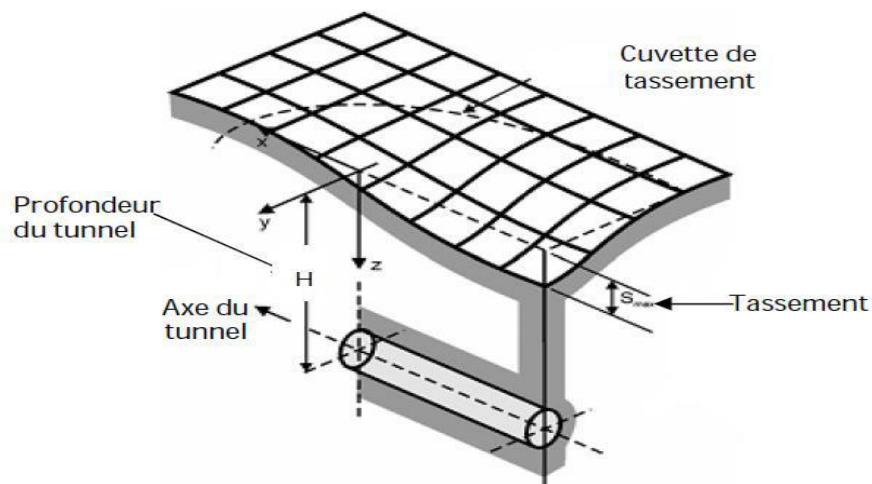


Figure II.7:Forme du tassement en surface (Vermeer, 2007).

II.11.1 Méthodes empiriques et semi-empiriques des tassements

Après l'excavation, les parois de la cavité se déforment et le sol a tendance de se déplacer vers le tunnel (la perte de volume). La perte de volume dépend de plusieurs paramètres (type de sol, présence d'eau, méthode de construction, distance d'avancement du tunnel, diamètre et profondeur). Le déplacement en surface a deux composantes, verticale (tassement) et horizontale, sont présentés dans la figure II.8.

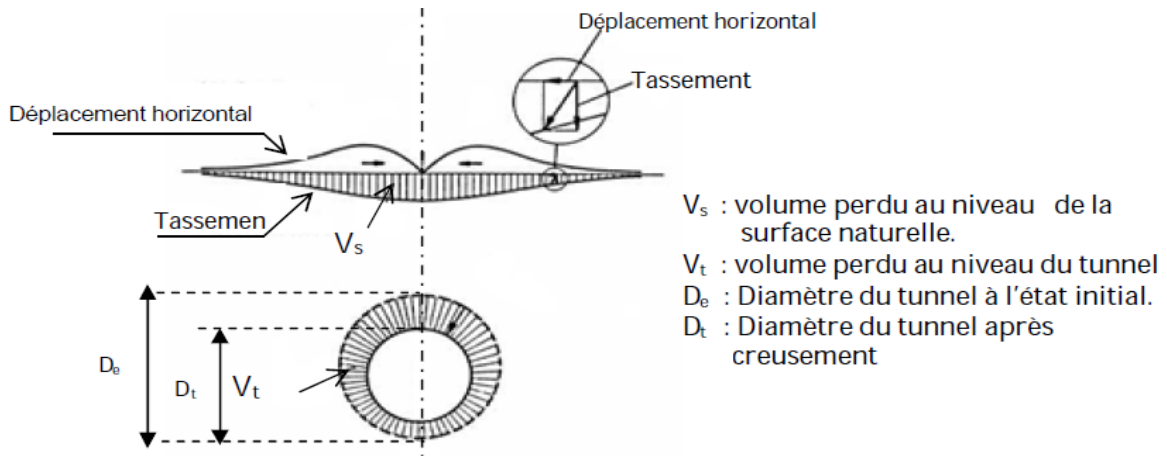


Figure II.8 : Mouvement de sol. Perte de volume (Uriel 1989)

La cuvette de tassement est caractérisée par la formulation analytique décrite sous la forme d'une courbe de Gauss. (Peck, 1969) :

$$S_v(x) = S_{\max} \exp(-x^2/2i^2) \quad (\text{II.25})$$

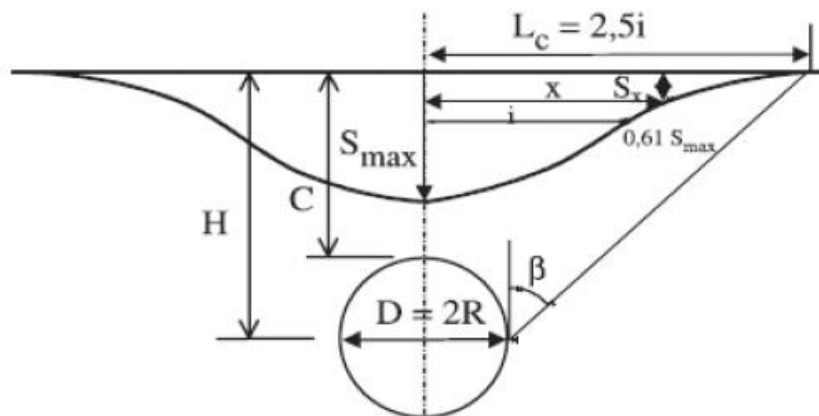


Figure II.9 : Profil gaussien de la cuvette de tassement de surface (Peck, 1969).

Où:

x : représente la distance horizontale au centre de la cuvette.

$S_v(x)$: tassement vertical à l'abscisse x .

S_{\max} : tassement maximum en surface.

i : représente le paramètre caractéristique de l'étendu de la cuvette (point d'inflexion).

H : profondeur de l'axe du tunnel.

R : rayon du tunnel

La formule donne le tassement final produit loin en arrière du front de taille. Elle ramène l'estimation des tassements à celle de deux paramètres scalaires seulement : le tassement maximum S_{\max} sur l'axe d'une part, et le paramètre i , qui donne la "largeur" de la cuvette.

Cette courbe possède les caractéristiques suivantes :

- Son Point d'inflexion pour $x=i$ $S(i) = 0,606 S_{\max}$
- Sa courbure maximal pour $x = S(i) = 0,223 S_{\max}$
- Sa demi-largeur $L_c = 2,5 i$

D'après la formule de Peck (1969), le tassement maximale S_{\max} à la surface de sol, peut être déterminé :

$$V_s = (2\pi)^{1/2} \times i \times S_{\max} = 2.5 \times i \times S_{\max} \quad (\text{II.26})$$

$$\text{D'où } S_{\max} = \frac{V_s}{2,5i} \quad (\text{II.27})$$

V_s : volume de la cuvette de tassement ;

i : distance du point d'inflexion par rapport à l'axe de la cuvette ;

S_{\max} : tassement maximal.

Le point d'inflexion i est déduit à partir de l'abaque Peck (1969) selon la nature du terrain surmontant le tunnel.

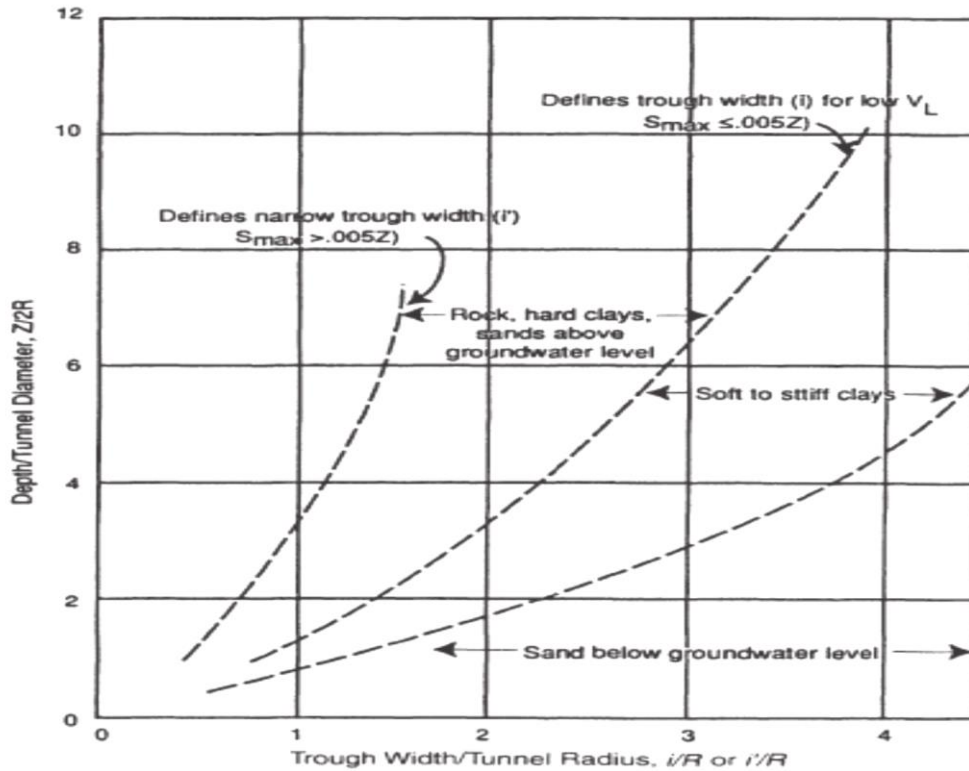


Figure II.10 : Abaque permettant d'estimer la largeur de la cuvette de tassement en fonction de la nature du terrain et des caractéristiques géométriques du tunnel (Peck, 1969).

II.12 REVETEMENT DEFINITIF

Le revêtement définitif d'un est la structure résistante placée au contact de l'excavation. Il permet d'assurer la stabilité mécanique à long terme de l'ouvrage et de contribuer à sa pérennité. Le revêtement joue plusieurs rôles pour garantir la stabilité à long terme de l'ouvrage, support et protection de l'étanchéité, support d'équipements d'exploitation et confort des usages. Il existe plusieurs types de revêtement:

- Revêtement en béton coffré non-armé
- Revêtement en béton coffré armé
- Revêtement en béton projeté
- Revêtement en voussoirs préfabriqués

II.12.1 Le revêtement en béton coffré non-armé

Il constitue souvent la meilleure solution technique et économique pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues, dans le domaine routier essentiellement. Pour les tunnels

réalisés de manière séquentielle : le revêtement est exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement.

II.12.2 Le revêtement en béton coffre armé

Exceptionnellement on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables.

En général, seuls les ouvrages possédant un radier comportent des armatures : les zones les plus sollicitées se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits.

II.12.3 Le revêtement en béton projeté

Utilisé que dans les cas où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son confort d'utilisation.

Il n'est pas économiquement envisageable pour les ouvrages dont le dimensionnement impose des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm.

Il ne présente pas d'excellentes qualités esthétiques (des procédés de lissage du béton projeté sont toutefois apparus ces dernières années), ni même sur le plan aérodynamique.

Des solutions de coques minces en béton projeté, désolidarisées du terrain, peuvent s'avérer intéressantes dans les travaux de réparation ou d'alésage à condition que le terrain encaissant soit auto stable.

II.12.4 Le revêtement en voussoirs préfabriqués

Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier. Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs.

Dans la solution des voussoirs universels, ces voussoirs sont légèrement pincés par rapport à l'axe du tunnel, ce qui permet de suivre le tracé dans toutes les directions.

Ils font l'objet d'études de dimensionnement spécifiques basées sur la réglementation du béton armé. Les anneaux peuvent ainsi être constitués de voussoirs en forme de rectangle, parallélogrammes et trapèzes respectivement. Le vide subsistant entre voussoirs et terrain doit être rempli par un produit de bourrage (coulis). Il est possible de placer un second anneau de revêtement à l'intérieur du premier.

II.13 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse globale sur l'étude de tunnel : les différentes méthodes d'exécution selon le type de terrain. La détermination du soutènement est l'une des étapes cruciales et déterminante du projet et de l'exécution du tunnel. Il s'agit d'un problème particulièrement complexe en raison de l'influence de très nombreux paramètres. Le choix d'un type de soutènement dépend de la lithologie de site, les caractéristiques géotechniques, la présence de la nappe phréatique, la hauteur de la couverture, la présence des ouvrages voisinant...etc.

Pour fournir une étude complète du revêtement définitif, nous prenons en considération tous les risques possibles tels que l'instabilité du front de taille et le tassement en surface, pour prévoir des solutions qui assure la bonne exécution de projet.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left side and a small circular element at the top right corner.

CHAPITRE III
RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE
DU SITE

III.1 INTRODUCTION

Dans ce travail, nous montrons les hypothèses géotechniques, c'est-à-dire, la définition des paramètres géo-mécaniques associées aux conditions géologique-géotechniques, et nécessaires pour le développement du projet d'exécution du rameau de connexion entre le puits de ventilation N°6 et le tunnel de voie, appartenant à l'Extension E au niveau du tronçon El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger, de ligne 1 du Métro d'Alger.

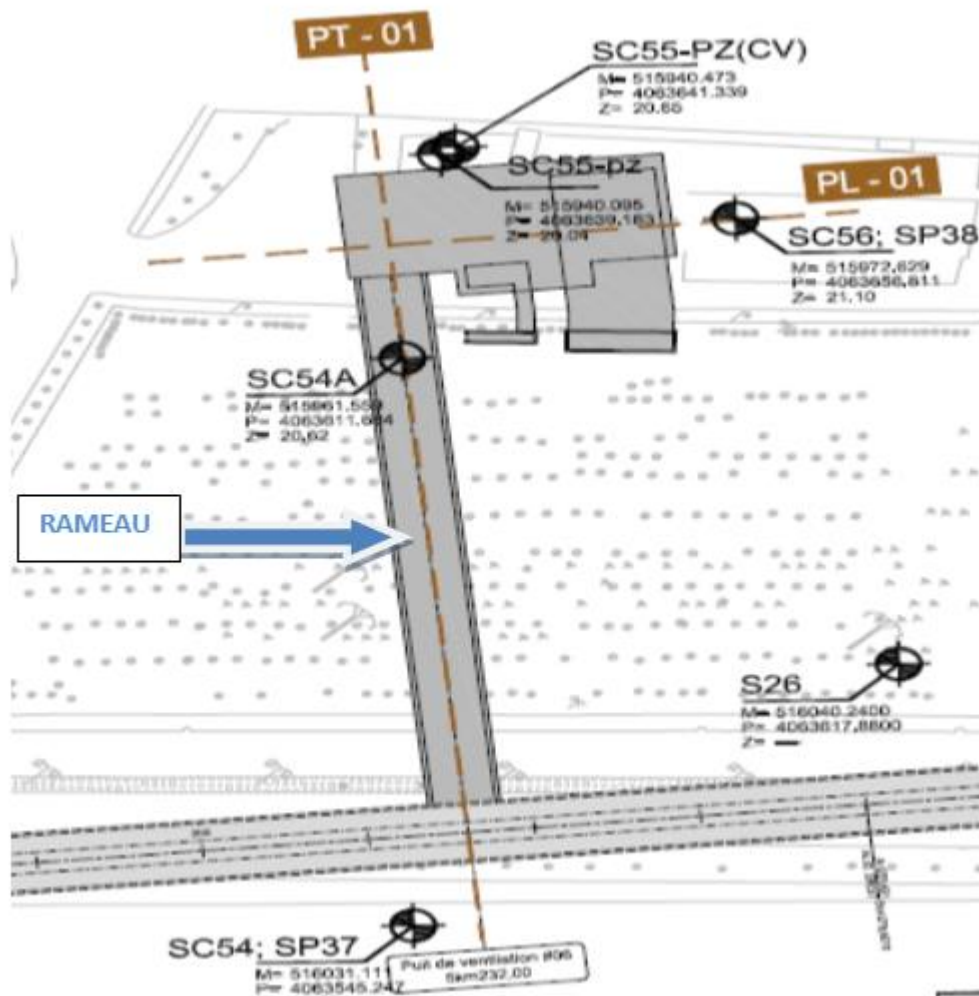


Figure III.1 : Plan de l'emplacement des sondages carottés dans la zone de l'ouvrage (d'après le rapport géotechnique du projet).

III.2 CONDITIONS GEOLOGIQUES ET HYDROGEOLOGIQUES

Le site dans lequel sera excavé le tunnel de rameau, comporte trois couches, une couche de remblai R à 5m, une couche des sables limoneux- argileux, jusqu'aux 5-18m, et une couche des argiles marneuses ou se trouve le tunnel.

Après l'analyse des piézomètres, à corde vibrante installés à l'endroit de le PV6, nous constatons un niveau piézométrique variable entre les 17,70 et les 21,50 m. montre l'existence d'une nappe phréatique à 18,0 m de profondeur.

III.3 CONDITIONS SISMIQUES

D'après le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003), le territoire national a été subdivisé en cinq zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante : de la zone 0 (sismicité négligeable), la zone I (sismicité faible), la zone IIa (sismicité moyenne), la zone IIb (sismicité élevée), la zone III (sismicité très élevée), définies sur la carte des zones de sismicité (RPA99 version 2003). (Figure III.2)

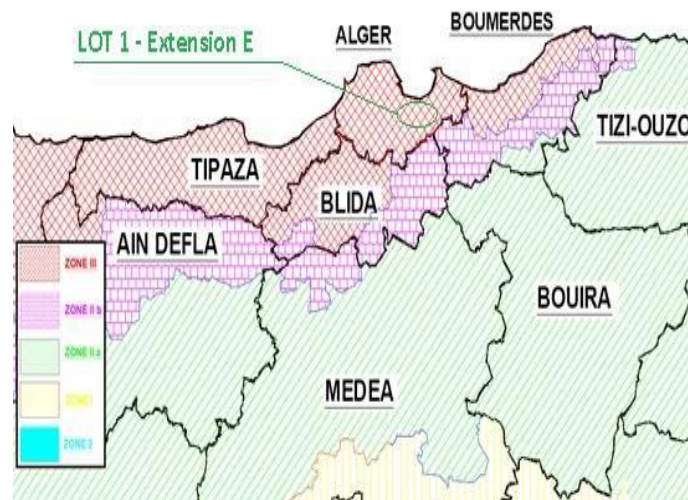


Figure III.2: Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national (RPA99/V2003).

Le coefficient d'accélération est défini en fonction de la zone sismique et de la classe des ouvrages selon le Tableau III.1.

Tableau III.1 : Les valeurs du coefficient d'accélération A selon le RPA99/V2003.

Groupe	Zone Sismique			
	I	II a	II b	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Pour la prise en compte du risque sismique et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération, les tunnels et puits, selon la partie II des RPA99/V2003-Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, sont classés en deux groupes :

- **Groupe 1 Les tunnels stratégiques** : Les tunnels devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire (tunnels autoroutiers, tunnels sur routes nationales, tunnels ferroviaires et de métro).
- **Groupe 2 Les tunnels importants** : Les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autres voies.

La région d'étude est située dans la zone sismique III et dans le groupe 1 - tunnels stratégiques, pour cette zone la valeur d'accélération sismique adoptée sera de 0,4g. Il est impératif de tenir compte de la sismicité régionale avant d'entreprendre toute action de construction définitive dans la région d'étude. Cette valeur de 0,4g sera considérée pour tous les calculs des structures internes. Pour les phases provisoires, selon l'indication de l'EMA, une valeur de 0,1g devra être considérée.

III.4 PROSPECTION ET ESSAIS IN SITU ET EN LABORATOIRE

Pour l'étude géotechnique, nous avons pris tous les résultats, les classifications et les caractéristiques, qui sont données dans le rapport géotechnique. Nous n'avons pas fait les classifications des sols et ne déduire pas les paramètres physiques, parce qu'il y a un manque de données.

Mais nous avons pu faire la classification de la couche de l'argile selon LCPC. Cette dernière est classée comme étant un l'argile marneuse très plastique. (Annexe A)

Nous présentons une liste des travaux de prospection et des résultats des essais in situ et en laboratoire réalisés dans la zone du rameau (Fig.III.1). Le Tableau III.2 présente un résumé de tous les travaux de prospection et essais réalisés dans la zone du rameau dans plusieurs études.

Tableau III.2 : Résumé des travaux de prospection et essais réalisés dans le rameau de Connexion (d'après le rapport géotechnique du projet).

Sondage	Essai SPT (quantités)	Essais pressiométriques (quantités)	Identification ⁽¹⁾ (quantités)	Perméabilité	Œdométriques (quantités)
SC54-SP37	25	13	8 ⁽²⁾	-	-
SC54A	25	-	5	-	-
SC55	25	-	7 ⁽²⁾	1	1
SC56-SP38	25	14	7 ⁽²⁾	1	1

Les essais d'identification incluent le teneur en eau naturelle, le degré de saturation, la masse volumique humide, sec et des particules solides du sol, l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg et de bleu méthylène (VBS).

III.4.1 Résultats des essais in situ

Les résultats issus des essais in situ de pénétration standard SPT réalisé dans la zone du rameau de connexion, sont présentés dans les tableaux III.3.

Tableau III.3: Résumé des résultats des essais de pénétration standard SPT réalisés au niveau du rameau de connexion SC54 (Rapport géotechnique du projet).

Unité	Essais SPT					
	Sondage			N _{SPT}	N ₆₀	(N ₁) ₆₀
	Code	Profondeur (m)				
		Début	Fin			
R	SC54	1,00	1,45	45	31	-
QS	SC54	2,50	2,95	49	34	42
QS	SC54	4,00	-	refus	-	-
QS	SC54	5,50	5,95	53	41	37
QS	SC54	7,00	-	refus	-	-
QS	SC54	8,50	-	refus	-	-
QS	SC54	10,00	-	refus	-	-
QS	SC54	11,50	-	refus	-	-
QS	SC54	13,00	-	refus	-	-
QS	SC54	14,50	-	refus	-	-

Avec: R : le remblai, QS : les sables limoneux, QM : les argiles marneuses

Les résultats des essais in situ préssiométriques PMT réalisés dans la zone du rameau de connexion, sont présentés dans le tableau III.4.

Tableau III.4: Résumé des résultats des essais préssiométriques réalisés dans le rameau de connexion (Rapport géotechnique du projet).

Unité	Essais Pressiométriques					
	Sondage		E _v	P _l	P _f	E _v /P _l
	Code	Profondeur (m)				
QM	SP38	29,80	174,86	5,22	5,22	33,49
QM	SP38	32,50	19,19	2,06	1,21	9,31
QM	SP38	35,20	80,57	5,91	3,34	13,64
QM	SP38	37,20	200,30	6,80	5,30	29,45

Les résultats des essais in situ de pénétration standard SPT et préssiométriques PMT réalisés dans la zone du rameau de connexion, sont tous présentés dans annexe A.

III.4.2 Résultats des essais de laboratoire

Les résultats des essais en laboratoire réalisés dans la zone du rameau de connexion dans plusieurs études et leur correspondance avec l'unité géotechnique, sont présentés dans les tableaux III.5 et III.6.

Tableau III.5 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans la campagne de prospection complémentaire pour obtentions des paramètres physiques des sols (d'après le rapport géotechnique du projet).

Sondage	Profondeur	UNITE	A. Granulométrique		Limites d'Atterberg			LR(%)	VBS	γ_s (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	γ_d (KN/m ³)	w (%)	Sr (%)	Classification	
			< 0,08 mm	< 2 μ m	WL (%)	WP (%)	IP (%)								USCS	NF11-300
SC54	21,57 - 22,00	QM	98	46	59	30	29	18	4,1	26	20,2	16,6	22	95	CH	A3
SC54	25,00 - 25,39	QM	74	32	58	28	30	18	3,9	26,1	21,3	17,8	20	100	CH	A3
SC54	27,45 - 27,87	QM	95	41	57	27	30	17	3,7	26	19,2	14,7	31	100	CH	A3
SC54	34,65 - 35,00	QM	74	31	57	27	30	17	3,5	26,3	20,3	17,2	18	86	CH	A3
SC54	36,00 - 36,50	QM	99	41	57	27	30	17	3,6	26,3	21,2	18	18	96	CH	A3
SC54A	2,25 - 2,50	R	57	19	47	23	24	16	2,9	26,2	20,6	17,6	16	82	CL	A2
SC54A	4,18 - 4,50	R	60	22	51	25	26	16	3,4	26,1	21,7	18,9	14	89	CH	A3
SC54A	18,44 - 19,00	QM	97	39	58	28	30	19	3,6	26	20,6	17	21	94	CH	A3
SC54A	22,00 - 22,50	QM	93	44	60	29	31	18	3,7	26	21,3	18,6	15	87	CH	A3
SC54A	27,70 - 28,30	QM	94	40	59	30	29	16	3,6	26	29,7	15,7	25	94	CH	A3
SC55	18,70 - 19,15	QM	98	45	60	30	30	19	3,2	26,1	20,9	18,2	15	82	CH	A3
SC55	23,60 - 24,00	QM	94	40	56	26	30	19	3,9	25,9	19,5	15,5	26	96	CH	A3
SC55	27,53 - 28,00	QM	75	31	57	28	29	18	3,7	26,2	21,3	18,3	16	92	CH	A3
SC55	30,90 - 31,30	QM	78	28	58	29	29	18	4,1	26,3	20,6	17,9	15	81	CH	A3
SC56	21,40 - 21,90	QM	76	32	61	31	30	19	3,8	26,2	20,6	17,1	20	95	CH	A3
SC56	25,00 - 25,42	QM	93	44	58	28	30	16	3,1	26	20	16,3	23	93	CH	A3
SC56	29,00 - 29,50	QM	67	24	56	26	30	18	2,9	26	21,4	19,7	9	63	CH	A3
SC56	35,95 - 36,38	QM	84	30	57	27	30	17	3,9	26,2	22	19,1	15	97	CH	A3

Tableau III.6 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans la campagne de Prospection Complémentaire pour obtentions des paramètres mécaniques des sols (d'après le rapport géotechnique du projet).

Sondage	Profondeur	UNITE	Pérmeabilité	Oedométrique		
			K (m/s)	Pc (bar)	Cc (%)	Cs (%)
SC55	30,90 - 31,30	QM	6,19E-10	1,2	14,83	4,03
SC56	35,95 - 36,38	QM	1,43E-09	1,33	12,47	4,45

III.5 PARAMETRES DRAINES DES SOLS

Pour établir les paramètres (cohésion et l'angle de frottement), ils ont utilisé les corrélations avec les paramètres physiques tels que l'indice de plasticité.

a) Détermination de ϕ' et c'

L'angle de frottement effectif (ϕ') et la cohésion effective (c') du terrain encaissant le tunnel n'ont pas été déterminés à partir d'essais mécaniques au laboratoire et ce de fait, nous sommes contraints à les déterminer à partir de propriétés physiques en utilisant des corrélations établis dans la littérature spécialisée (Mitchell 1976, Wilun et Starzewski1975).

Plusieurs auteurs (Mitchell 1976, Wilun et Starzewski1975) ont montré que l'angle de frottement effectif (ϕ') des sols cohésifs peut être corrélé avec l'indice de plasticité (IP). Dans le présent travail, il est utilisé la corrélation proposée par Mitchell (1976):

$$\sin\phi' = 0,8 - 0,094 \cdot \ln IP \quad (III. 1)$$

Avec IP : indice de plasticité.

D'autre part Wilun et Starzewski (1975) proposent des valeurs typiques ϕ' et c' en fonction de la consistance des sols fins (Tableau III.7).

Tableau III.7: Valeurs typiques de c' et ϕ' (Wilun et Starzewski, 1975).

Type of soil		$f_D =$	Density index of cohesionless soils				
			1.0	0.67	0.33	0	
cohesionless	inorganic	gravels, tills, hogginns, 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	
			$w = w_L$	$I_c = 1.0$	0.75	0.50	0.0
cohesive	inorganic	slightly clayey sands, sandy silts, silts $f < 10\%$	ϕ'	28°-24°	24°-22°	22°-19°	19°-5°
			c'	40°-30	30-20	20-15	15-2
		clayey sands, clayey sandy silts, clayey silts, $f = 10-20\%$	ϕ'	26°-22°	22°-19°	19°-15°	15°-12°
			c'	50-40	40-30	30-20	20-3
	sand-clays, sand-silt-clays, silt-clays $f = 20-30\%$	ϕ'	20°-16°	16°-12°	12°-7°	7°-5°	
		c'	20°-16°	16°-12°	12°-7°	7°-5°	
organic	sandy clays, clays, silty clays $f > 30\%$	ϕ'	23°-20°	20°-17°	17°-12°	12°-8°	
		c'	60-50	50-40	40-30	30-5	
	organic silts, peats, etc.	ϕ'	15°-12°	12°-9°	9°-5°	5°-2°	
		c'	15°-12°	12°-9°	9°-5°	5°-2°	
			19°-17°	17°-14°	14°-5°	10°-5°	
			80-60	60-50	50-40	40-10	
			10°-8°	8°-5°	5°-2°	2°-0°	
			all strength parameters to be determined from laboratory tests				

Selon la corrélation de Mitchell(1976),avec la valeur IP variable entre 29% et 31%, et la valeur de φ' est situé entre 22° et 23° , vous avez adopté la valeur $\varphi'=21^\circ$ pour l'argile marneuse. Pour le sable limoneux, ils ont trouvé la valeur de $\varphi'=35^\circ$.

Selon les recommandations de Wilun et Starzewski (1975) et à partir du Tableau III.7, les valeurs du paramètre de cohésion c' pour l'argile marneuse, se trouve dans la plage 50-60 kPa. Ils ont trouvé la valeur de $c'=56,00$ kPa pour l'argile marneuse et la valeur de $c'=0$ kPa pour le sable limoneux.

b) Calcul du module de déformabilité drainé (E') à partir de l'essai SPT

Les corrélations utilisées entre le module de déformabilité drainé (E') et les résultats de l'essai SPT ($NSPT$) sont :

- Bowles, J. E. (2002) : $E' = 1200 \cdot (NSPT + 6)$ (sables et sables graveleux)
- Bowles, J.E. (2002): $E' = 6000 \cdot NSPT$ (sables NC)
- Mezenbach (1961): $E = C1 + C2 \cdot NSPT$; où $C1$ et $C2$ sont des coefficients dépendants du type de sol
- Papadopoulos (1992) : $E' = 75 + 8 \cdot NSPT$.

c) Calcul du module de déformabilité drainé (E') à partir de l'essai PMT

Les corrélations utilisées entre le module de déformabilité drainé (E') et les résultats de l'essai pressiométrique PMT sont selon Baud et Gambin (2013) :

$$E' = 16 \cdot \left(\frac{pl^*}{\delta_{oh}}\right)^{0.5} \cdot pl^* \quad (\text{III.2})$$

La pression limite nette (pl^*) est calculée à partir de $pl^* = pl - \delta_{oh}$ et δ_{oh} est la contrainte totale horizontale au niveau d'essai.

d) Détermination du module de déformabilité drainée

La détermination de la valeur du module de déformabilité drainée E' a été faite selon la loi de Hooke, à travers de l'équation:

$$E' = \frac{E_u}{1,15} \quad (\text{III.3})$$

III.6 SYNTHÈSE DES PARAMÈTRES GÉOTECHNIQUES

A partir des essais, les paramètres géotechniques utilisés dans les calculs de dimensionnement du tunnel sont résumés dans le tableau III.8.

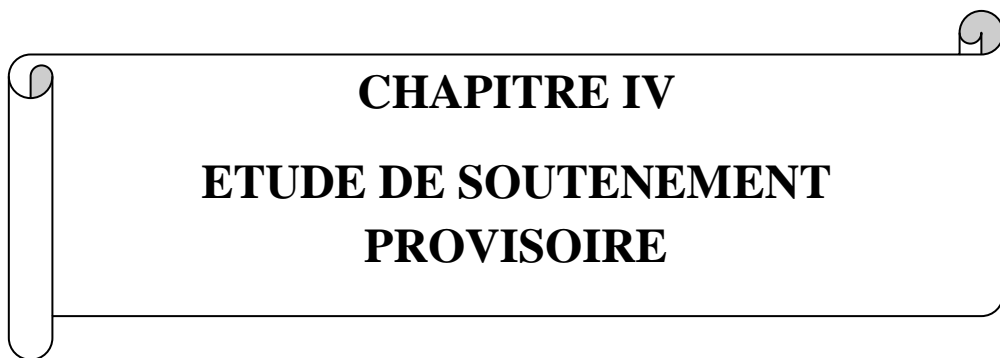
Tableau III.8 : Synthèse des paramètres géotechniques des terrains constituant le sous-sol du projet.

Horizon géotechnique	Remblais	Sables limoneux-argileux	Argiles marneuses
Profondeurs moyennes (m)	0,0 – 5,0	(5,5-18,0) ; (2,0-21,30)	> 18,0 ; >21,30
Poids vol. saturé γ_{sat} (kN/m ³)	20,0	21,0	21
Poids vol. sec γ_d (kN/m ³)	17,0	17,00	17,0
Cohésion non-drainée C_u (kPa)	30,0	-	164
Module de déformabilité non-drainé E_u (MPa)	12,0	-	128
Angle de frottement effectif φ' (°)	20	35	21
Cohésion effective c' (kPa)	0	0	56
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	10,0	100	111
Perméabilité K (m/s)	-	10^{-4}	10^{-9}

III.7 CONCLUSION

Le tunnel se situe à une profondeur de 20 m et s'inscrit dans de l'argile marneuse très plastique surmontée par une couche de sable limoneux et une couche de remblai. Le manque de données dans le rapport géotechnique de résultats de certains essais physiques tel que le taux de CaCO dans l'argile et tous les paramètres physiques du sable limoneux, nous avons été amené à acquérir l'information de façon verbale à partir du bureau d'étude de l'EMA (Entreprise du Métro d'Alger). Aussi, les résultats des essais mécaniques au triaxial ne nous ont pas été communiqués et de ce fait les paramètres mécaniques l'angle de frottement et cohésion ont été déterminés sur la base de corrélations établies avec l'indice de plasticité.

On a constaté un manque important de données dans le rapport géotechnique qui nous a été remis. Nous n'avons pas eu accès beaucoup de résultats d'essais géotechniques qui sont indispensables dans toute étude géotechnique correcte.



CHAPITRE IV
ETUDE DE SOUTENEMENT
PROVISOIRE

IV.1 INTRODUCTION

Dans le présent chapitre étudie le soutènement provisoire de la galerie du rameau de connexion par de diverses méthodes. Le dimensionnement consiste à choisir un type de soutènement selon les recommandions de l'AFTES, le soutènement choisi est calculé et vérifié par la méthode de convergence-confinement. Il sera aussi vérifié la stabilité du front de taille, et le risque du soulèvement de radier par la méthode de Tsimbarievich.

Le tassement en surface qui résulterait du creusement du tunnel, sera évalué en utilisant la méthode de Peck.

IV.2 DIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

Pour une bonne étude de dimensionnement on fait appel à une coupe lithologique qui a pour but la présentation des différentes couche et leur paramètres géotechnique constituant le terrain accueillant le projet, sont représentés dans la figure IV.1.

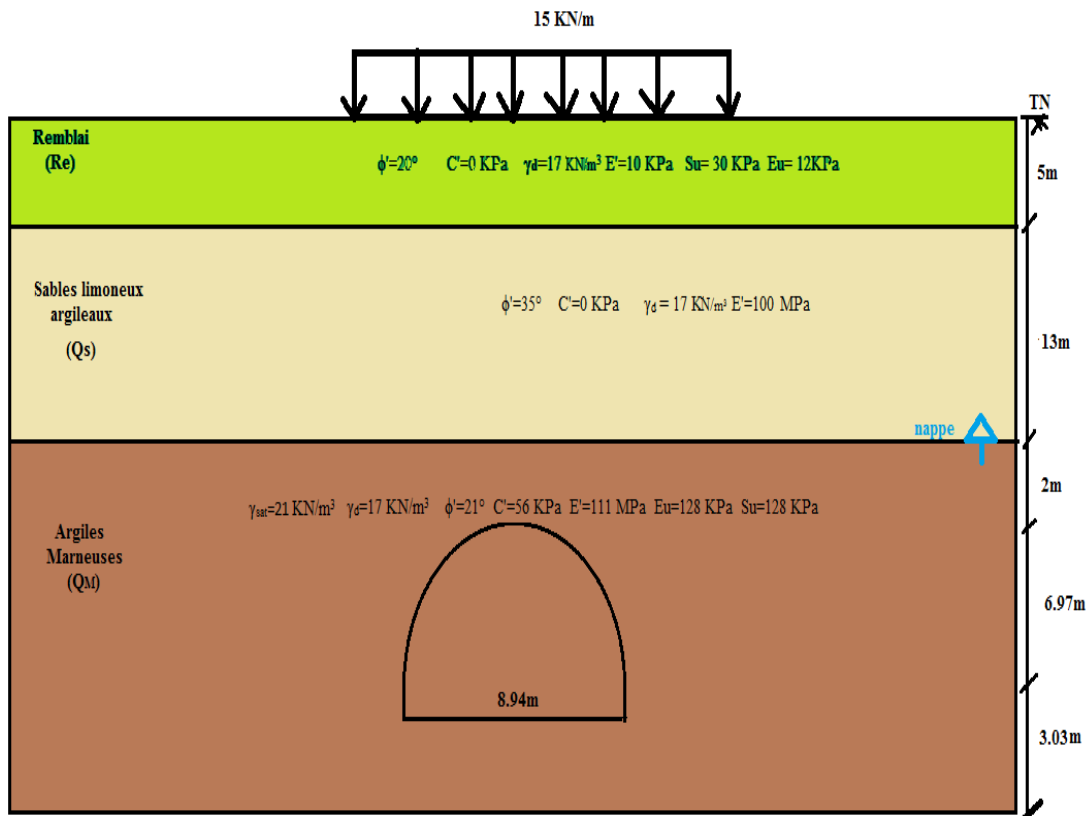


Figure IV.1: Coupe lithologique au niveau du tunnel

IV.2.1 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 dans le chapitre III, le terrain encaissant le tunnel présente les caractéristiques suivantes :

- 1- **Comportement mécanique:** classe du terrain R6a;
- 2- **Discontinuité:** sans objet – étant donné que le terrain encaissant est un sol;
- 3- **Altérabilité-gonflement:** terrains gonflants parce que l'analyse faite montre que les sols argileux-marneux sont gonflant avec une pression de gonflement 50 kPa;
- 4- **Hydrologie:** H2 ; K1;
- 5- **Couverture:** σ° modérée;
- 6- **Dimension de la galerie:** $2,5 \text{ m} < D = 8,94 \text{ m} < 10 \text{ m}$;
- 7- **Environnement :** Sensible aux tassements –étant donné que le projet de tunnel se situe en milieu urbain.

Le Tableau IV.1 résume les recommandations de l'AFTES relatives à chaque critère pour les conditions du terrain encaissant le projet tunnel. 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.

Tableau IV.1: Récapitulatif des recommandations de l’AFTES pour le choix de soutènement de l’excavation au niveau du tunnel

Tunnel à profondeur 20m dans les argiles marneux, avec 6,97 m de hauteur et 8,94 m de largeur. Sachant que la nappe phréatique existe à partir de 18 m.		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 coulissants	Plaques métalliques	Béton			Injection	Air Comprimé	Congélation
CRITERES	CLASSES														
Comportement mécanique	R6a	×	×	×	×	×	• Enf	• Enf	• Enf	• Bcl		•	•		
Discontinuités	Sans objet														
Altérabilité - gonflement	Terrains gonflants	×	• (2)	×	Bp	Bp	Bl Bp	• BlBp		•					
Hydrologie	H ₂ , K ₁	×	×	×			•	•	•	•			×		
couverture	$\sigma^{\circ} < 10$ MPA	×		×											
Dimension de galerie	2,5 < D < 10 m														
Environnement	Sensible aux tassements	×	Ci Pn	Bp	Bp	Bp	Act	×	Enf	Bcl		Inj			
Synthèse		×	×	×	×	×	• Enf Act BlouBp	×	• Enf	• Bcl		• Inj	×		

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

IV.2.2 Calcul et Vérification du soutènement

La méthode convergence-confinement est utilisée pour le calcul et la vérification du soutènement. Etant donné que les recommandations de l'AFTES ne donnent aucune indication sur les dimensions des éléments de soutènement, on se proposera dans un premier temps, pour la combinaison choisie (cintre + béton projeté), les dimensions minimales, soit :

- Cintres métalliques HEB120 et un béton projeté de 5cm.

La contrainte initiale en clé de voute $\sigma_0 = \gamma \cdot H = 420$ kPa ;

La résistance à la compression $R_c = 328$ kPa ;

$\sigma_0 = 420$ kPa $> \frac{R_c}{2} = \frac{328}{2} = 164$ kPa donc le terrain aura un comportement élasto-plastique.

En utilisant les données suivantes concernant le terrain et le soutènement :

Caractéristiques du terrain

Le rayon de tunnel $R = 4,47$ m

$C = 56$ kPa et $\varphi = 21^\circ$

Résistance à la compression $R_c = 328$ kPa

Hauteur de couverture $H_0 = 20$ m

La contrainte initiale $\sigma_0 = 420$ kPa

Caractéristiques du soutènement

Profilé HEB120 avec une section $S = 34$ cm²

Module d'élasticité de l'acier $E_a = 210000$ MPa

Contrainte max de l'acier $\sigma_{acier} = 160$ MPa

Epaisseur du béton projeté $e = 0,05$ m

Contrainte maximale du béton projeté $\sigma_{béton} = 5$ MPa

Module d'élasticité de béton projeté

$E_b = 10000$ MPa

Coefficient de Poisson $\nu = 0,3$

Distance du front de taille $x = 1$ m

- La pression de terrain à la limite du comportement élastique (point A sur la courbe de la figure IV.2) est déterminée en considérant le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Panet, 1995), à partir de l'équation II.4 :

$P_a = 217$ kPa

- Le déplacement de la paroi du tunnel :

$$u_a = \lambda_a \cdot u_e$$

Avec : $\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = 0,48$

Et $u_e = \frac{1+\nu}{E} \cdot R \cdot \sigma^o = 2,2 \text{ cm}$

D'où $u_a = 1,06 \text{ cm}$;

Avec le taux de déconfinement $\lambda_a = 0,48$, et le déplacement élastique du terrain à déconfinement total $u_e = 2,2 \text{ cm}$;

D'après les expressions des rigidités données par le Tableau II.2 la rigidité du béton projeté $K_b = 111,86 \text{ MPa}$, et celle du cintre métallique $K_c = 159,73 \text{ MPa}$.

La rigidité du soutènement serait alors :

$$K_s = K_b + K_c \text{ qui serait égale à } K_s = 271,59 \text{ MPa.}$$

- Selon l'équation II.10, l'équation de la courbe caractéristique de soutènement s'écrit :

$$P = \frac{271,59}{4,47} \cdot u - \frac{271,59}{4,47} \cdot 21,8 \cdot 10^{-3}$$

Avec : $u_{SO} = \lambda(x) \cdot u_{pl}$, où $\lambda(x) = 0,40$ en fonction de l'équation (II.23) et $u_{pl} = 5,44 \text{ cm}$

-Calcul la pression maximale de soutènement à partir de la droite de confinement

$$P = \frac{K_s}{R} \cdot u - \frac{K_s}{R} \cdot u_{so}$$

Le déplacement maximal du cintre métallique est :

$$u_{\max(\text{béton})} = \frac{R}{K_b} [P_{\max b} + \frac{K_b}{R} \cdot u_{so}]$$

$$u_{\max(\text{béton})} = 2,4 \text{ cm}$$

Le déplacement maximal du béton projeté est :

$$U_{\max(\text{cintre})} = \frac{R}{K_c} [P_{\max c} + \frac{K_c}{R} \cdot u_{so}]$$

$$U_{\max(\text{cintre})} = 2,52 \text{ cm}$$

Par conséquent, le déplacement maximal du système de soutènement est :

$$P_{\max(\text{soutènement})} = P_{\max(\text{béton})} + P_{(\text{cintre})} \{ U_{\max(\text{béton})} \}$$

$$P_{\max(\text{soutènement})} = 134,54 \text{ kPa}$$

Nous avons implémenté la méthode convergence-confinement dans un code de calcul sous MATLAB, l'exécution de ce code de calcul nous a permis de tracer la courbe de convergence du terrain et de confinement du soutènement (Fig. IV.2).

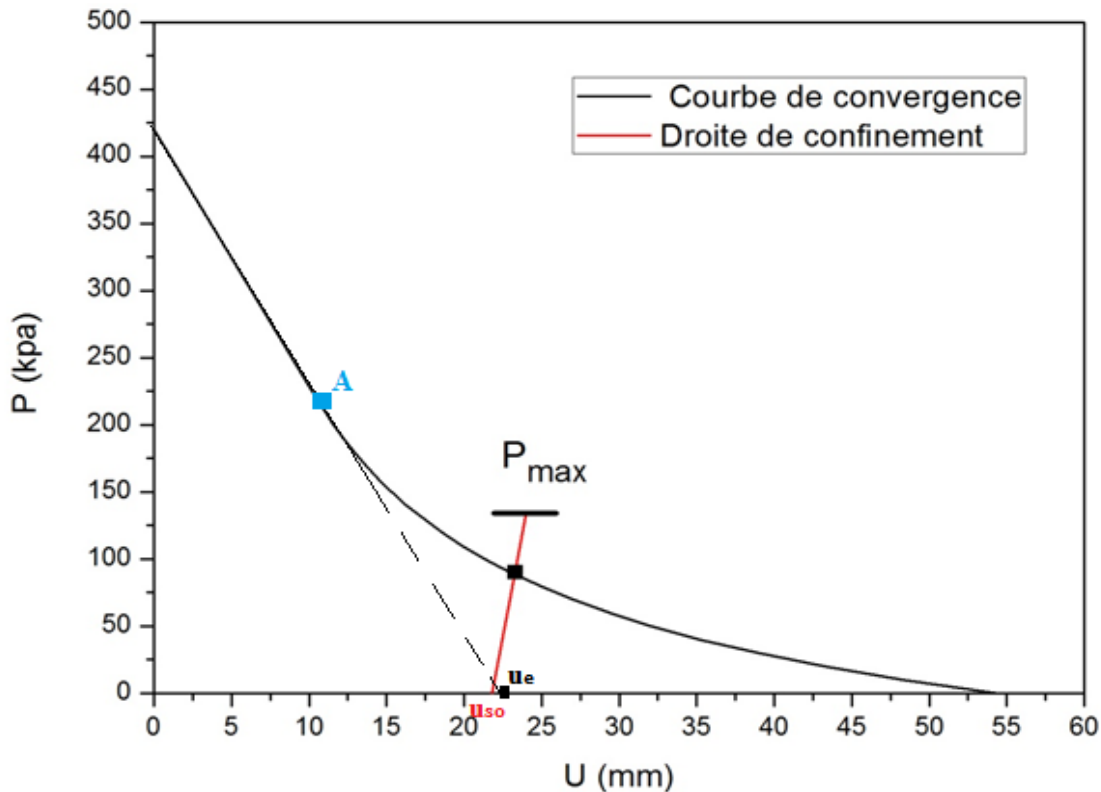


Figure IV.2 : La courbe de convergence du terrain et confinement du soutènement du tunnel.

A partir de la figure IV.2, le point d'intersection de la courbe de convergence avec la droite de confinement représente le point d'équilibre qui permet de déterminer graphiquement

- La pression à l'équilibre terrain/soutènement $P_{\text{éq}} = 87 \text{ kPa}$,
- Le déplacement de la paroi du tunnel à l'équilibre $u_{\text{éq}} = 23 \text{ mm}$.

Le Tableau II.2 nous permet de déterminer les pressions maximales que peuvent supporter les éléments de soutènement, soit:

- Pression maximale que peut supporter le béton projeté

$$P_{\max(\text{béton})} = \frac{\sigma_{b \text{ max.e}}}{R}$$

$$P_{\max(\text{béton})}=55,93\text{kPa}$$

- Pression maximale que peut supporter le cintre métallique

$$P_{\max(\text{cintre})}=\frac{\sigma_a.S}{R.e_a}$$

$$P_{\max(\text{cintre})}=121,7\text{kPa}$$

A l'équilibre terrain/soutènement, les pressions développées au niveau du cintre métallique $P_{(\text{cintre})}$ et au niveau du béton projeté $P_{(\text{béton})}$ sont :

$$P_{(\text{cintre})}=\frac{K_c}{K_b + K_c} \cdot P_{\text{éq}}$$

$$P_{(\text{cintre})}=51,16\text{kPa}$$

$$P_{(\text{béton})}=\frac{K_b}{K_b + K_c} \cdot P_{\text{éq}}$$

$$P_{(\text{béton})} = 35,83 \text{ kPa}$$

$$P_{(\text{cintre})}=51,16\text{kPa} < P_{\max(\text{cintre})}=121,7\text{kPa} ;$$

$$P_{(\text{béton})}=35,83\text{kPa} < P_{\max(\text{béton})}=55,93\text{kPa} ; \text{ et}$$

$$P_{\max(\text{soutènement})}=134,54\text{kPa} > P_{\text{éq}}=87\text{kPa}$$

Par conséquent, le soutènement proposé est vérifié vis-à-vis de la rupture.

IV.2.3 Vérification de la stabilité du front de taille

Le front de taille est stable si le facteur de charge, donné par l'équation II.11 est inférieur à 3 (Peck, 1969).

En considérant que l'excavation du tunnel se fait selon la méthode NATM, aucune pression de confinement n'est alors exercée au niveau du front de taille, et par suite la pression de confinement $P_a=0$ kPa. La résistance non drainée du terrain est $s_u=164$ kPa, la pression verticale totale due au poids de terres surmontant le tunnel est $P_z=456,87$ kPa, la valeur du facteur de charge serait :

$$N_t = \frac{P_z - P_a}{S_u}$$

$$\text{D'où } N_t = 2,78$$

$N_t < 3$ par conséquent l'instabilité du front de taille n'est pas à craindre.

IV.2.4 Vérification au risque de soulèvement du radier

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

$$\varphi = 21^\circ; C = 56 \text{ kPa}, \gamma = 21 \text{ kN/m}^3,$$

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

$$P_v = 491,87 \text{ kPa}.$$

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):

$$\text{On a: } x = \frac{P \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \cdot c \left[\text{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + \text{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \right]}{\gamma \left[\text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \right]}$$

$$x = \frac{491,87 \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{21}{2}\right) - 2 \cdot 56 \left[\text{tg}\left(45^\circ + \frac{21}{2}\right) + \text{tg}\left(45^\circ - \frac{21}{2}\right) \right]}{21 \left[\text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{21}{2}\right) - \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{21}{2}\right) \right]} = -0,22 \text{ m}$$

$x = -0,22 \text{ m} < 0$, par conséquent la stabilité du radier vis-à-vis du soulèvement est vérifiée.

IV.3 Calcul du tassement en surface

La cuvette de tassement est assez bien approchée par une courbe de Gauss. Des formules plus ou moins empiriques ont été proposées pour estimer le volume de terrain tassé, on applique la méthode de Peck (1969) pour estimer ces mouvements de terrains. On a calculé le tassement selon la formule (II.27)

Dans cette expression, S_{\max} le tassement maximal en surface, i la distance du point d'inflexion de la cuvette, et v_s le volume de la cuvette.

L'axe du tunnel étant situé à la profondeur $Z=24,47$ met par suite le rapport $Z/2R$ égale 2,74. Si on considère que l'argile marneuse se situe dans le fuseau "Soft to stiffclays", on peut déduire, à partir de l'abaque de Peck (Fig.II.16), la valeur du rapport i/R qui est égal à 3.

$$\frac{i}{R} = 3$$

D'où $i = 13,41 \text{ m}$

Le volume du tunnel non encore soutenu avec $L=1\text{m}$ la longueur du découpu (distance entre les cintres).

$$V_{\text{tunnel}} = \pi R^2 L = 62,77 \text{m}^3$$

Le Tableau IV.2 (Monsees, 1996) donne une évaluation en pourcentage de V_L/V_t (Loss Volume / Volume initial du tunnel) représentant le rapport de volume perdu au niveau du tunnel - suite au creusement de tunnel, au volume initial du tunnel – avant le creusement, en fonction de la nature et du comportement du terrain et des conditions d'exécution. Si on considère que la couverture est un terrain dur et très compact et que l'exécution s'effectue dans de bonnes conditions et sans interruption, le rapport V_L serait pris égal à 1,5 %.

Tableau IV.2 : Volume de terrain perdu en fonction de la qualité de l'exécution du tunnel (Monsees, 1996)

Case	(V_L/V_t)%
Good practice in firm ground • Applies to better soils and excellent ground control	0.5
Good practice in slowly raveling ground • Considered good ground	1.5
Fair practice in last raveling ground • More shield and tail loss	2.5
Poor practice in cohesive running ground • Yet more shield loss • Tail void mostly unified by grouting and/or support expansion of the initial supports	4.0 or more

-Calcul du volume de la cuvette du tassement V_s

$$V_s = 1.5\% V_{\text{tunnel}} = 0,94 \text{m}^3$$

Le tassement maximal S_{max} est calculé en utilisant l'équation II.27

$$S_{\text{max}} = \frac{0,94}{2,5 * 13,41} = 2,8 \text{cm}$$

Un autre moyen d'évaluer le tassement est d'exploiter la valeur de la convergence atteinte à l'équilibre par le terrain – après mise en place du soutènement provisoire. Cette convergence déjà calculée en paragraphe IV.2.2 est $u_{\text{éq}} = 2,3 \text{cm}$.

Nous pouvons déterminer le tassement maximal S_{max} en fonction des paramètres suivants :

- Diamètre théorique du tunnel : $D_{\text{initial}} = 8,94 \text{m}$

- Diamètre du tunnel à l'équilibre terrain/soutènement : $D_{\text{final}} = 8.89\text{m}$

Le volume perdu au niveau de tunnel V_s , pour une longueur de décaou L=1m

$$V_s = \left[\frac{\pi D_{\text{ini}}^2}{4} - \frac{\pi D_{\text{fin}}^2}{4} \right] * L = 0,70\text{m}^3$$

- Et par suite, en utilisant l'équation II.27 :

$$S_{\text{max}} = 2,08\text{cm}$$

On peut remarquer que les tassements calculés par la méthode de Peck (1969) et par la méthode de convergence-confinement sont très proches.

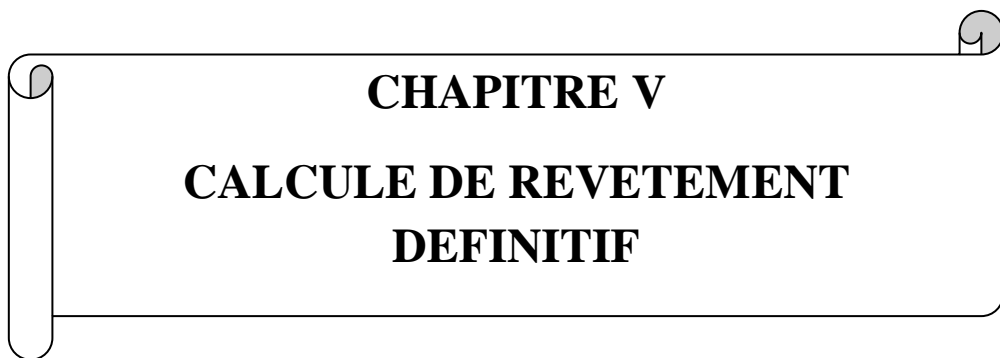
Le tassement maximal en surface peut atteindre 2,8 cm ce qui est inférieur au tassement admissible de 5cm. Nous sommes par conséquent à l'abri de tassement excessif au niveau de la surface de terrain.

IV.5 CONCLUSION

Le soutènement est un élément posé immédiatement après l'opération de l'excavation, il permet d'assurer la stabilité des parois du tunnel et la sécurité du personnel.

En fonction des conditions géologiques et géotechnique du terrain encaissant le tunnel, les recommandations de l'AFTES ont permis un ensemble de solutions pour le soutènement provisoire, le choix s'est porté sur les cintres métalliques lourds associés au béton projeté. La méthode convergence confinement a permis de dimensionner et vérifier le soutènement provisoire adéquat, il sera constitué de cintres métalliques **HEB120** et d'une couche de **5cm** béton projeté, et cela nous produira la valeur de déplacement du terrain à l'équilibre $u_{\text{éq}}$ égale à 2,3cm.

D'autre part, il a été procédé à la vérification de : la stabilité du front de taille en utilisant l'approche du facteur de charge ; au risque de soulèvement du radier par le biais de la méthode de Tsimbarievich et enfin le tassement maximal est égale à 2,8 cm qui peut se produire en surface en utilisant les méthodes semi empiriques de Peck (1969), Schmidt (1969) et Mair (1983).



CHAPITRE V
CALCULE DE REVETEMENT
DEFINITIF

V.1. INTRODUCTION

Dans cette partie de notre travail, nous allons modéliser le rameau de connexion déjà défini dans le chapitre I, en utilisant le logiciel PLAXIS 2D Tunnel, la méthode sur laquelle est basée le logiciel est la MEF et avec la NATM comme une technique d'excavation.

V.2.PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS

PLAXIS est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches, non linéaire, dépendant du temps et de l'anisotropie.

De même, le sol étant un matériau polyphasique, des procédures spéciales sont nécessaires pour prendre en compte les pressions interstitielles, que celles-ci soient ou non hydrostatiques. Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. Une présentation succincte du logiciel est donnée en annexe C.

V.3. PROCEDURE DE MODELISATION

Le modèle élasto-plastique de Mohr-coulomb a été choisi comme critère de rupture du terrain encaissant le tunnel. La géologie du site est composée de trois couches.

➤ La section de rameau de connexion

- une couche de remblai de 5 m épaisseurs.
- une couche de sable limoneuse de 13 m épaisseurs.
- une couche de l'agile marneuse de 15 m épaisseurs.

Pour faire la modélisation de soutènement provisoire et le calcul de revêtement définitif du rameau de connexion, on a calculé les caractéristiques retenues pour cette modélisation utilisées pour cette modélisation sont :

Les caractéristiques du cintre métallique (HEB120) sont :

E_{cintre} : module d'élasticité de la métallique égale 210.10^6 kPa

A_{cintre} : Section du profilé égale 3400mm^2

I_{cintre} : moment d'inertie du profilé par rapport à l'axe égal $8,64.10^6\text{mm}^4$

Les caractéristiques du béton projet sont :

Epaisseur de béton projeté égal 5 cm

$E_{\text{béton}}$: Module d'élasticité de béton égal 10.10^6 kPa

$A_{\text{béton}}$: Section d'un rectangle en béton égal 5.10^{-2} m²

$I_{\text{béton}}$: Moment d'inertie d'un rectangle en béton égal $1,04.10^{-5}$ mm⁴

✚ Rigidité du cintre métallique (HEB 120)

❖ A la compression : $EA = E_{\text{cintre}} \cdot A_{\text{cintre}}$

$$EA = 714000 \text{ kN/m}$$

❖ A la flexion : $EI = E_{\text{cintre}} \cdot I_{\text{cintre}}$

$$EI = 1814,4 \text{ kN.m}^2/\text{m}$$

✚ Rigidité du béton projeté

❖ A la compression : $EA = E_{\text{béton}} \cdot A_{\text{béton}}$

$$EA = 5.10^6 \text{ Kn/m}$$

❖ A la flexion : $EI = E_{\text{béton}} \cdot I_{\text{béton}}$

$$EI = 104 \text{ kN.m}^2/\text{m}$$

✚ Calotte

❖ La rigidité à la compression :

$$EA = E_{\text{cintre}} \cdot A_{\text{cintre}} + E_{\text{béton}} \cdot A_{\text{béton}}$$

$$EA = 1918,4 \text{ KN.m}^2/\text{m}$$

❖ La rigidité à la flexion :

$$EI = E_{\text{cintre}} \cdot I_{\text{cintre}} + E_{\text{béton}} \cdot I_{\text{béton}}$$

$$EI = 1918,4 \text{ Kn.m}^2/\text{m}$$

✚ Radier

- ❖ La rigidité à compression :

$$EA = E_{\text{béton}} \cdot A_{\text{radier}} \quad \text{avec : épaisseur radier} = 0.1\text{m}$$

$$EA = 1.10^7 \times 0,1$$

$$EA = 10^6 \text{ kN/m}$$

- ❖ La rigidité à la flexion :

$$EI = E_{\text{béton}} \cdot I_{\text{radier}}$$

$$EI = 1.10^7 \times (1 \times (0,1)^3 / 12)$$

$$EI = 833,33 \text{ kN.m}^2/\text{m}$$

Les caractéristiques de soutènement provisoire, sont présentées dans le tableau V.1:

Tableau V.1 : Paramètres du soutènement provisoire au niveau du tunnel.

	La rigidité à la compression de soutènement provisoire EA (kN/m)	La rigidité à la flexion de soutènement provisoire EI (kN.m ² /m)
Cintre métallique (HEB120)	714000	1814,4
Béton projeté	5.10^5	104
Calotte	1214000	1918,4
Radier	10^6	833,33

On a prendre épaisseur de revêtement définitif de 30cm pour déterminer les caractéristiques de revêtement définitif qui est utilisé pour ce tronçon de tunnel, sont d'écrites dans le tableau V.2 suivant :

Tableau V.2 : Paramètres du revêtement définitif au niveau du tunnel

	La rigidité à la compression de revêtement définitif EA (kN/m)	La rigidité à la flexion de revêtement définitif EI (kN.m ² /m)
Calotte	$1,05 \cdot 10^7$	71668,4
Radier	23333,33	$4 \cdot 10^6$

V.4 MODELISATION DU TUNNEL

Pour cette partie on fait la modélisation de soutènement provisoire qui est constitué de cintre métallique HEB 120 et béton projeté de 5 cm, puis on passe à la modélisation du revêtement définitif dont épaisseur 30cm.

V.4.1 Condition aux limites

Pour tenir compte de l'évolution des déplacements avec la profondeur et minimiser l'influence des conditions aux limites. (Fig. V.1).

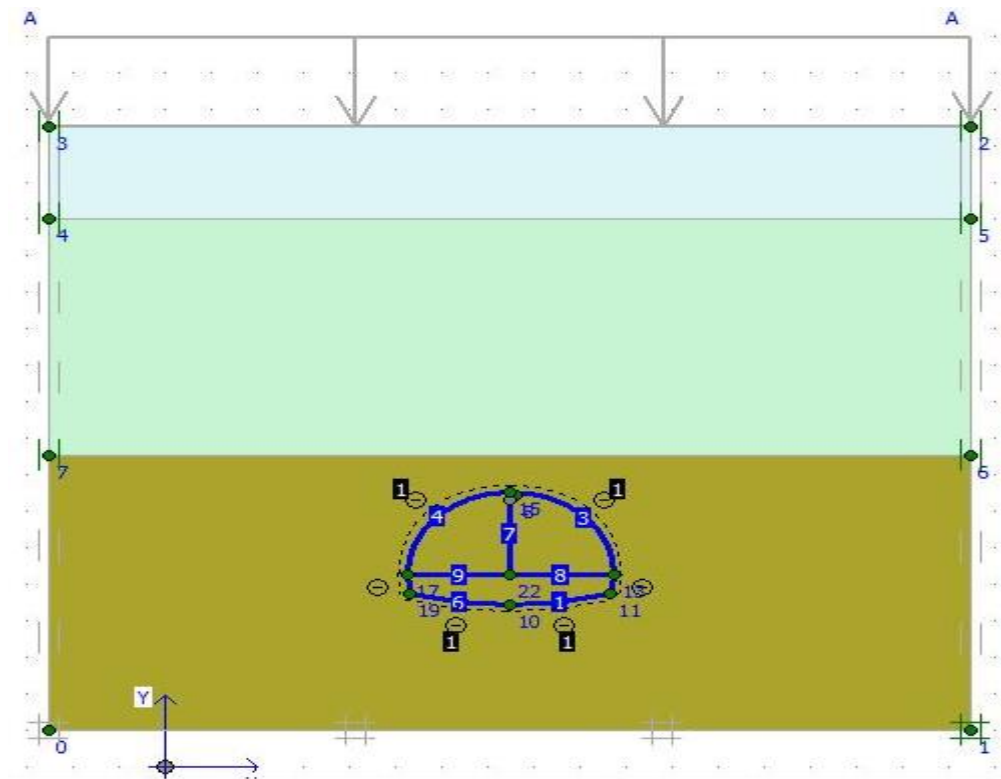


Figure V.1 : Génération des conditions aux limites.

V.4.2 Génération du maillage

On peut alors générer le maillage. Par défaut, le maillage est "grossier" (*corsé*), mais Plaxis raffine automatiquement le maillage autour des éléments de structure (ici autour de tunnel), on obtient le maillage présenté ci-dessous (**Fig.V.2**).

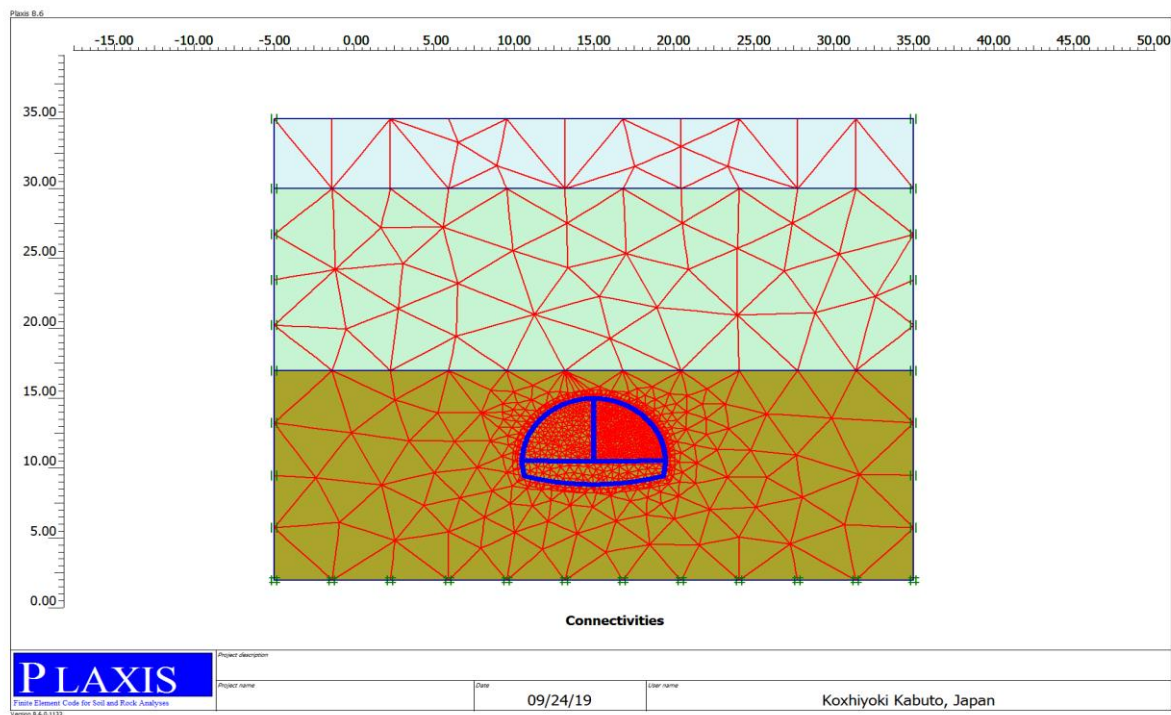


Figure V.2: Génération du maillage

V.4.3 Conditions initiales

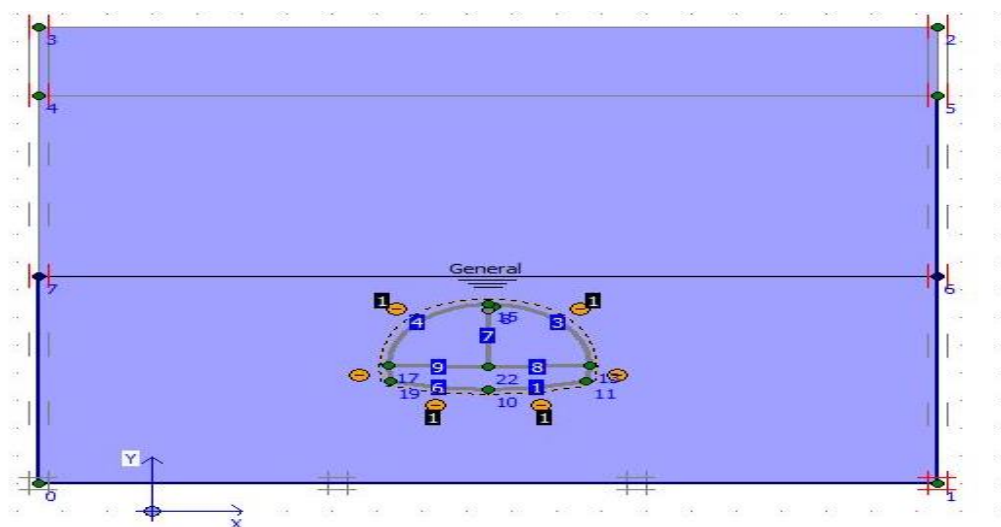


Figure V.3: Les pressions interstitielles initiales (Conditions hydraulique).

V.4.4 Procédures de calculs

Après avoir introduit toutes les paramètres de l'ensemble sol+structure, on lance l'application des calculs « calculation » : les calculs se font selon plusieurs phases. Dans cette partie on a fait cinq phases (Fig.V.4) :

- Phase initiale : initiation des contraintes.
- **Phase 1** : activation du chargement avec le déplacement initié à zéro.
- **Phase 2** : excavation la partie droite de la calotte et activation du soutènement provisoire
- **Phase 3** : excavation la partie gauche de la calotte et activation du soutènement provisoire
- **Phase 4** : excavation de la partie inférieure -stross et activation du soutènement du radier
- **Phase 5** : ajouter le revêtement définitif de tunnel.

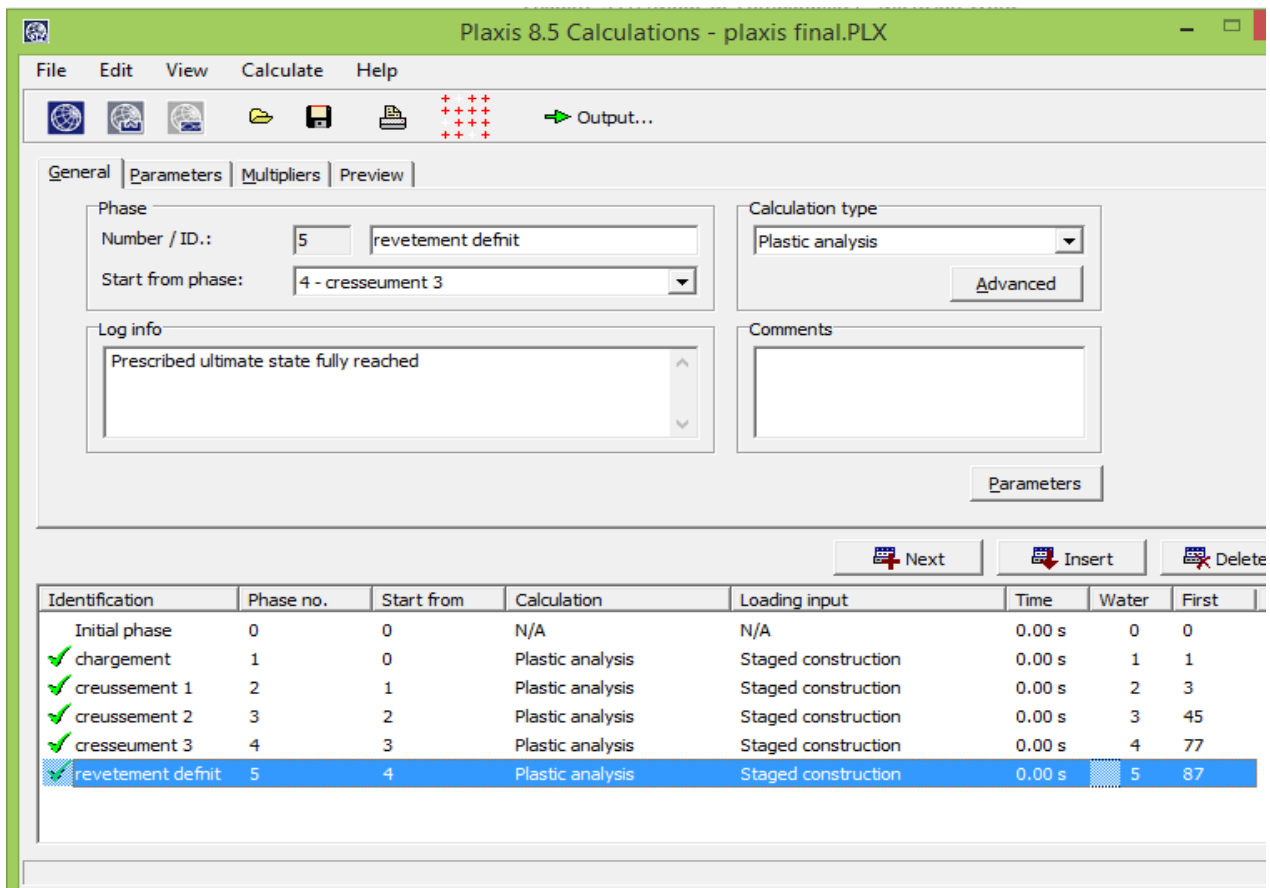


Figure V.4 : Phases de calcul.

V.5 PRESENTATION DES RESULTATS

V.5.1 Soutènement provisoire

Nous allons présenter dans cette partie les différents résultats obtenus.

V.5.1.1 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 V.5**)

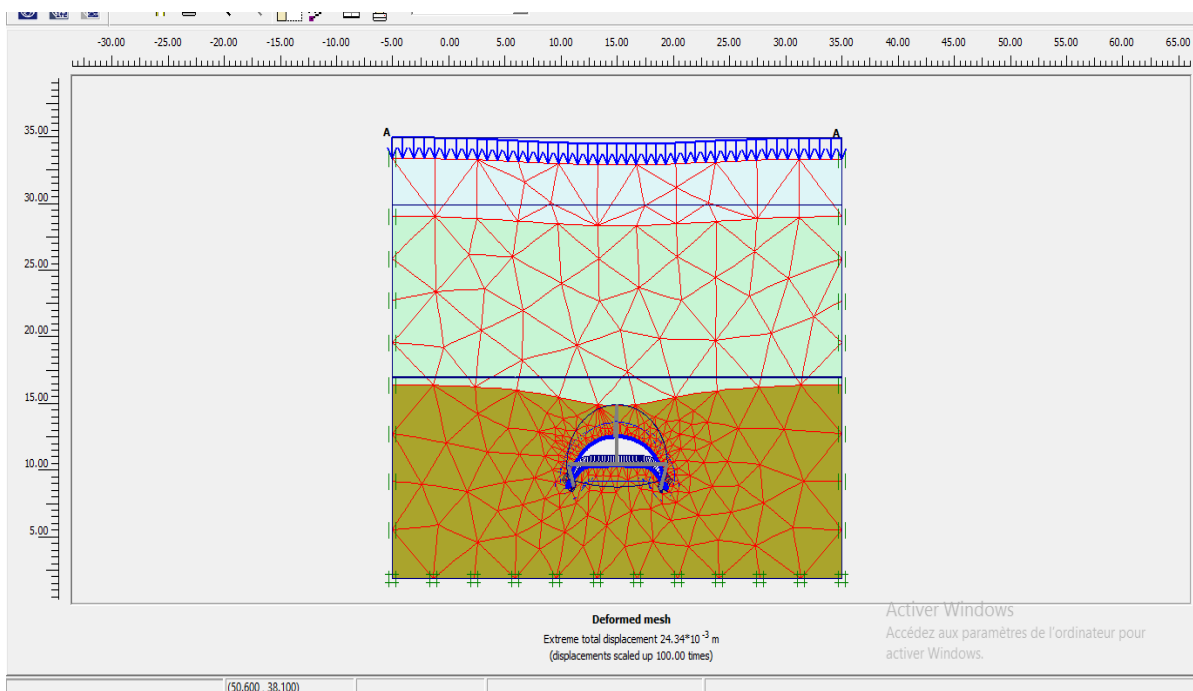


Figure V.5: Schéma de déformation du tunnel.

V.5.1.2 Calcul des déplacements

On s'intéressera à trois types de déplacement, déplacement horizontal, déplacement vertical et déplacement total :

➤ Les déplacements horizontaux (u_x)

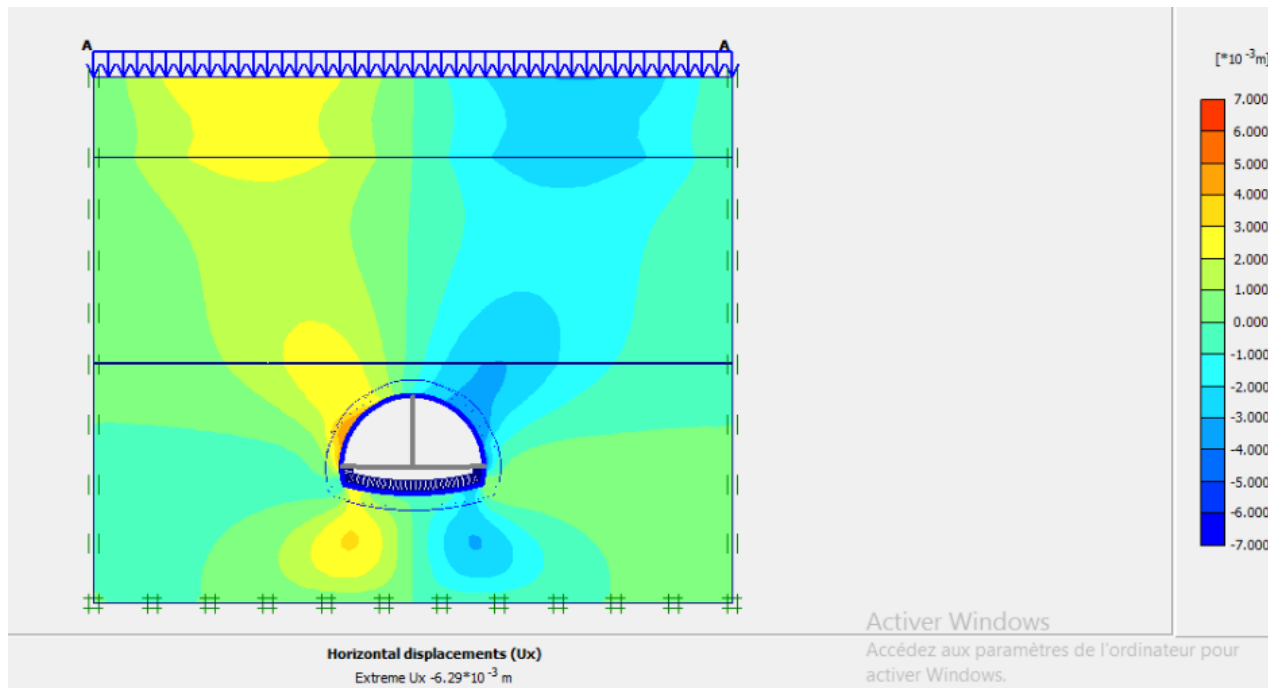


Figure V.6: Le déplacement horizontal (u_x).

➤ Les déplacements verticaux (u_y)

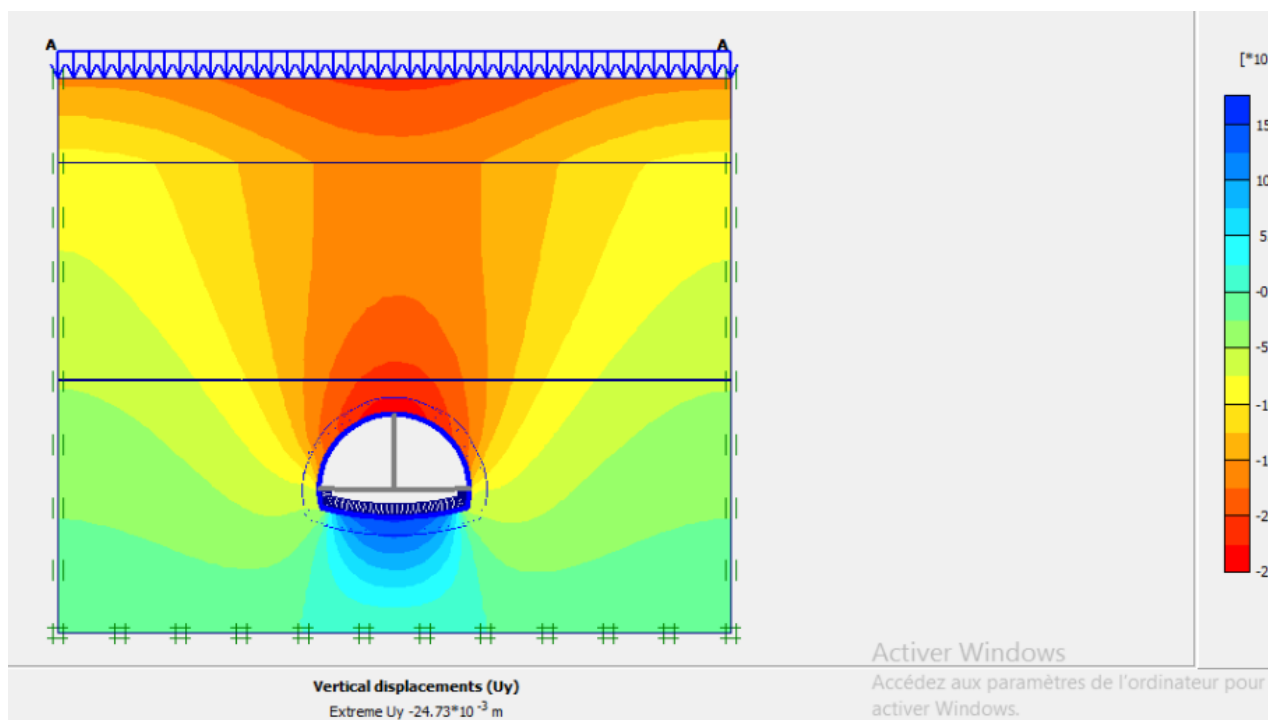


Figure V.7: Le déplacement vertical (u_y).

➤ Les déplacements totaux (u_{tot})

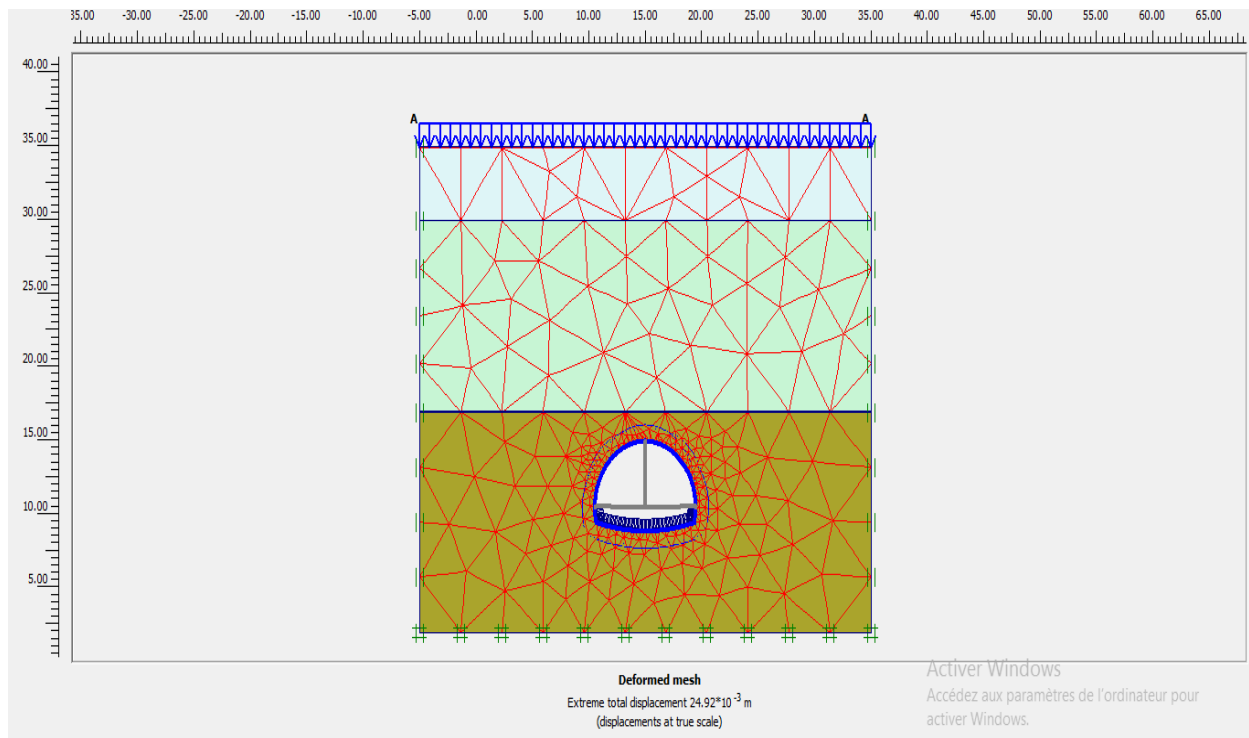


Figure V.8: Le déplacement total u_{tot} .

Le Tableau V.3 résume les valeurs des déplacements obtenus pour la phase de creusement 4.

Tableau V.3 : Résultats des déplacements dûs au creusement du tunnel.

	Designation (unite)	Phase 4
Déplacement Horizontal	$u_x(m)$	$-6,29*10^{-3}$
Déplacement Vertical	$u_y(m)$	$-24,73*10^{-3}$
Déplacement Total	$u_{tot}(m)$	$24,92*10^{-3}$

➤ Calcul des contraintes effectives(σ)

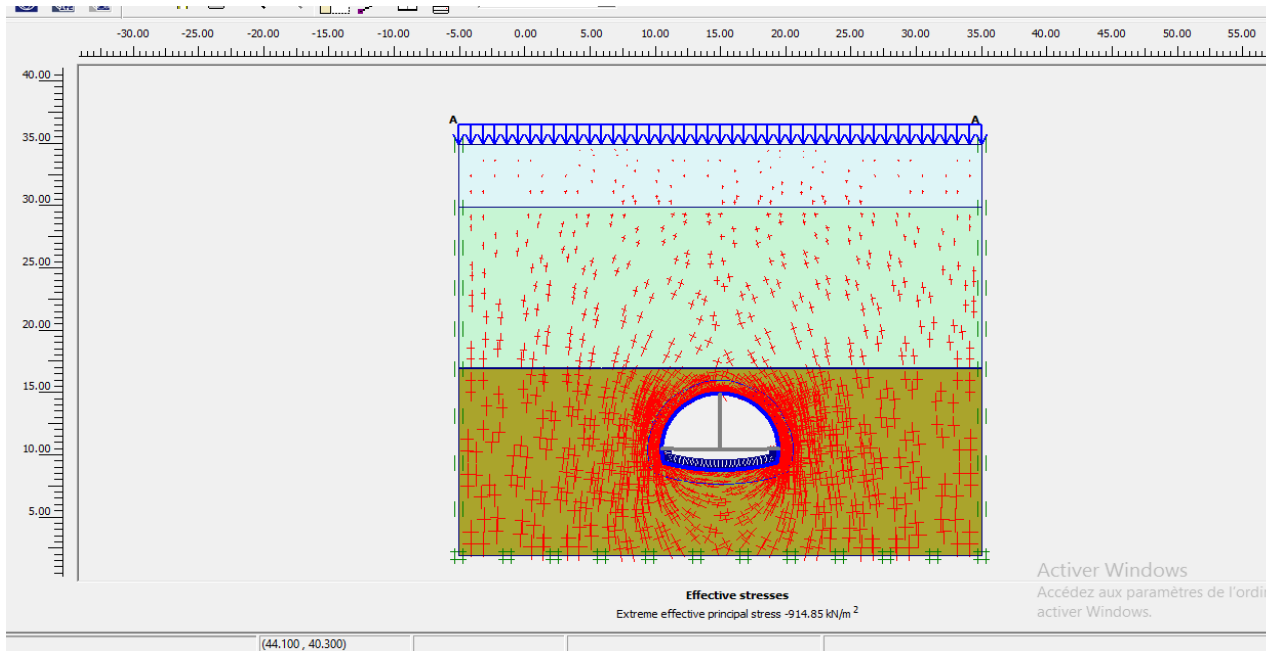


Figure V.9: La contrainte effective.

V.5.2 Le revêtement définitif

➤ Le déplacement horizontal u_x

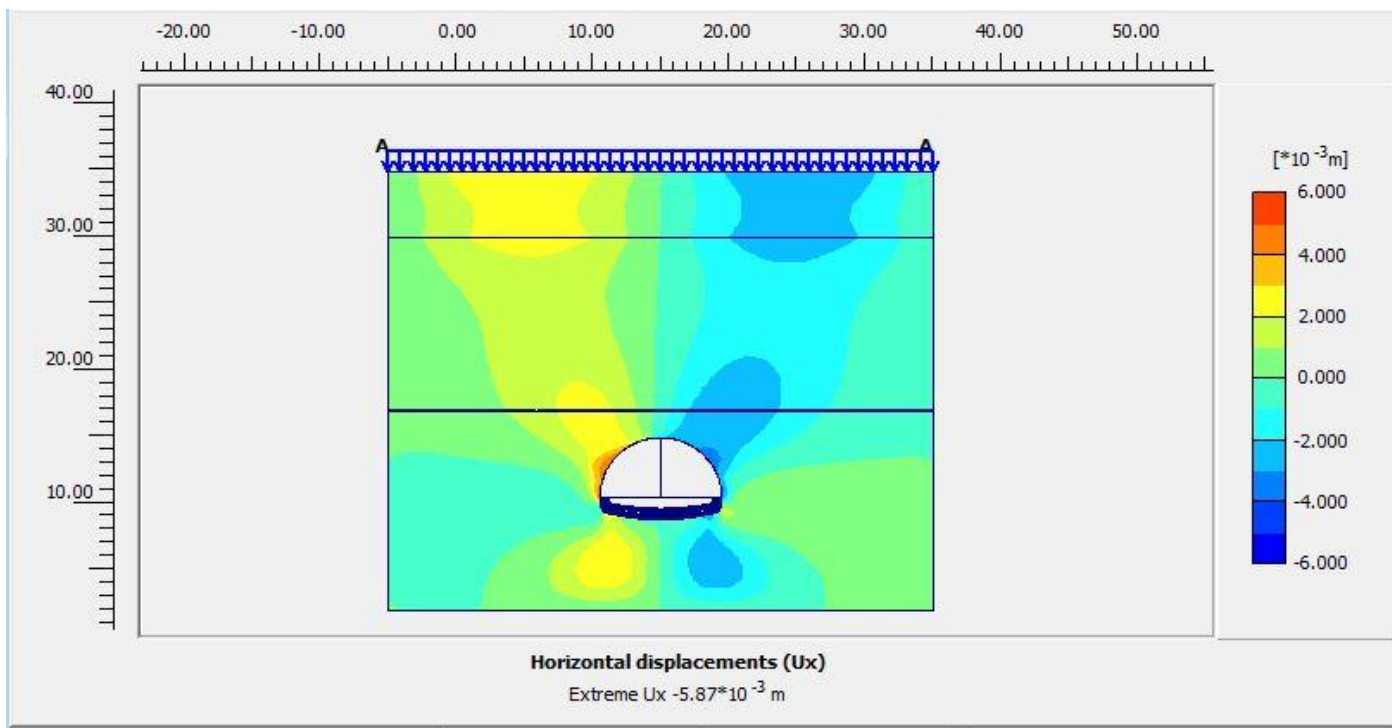


Figure V.10 : le déplacement horizontal de revêtement définitif.

➤ Le déplacement verticale u_y

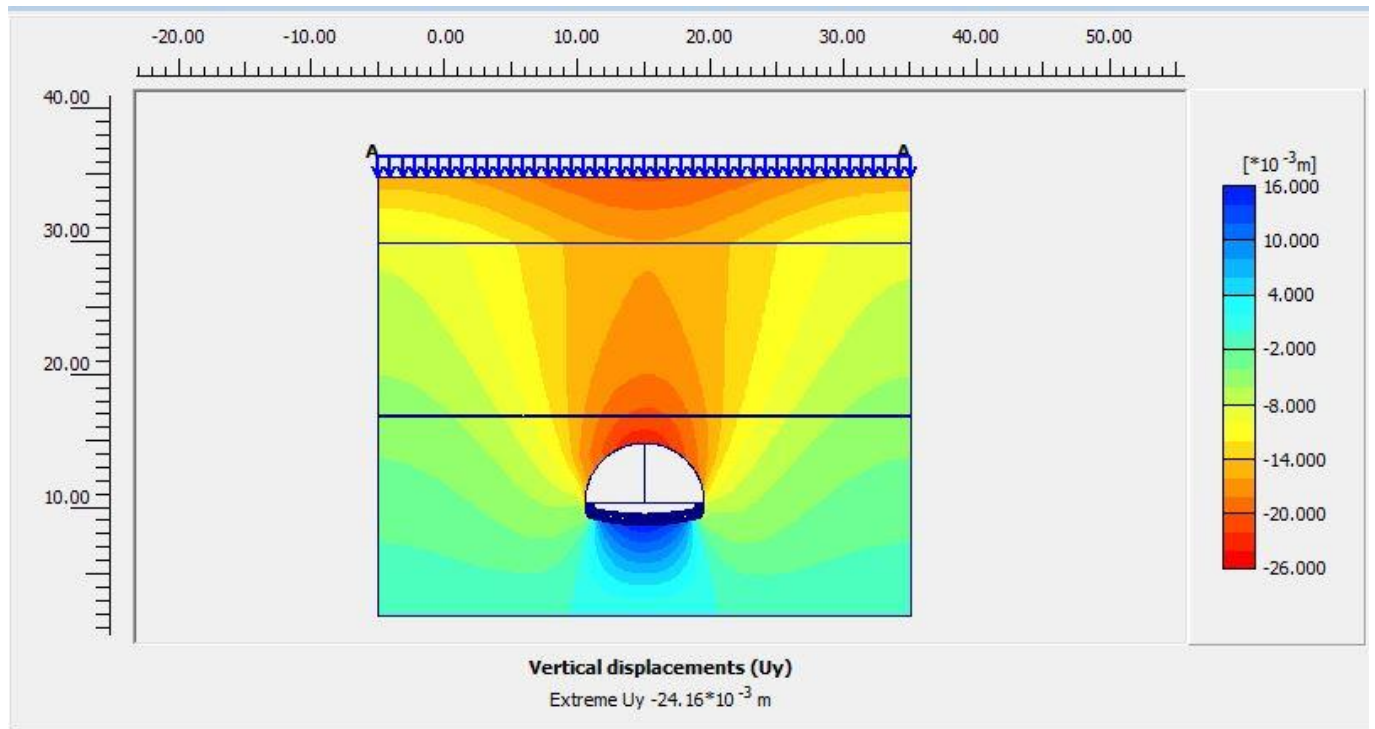


Figure V.11 : déplacement verticale de revêtement définitif

➤ Le déplacement total u_{tot}

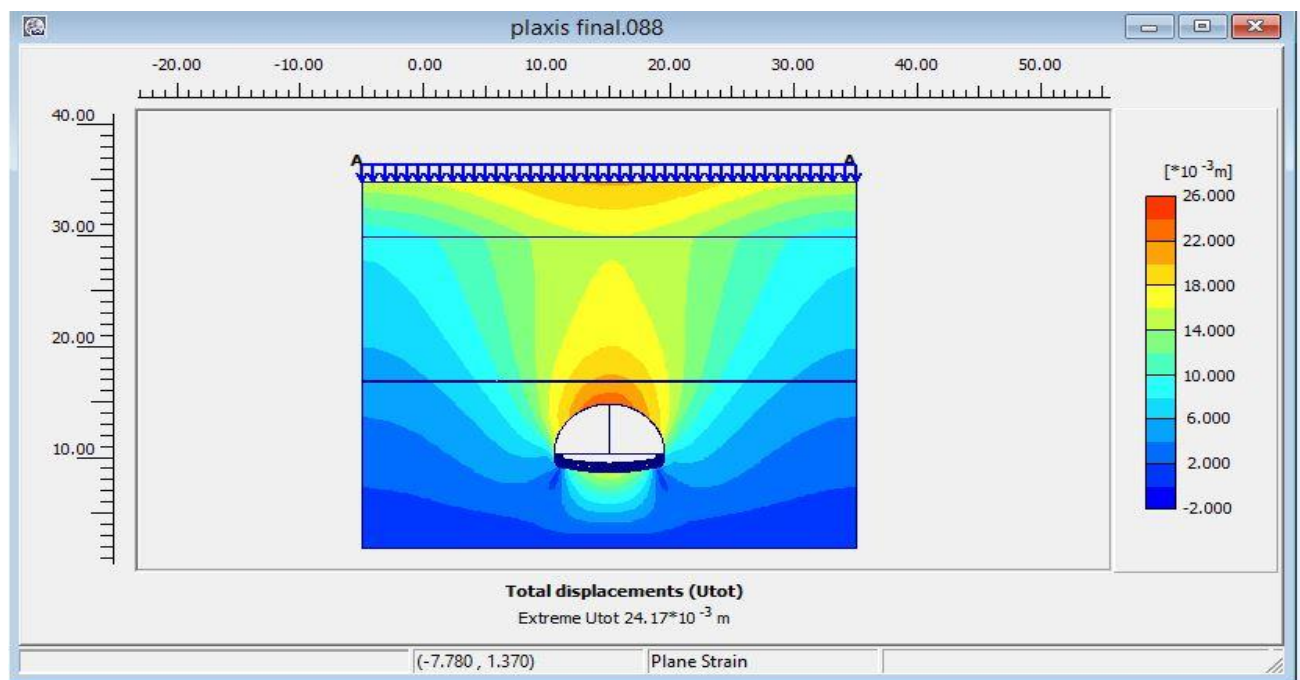


Figure V.12 : déplacement total de revêtement définitif

Le **Tableau V.4** résume les valeurs des déplacements de revêtement définitif obtenus pour la phase 5.

Le Tableau V.4 : Résultats des déplacements de revêtement définitif

	Designation (unite)	Phase 5
Déplacement horizontal	$u_x(m)$	$-5.87 \cdot 10^{-3}$
Déplacement Vertical	$u_y(m)$	$-24,16 \cdot 10^{-3}$
Déplacement Total	$u_{tot}(m)$	$24,17 \cdot 10^{-3}$

➤ **Calcul de moment**

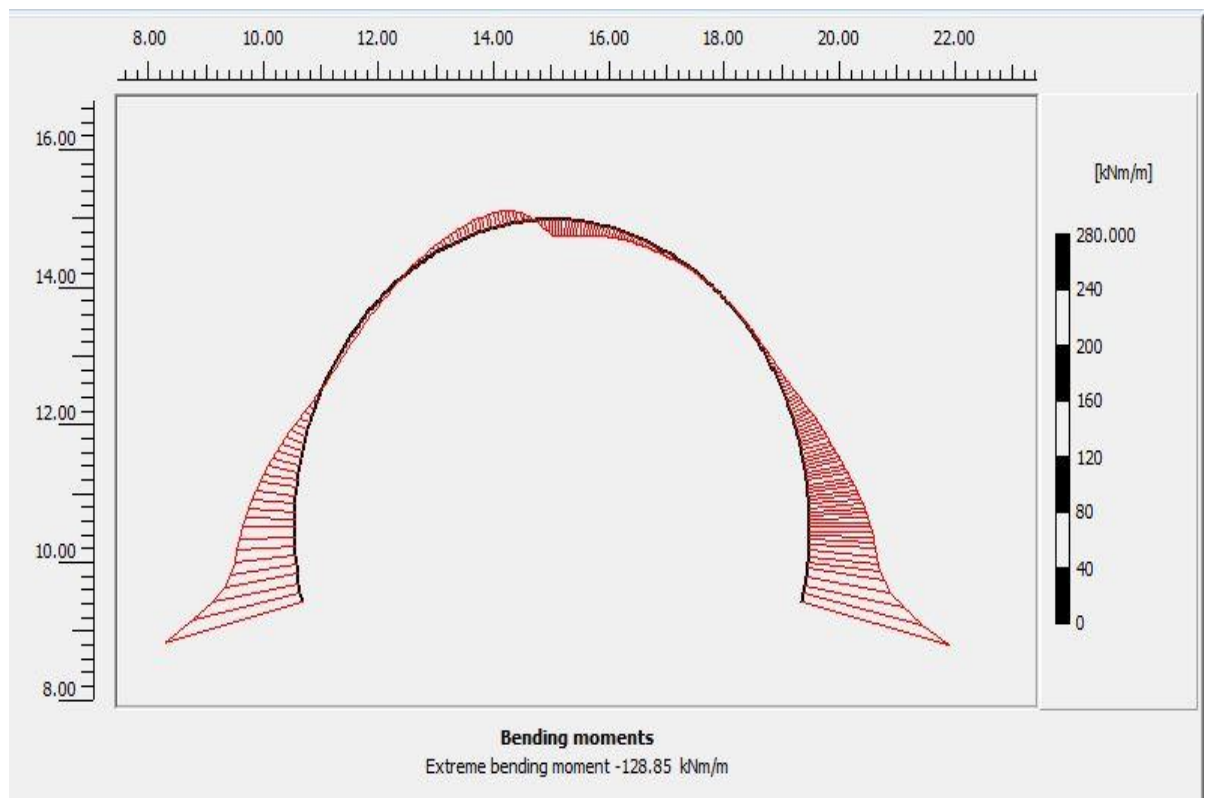


Figure V.13: Schéma représentant le diagramme des moments fléchissant.

➤ Effort tranchant

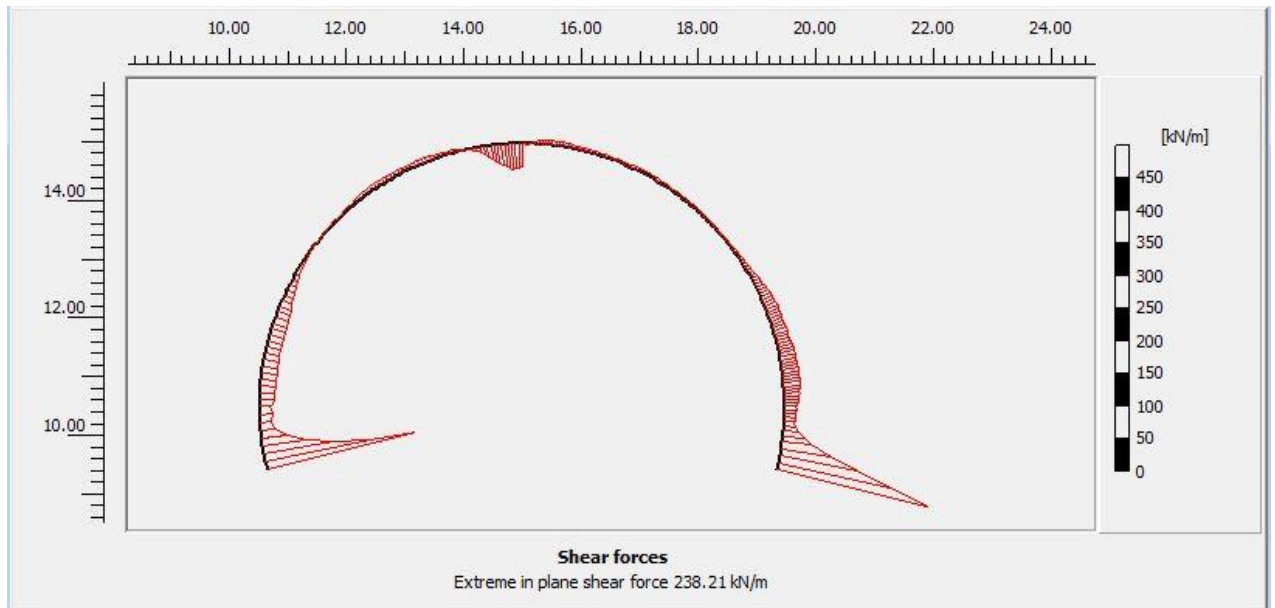


Figure V.14: Effort tranchant

➤ L'effort normal

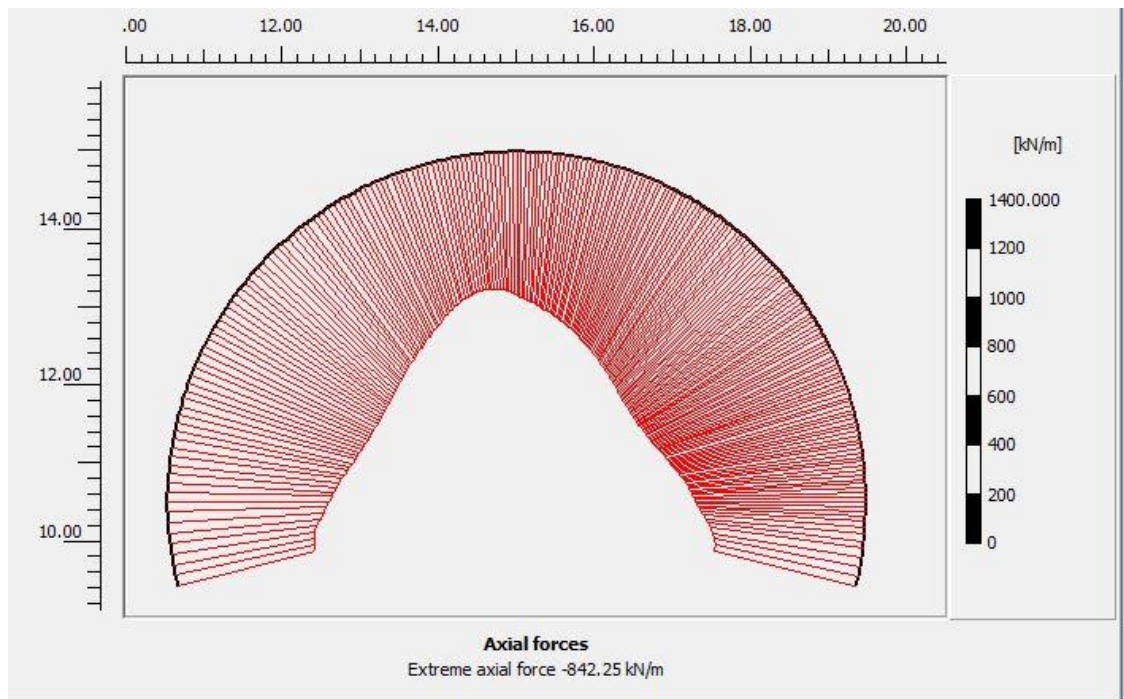


Figure V.15 : Effort normal

V.6 CALCUL LE FERRAILLAGE

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 -128,85 kN.m/m
- l'Effort tranchant égal à 238,91 kN/m
- l'Effort normal égal à -842,25 kN/m

➤ Calcul en flexion composée

▪ Hypothèses

- Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mode99.

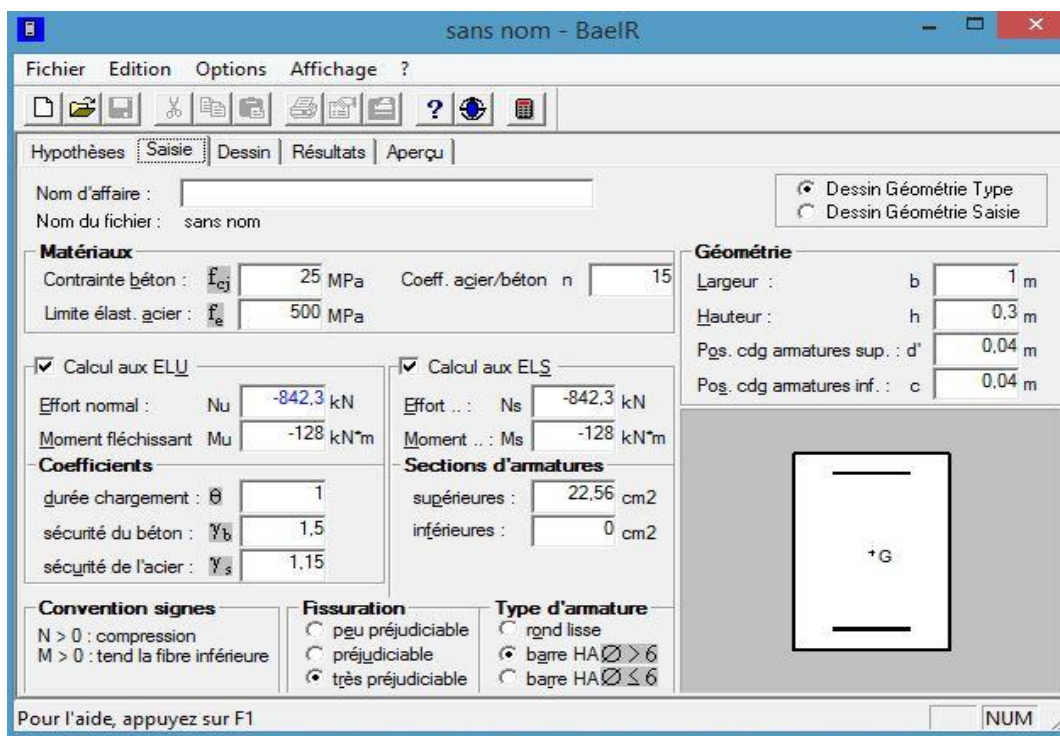


Figure V.16: Calcul de Section en Flexion Composée

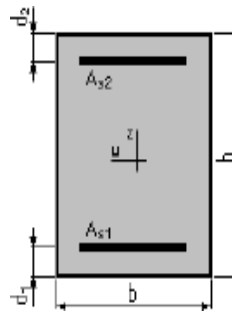
• **Section**

$b = 1,00\text{m}$

$h = 0,40\text{m}$

$d1 = 0,04\text{m}$

$d2 = 0,04\text{m}$



• **Efforts appliqués**

Tableau V.5: Sollicitations internes pour le calcul du ferrailage.

Type	Effort normal N (kN)	moments fléchissant M (kN.m)
ELU	-842,25	-128
ELS	-842,25	-128

• **Résultats**

La figure V.17 résume les résultats calcul de Section en Flexion Composée.

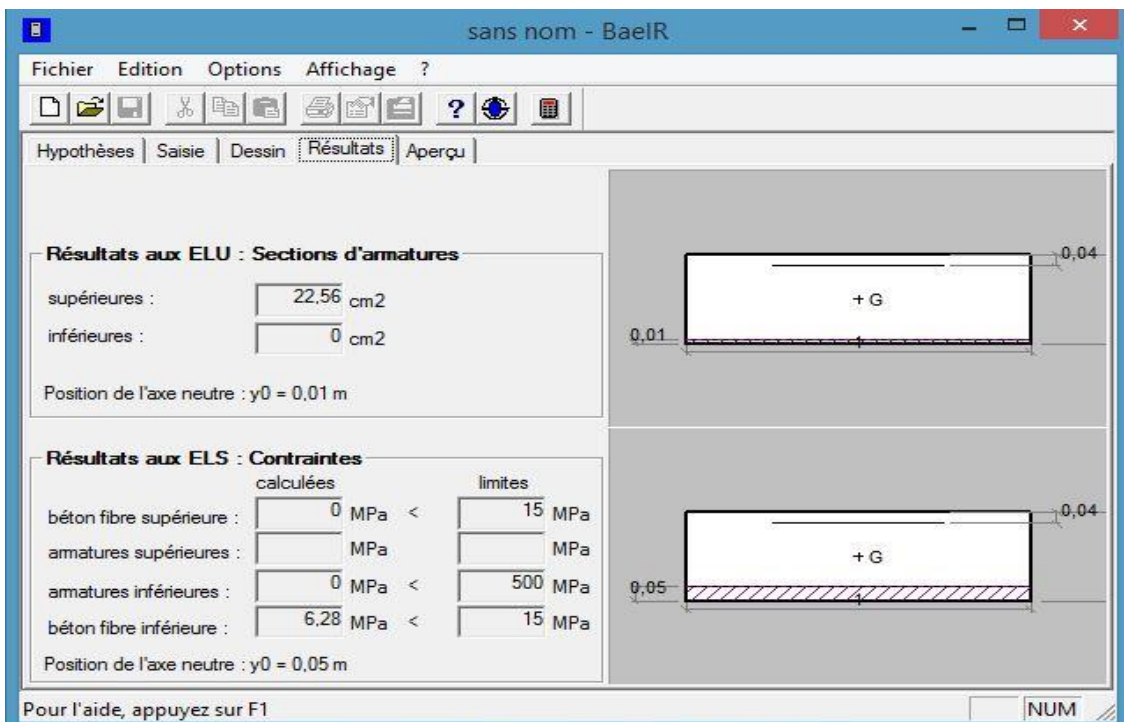


Figure V.17: Résultats calcul de Section en Flexion Composée.

- **Ferraillage de section**

Résultat aux ELU de la section d'armatures supérieures à $S=22,56 \text{ cm}^2$

Le choix d'armature s'est porté sur **5 HA25**.(Fig V.18)

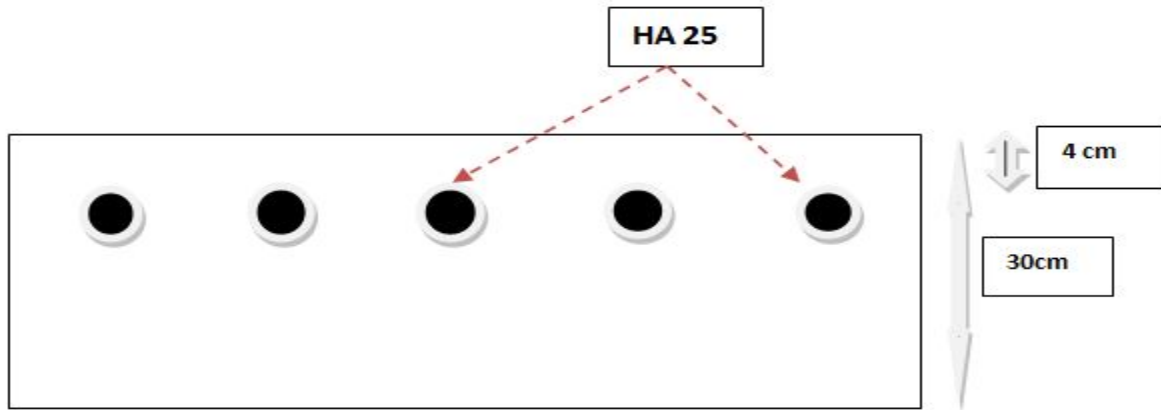


Figure V.18 : représenté le choix d'armature

V.7 CONCLUSION

Dans cette partie de notre travail, nous avons utilisé le logiciel PLAXIS2D pour modéliser le soutènement provisoire constitué de cintres métalliques HEB120 et de béton projeté de 5cm d'épaisseur, de modéliser aussi le revêtement définitif de 30cm. Cette modélisation a donné un déplacement vertical de 24mm et déplacement horizontal de 6mm, soit un déplacement total de 25mm. Ce déplacement maximal reste très proche du tassement en surface calculé par la méthode semi-empirique de Peck, évalué à 28mm.

Pour la modélisation de revêtement définitif dans la phase 5 qui nous fourni le moment fléchissant de 128 kN.m, des efforts tranchant est égal à 238,91 kN/m et des efforts normal est égal 842,25 kN/m. Ces résultats ont permis de déterminer une section d'armature $S=22,56 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 5HA25/ml.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

En effet, l'étude d'un tunnel touche plusieurs domaines du génie civil, parmi eux on retrouve l'intervention de la mécanique des sols, la mécanique des roches, la géologie, l'hydrogéologie, la topographie, le béton armé, la construction métallique, la résistance des matériaux. Ce qui a donné plusieurs méthodes et modèles de calcul.

L'étude menée nous a permis d'aborder un problème complexe qui est le dimensionnement du soutènement provisoire et du revêtement définitif de la galerie du rameau de connexion reliant le puits de ventilation au tunnel principal du métro d'Alger. Selon les recommandations de l'AFTES, le soutènement provisoire est constitué de cintres lourds HEB120 espacés de 1m correspondant à la longueur de pas d'excavation, et de béton projeté de 5 cm d'épaisseur. Le soutènement choisi a été vérifié en utilisant la méthode convergence confinement. La stabilité de front de taille a été vérifiée et par suite la mise en place du pré soutènement n'est pas obligatoire.

Le tassement maximal en surface a été calculé à l'aide de méthode semi empirique de Peck(1969), la valeur trouvée est égale à 2,8 cm ce qui est inférieur au tassement admissible de 5cm.

La modélisation numérique sur logiciel PLAXIS 2D, nous a permis de modéliser les différentes phases d'exécution et le soutènement du tunnel. Elle nous a permis de calculer le déplacement vertical maximal - tassement maximal qui atteint la valeur de 2,4 cm, et qui reste très proche de celle calculée par la méthode analytique.

Enfin, le revêtement définitif a été dimensionné et ferrillé au moyen du logiciel SOCOTEC en se basant sur les résultats des moments fléchissant et les efforts tranchants obtenus par le logiciel Plaxis 2D.

REFERENCES

- Abderrahmane. A et Bensalah. A, 2016,** "Influence du creusement d'un tunnel sur le comportement du sol sous les fondations d'une construction en surface".
- Anagnostou, G. et Seafeimidis, K., 2007,**"The dimensioning of tunnel face reinforcement," Proceedings of ITA World Tunnel Congress - Underground space - the 4th dimension of metropolises, Prague .
- Atkinson, J. H. & Potts, D.M, 1977,**" Stability of a shallow circular tunnel in cohesion less soil". Géotechnique 27.
- Attewell, P. B, 1978.** "Ground movements caused by tunnelling in soil", Proc. Int. Conf. on Large Movements and Structures (ed. J. D. Geddes), Pentech Press, London.
- Bouzourine. A et Ait Saadi . M, 2011,**"Calcul et modélisation du tunnel Ramdhane-Ligne SNTF Affroun-Khemis "".
- Bowles, J.E, 2002,**" Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill.
- Broms B.B., Bennermark H, 1967,** "Stability of clay at vertical openings". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE.
- MAGNAN J.P., SERRATRICE J.F, 2002**"Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon". Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées.
- Mair, R. J, 1993,**"Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations", Proc. Inst. Civil Engineers, Civil Engineering.
- Mitchell, J. K, 1976,**" Fundamental of Soil Behavior", NY.
- Monsees, T. R, 1996,**" Tunnel Engineering Handbook", Edited by John O. Bickel, Thomas R. Kuesel & Elwin H.King, Second Edition, Fifth printing, Kluwer Academic Publishers, USA.
- Oreste, P. P.,et Dias, D., 2013,**"Key Factors in the face stability analysis of shallow tunnels," American Journal of Applied Sciences.
- O'Reilly, M. P. and New, B. M, 1982.**" Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction", Tunnelling 82, London.

Peck, R. B., 1969,"Deep excavations and tunnelling in soft ground." **In:** *Proc.of the 7th ICSMFE*, Mexico City.

Panet, M., 1995, "Calcul des tunnels par la méthode convergence confinement," Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Rankin, W. J. 1988, "Ground movements resulting from urban tunnelling; prediction and effects". Conference on Engineering Geology of Underground Movements, Nottingham.

Rapport Géotechnique, Extension du métro d'Alger (ligne1).

Recommandation de l'AFTES, 1993, "choix et type de soutènement en galerie ".

Schmidt, B. 1969, "Settlements and ground movements associated with tunnelling in soils", PhD Thesis, University of Illinois, Urbana.

Sebai Belkacemi, S., 2019,"Notes de cours d'ouvrages souterrains," 2 année Master Géotechnique, Université Saad Dahlab de BLIDA.

Szechy, C, 1971,"traité des calculs des tunnels," Edition Dunod.

Uriel AO, Sagasetta C., 1989,"selection of design parameters for underground construction, " Rio de Janeiro, Brazil.

Vermeer P.A., Moller S. C., Ruse N., 2005. "On the Application of Numerical Analysis in Tunnelling," Institute of Geotechnical Engineering, Pfaffenwaldring 35, 70569 Stuttgart,Germany.

Vermeer P.A., Moller S.C., 2007. "On numerical simulation of tunnel installation: Tunnelling and Underground Space Technology.

Annexe A

Campagne géotechnique complémentaire

Annexe A

Campagne géotechnique complémentaire

-sondage SC 54 : [21.57à 22.00] m

Tamis (mm)	2	1	0.2	0.1	0.08
Tamisant %	99.97	99.85	98.94	98.48	98.33

$T(0.08)=98.33\%$ d'où $RC(0.08)=1.67\%$ donc moins de 50% des éléments $> 0.08\text{mm}$

Donc il s'agit d'un sol fin

$W_L=59\%$
 $W_P=30\%$
 $I_P=29\%$

} donc il s'agit Argile très plastiques **At**.

-sondage SC 54A : [25.0 à 25.39] m

Tamis (mm)	2		0.2	0.1	0.08
Tamisant %	99.14	97.49	73.94	73.86	73.80

$T(0.08)=73.80\%$ d'où $RC(0.08)=26.2\%$ donc moins de 50% des éléments $> 0.08\text{mm}$

Donc il s'agit d'un sol fin

$W_L=58\%$
 $W_P=28\%$
 $I_P=30\%$

} donc il s'agit Argile très plastique **At**.

Tableau 1: Résumé des résultats des essais in situ réalisés dans la Campagne de

Prospection Complémentaire SPT (SC54A et SC55).

Unité	Essais SPT					
	Sondage			N _{SPT}	N ₆₀	(N _r) ₆₀
	Code	Profondeur (m)				
		Debout	Fin			
QS	SC54A	16,00	16,45	51	47	25
QS	SC54A	17,50	17,95	43	39	20
QM	SC54A	19,00	19,45	28	26	-
QM	SC54A	20,50	20,95	44	40	-
QM	SC54A	22,00	22,45	34	31	-
QM	SC54A	25,00	25,45	13	12	-
QM	SC54A	26,50	26,95	22	20	-
QM	SC54A	28,00	28,45	25	23	-
QM	SC54A	29,50	29,95	31	28	-
QM	SC54A	31,00	31,45	23	21	-
QM	SC54A	32,50	32,95	28	26	-
QM	SC54A	34,00	34,45	30	28	-
QM	SC54A	35,50	35,95	38	35	-
QM	SC54A	37,00	37,45	48	44	-
R	SC55	1,00	1,45	35	24	-
QS	SC55	2,50	2,95	42	29	36
QS	SC55	4,00	4,45	31	21	22
QS	SC55	5,50	5,95	32	25	22
QS	SC55	7,00	7,45	30	26	21
QS	SC55	8,50	8,95	27	24	17
QS	SC55	10,00	10,45	34	30	20
QS	SC55	11,50	11,95	36	33	21
QS	SC55	13,00	13,45	48	44	26
QS	SC55	14,50	14,95	refus	-	-
QS	SC55	16,00	16,45	refus	-	-

Tableau 2 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés dans la Campagne de Prospection Complémentaire SPT (SC55 et SC56).

Unité	Essais SPT					
	Sondage			N _{SPT}	N ₆₀	(N _r) ₆₀
	Code	Profondeur (m)				
		Debout	Fin			
QM	SC55	17,50	17,95	28	26	-
QM	SC55	19,00	19,45	32	29	-
QM	SC55	20,50	20,95	32	29	-
QM	SC55	22,00	22,45	37	34	-
QM	SC55	23,50	23,95	47	43	-
QM	SC55	25,00	25,45	55	50	-
QM	SC55	26,50	26,95	38	35	-
QM	SC55	28,00	28,45	30	28	-
QM	SC55	29,50	29,95	33	30	-
QM	SC55	31,00	31,45	33	30	-
QM	SC55	32,50	32,95	34	31	-
QM	SC55	34,00	34,45	33	30	-
QM	SC55	35,50	35,95	6	6	-
QM	SC55	37,00	37,45	5	5	-
R	SC56	1,00	1,30	refus	-	-
QS	SC56	2,50	2,95	31	21	27
QS	SC56	4,00	4,45	28	19	20
QS	SC56	5,50	5,80	refus	-	-
QS	SC56	7,00	7,30	refus	-	-
QS	SC56	8,50	8,95	38	33	24
QS	SC56	10,00	10,30	refus	-	-
QS	SC56	11,50	11,80	refus	-	-
QS	SC56	13,00	13,30	refus	-	-
QS	SC56	14,50	-	refus	-	-
QS	SC56	16,00	-	refus	-	-

Tableau 3 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés dans la Campagne de

Prospection Complémentaire SPT SC56.

Unité	Essais SPT					
	Sondage			N _{SPT}	N ₆₀	(N ₁) ₆₀
	Code	Profondeur (m)				
		Debout	Fin			
QS	SC56	17,50	-	refus	-	-
QS	SC56	19,00	19,45	49	45	22
QS	SC56	20,50	-	refus	-	-
QM	SC56	22,00	22,45	53	49	-
QM	SC56	23,50	23,95	28	26	-
QM	SC56	25,00	25,45	28	26	-
QM	SC56	26,50	26,95	32	29	-
QM	SC56	28,00	28,45	33	30	-
QM	SC56	29,50	29,95	26	24	-
QM	SC56	31,00	31,45	22	20	-
QM	SC56	32,50	32,95	26	24	-
QM	SC56	34,00	34,45	29	27	-
QM	SC56	35,50	35,95	23	21	-
QM	SC56	37,00	37,45	33	30	-

Tableau 4 : Résumé des résultats des essais pressiométriques réalisés dans le rameau de

connexion (Rapport géotechnique du projet)

Unité	Essais Pressiométriques					
	Sondage		E_M	P_I	P_f	E_M/P_I
	Code	Profondeur (m)				
			MPa	MPa	MPa	--
Q5	SP37	2,70	28,17	1,28	0,67	21,97
Q5	SP37	5,40	47,71	3,12	1,73	15,27
Q5	SP37	8,10	137,97	4,99	4,99	27,64
Q5	SP37	10,80	42,52	2,93	1,70	14,52
Q5	SP37	16,20	33,73	2,13	1,40	15,82
Q5	SP37	18,90	103,62	5,09	5,09	20,37
QM	SP37	21,60	97,71	6,96	3,93	14,04
QM	SP37	24,40	154,88	8,34	5,16	18,58
QM	SP37	27,10	189,50	8,47	5,17	22,38
QM	SP37	29,80	186,39	8,29	5,22	22,48
QM	SP37	32,50	201,28	8,26	5,26	24,37
QM	SP37	35,00	200,03	5,26	5,26	38,01
QM	SP37	37,00	196,16	8,34	5,29	23,51
Q5	SP38	2,70	40,89	1,06	0,59	38,72
Q5	SP38	5,40	41,79	2,70	1,55	15,48
Q5	SP38	7,90	55,08	4,13	2,45	13,32
Q5	SP38	10,80	30,07	2,97	1,88	10,11
Q5	SP38	13,50	26,78	1,13	0,76	23,62
Q5	SP38	16,20	56,43	2,89	1,71	19,50
Q5	SP38	18,90	1,38	0,21	0,20	6,50
QM	SP38	21,70	87,12	5,12	5,12	17,02
QM	SP38	24,40	127,47	7,08	4,37	18,01
QM	SP38	27,10	82,24	6,06	3,76	13,57

Projet : METRO D'ALGER Troncon EL HARRACHE - AEROPORT
Endroit : TUNNEL

Dossier N° :
Client : COSIDER M28

Date début : 14-05-2015
Date fin : 17-05-2015
Profondeur forée (m) : 37
Niveau d'eau (m) : 15,90

Coordonnées GPS:
X : 518025.355
Y : 4063550.839
Z :

Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons :
Intact Remanié Paraffiné Roche

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.5	-2.00	90 %	45			SPT		1.00 1.45			Remblai	
3.0	-3.50	95 %	49			SPT		2.50 2.95			Sable graveleux peu limoneux jaunâtre	
4.5	-4.50	75 %	80			SPT		4.00 4.45			Argile limoneuse sableuse graveleuse rougeâtre	
6.0	-6.00	100 %	53			SPT		5.50 5.95			Alternance grès fissuré broyé et sable avec trace de limons	
7.5	-7.50	95 %	64			SPT		7.00 7.45			Grès poreux fissuré jaunâtre	
9.0	-9.00	90 %	80			SPT		8.50 8.95			Grès lumachelique poreux fissuré jaunâtre	
10.5	-10.50	95 %	80			SPT		10.00 10.45			Sable limoneux caillouteux jaunâtre	
12.0	-12.00		80			SPT		11.50 11.95				
13.5	-13.50		80			CR SPT		13.00 13.45				
15.0	-15.00	90 %	80			SPT		14.50 14.95			Sable avec trace de limons jaunâtre	
16.5	-16.50		80			SPT		16.00 16.45	15.90			
18.0	-18.50		80			SPT		17.50 17.95				
19.5	-19.50	100 %	80			SPT		19.00 19.45			Grès sain à fracturé jaunâtre	
21.0	-21.50	100 %	29			SPT		20.50 20.95			Sable avec trace d'argile et trace de limons jaunâtre	
22.5	-22.50		46			SPT		21.57 22.00				
24.0	-24.00	100 %	45			SPT		22.46 22.80			Marne avec trace de limons et trace de sable de consistance compacte et de couleur grisâtre	
25.5	-25.50		46			SPT		23.50 23.95				
								25.00 25.48				
Fin du forage à une profondeur de 37 m.												

© SolTests 2013

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 45cm

* le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondage

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gs, Gh)
AD : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
RC : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : MRBENDIMAM

Vérifié par :

13/07/2015

Page : 1 de 2

Projet : METRO D'ALGER Troncon EL HARRACHE - AEROPORT
 Endroit : TUNNEL

Dossier N° :
 Client : COSIDER M28

Date début : 14-05-2015
 Date fin : 17-05-2015
 Profondeur forée (m) : 37
 Niveau d'eau (m) : 15,90

Coordonnées GPS:
 X : 516025.355
 Y : 4083550.839
 Z :

Boue de forage : EAU CLAIRE
 Type forage : CAROTTE
 Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons :
 Intact Remanié Paraffiné Roche

Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
27.0			43			SPT		25,00 25,45 26,95			Marne avec trace de limons et trace de sable de consistance compacte et de couleur grisâtre	
28.5		100 %	42			SPT		28,00 28,45 29,00				
30.0	-30,00 30,00		41			SPT		29,00 29,45 29,95				
31.5			30			SPT		31,00 31,45 31,95			Marne avec trace de sable compacte de couleur grisâtre	
33.0		90 %	28			SPT		32,50 32,95				
34.5			29			SPT		34,00 34,45 34,95				
36.0			32			SPT		35,00 35,45 35,95			Fin du forage à une profondeur de 37 m.	
37.5	-37,00 37,00		25			SPT		36,50 37,00 37,45				
39.0												
40.5												
42.0												
43.5												
45.0												
46.5												
48.0												
49.5												
51.0												

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 45cm
 * le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondage

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(δ_s, G_s)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : MrBENDIMAM

Vérifié par :

13/07/2015

Page : 2 de 2

SC54

Caisse 01 (0,00-

06,00)



SC54

Caisse 03 (12,00-20,00)



SC54

Caisse 05 (26,00-30,00)



SC54

Caisse 07 (36,00-37,0



Projet : METRO D'ALGER Troncon EL HARRACHE - AEROPORT
 Endroit : PV 06

Dossier N° :
 Client : COSIDER M28

Date début : 16-05-2015
 Date fin : 17-05-2015
 Profondeur forée (m) : 37
 Niveau d'eau (m) : 17,10

Coordonnées GPS:
 X : 515981.518
 Y : 4063811.67
 Z :

Boue de forage : EAU CLAIRE
 Type forage : CAROTTE
 Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons :
 Intact Remanié Paraffiné Roche

Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.5	-1.50	75 %	27			SPT		1.00 1.45			Remblai	
3.0	1.50	86 %	28			SPT		2.00 2.50			Terre végétale constitué d'argile limoneuse sableuse peu graveleuse rougeatre	
4.5	3.00	86 %	41			SPT		3.88 4.18 4.55			Sable limoneux graveleux avec trace d'argile jaunatre	
6.0	4.50	86 %	33			SPT		5.50 5.95			Grès lumachelique poreux fissuré broyé jaunatre	
7.5	6.00	86 %	46			SPT		7.00 7.45			Sable moyen a grossier jaunatre	
9.0	7.50	86 %	42			SPT		8.50 8.95			sable grossier avec peu de gravier jaunatre	
10.5	9.00	86 %	38			SPT		10.00 10.45			Sable grossier caillouteux jaunatre	
12.0	10.50	86 %	47			SPT		11.50 11.95			Sable fin avec trace de gravier	
13.5	12.00	86 %	47			CR SPT		13.00 13.45			Argile peu marneuse graveleuse marron claire compacte	
15.0	13.50	86 %	43			SPT		14.50 14.95			Sable limoneux graveleux avec trace d'argile jaunatre a marron claire	
16.5	15.00	75 %	51			SPT		16.00 16.45			Argile limoneuse sableuse graveleuse brunatre compacte	
18.0	16.50	90 %	43			SPT		17.50 17.95 18.40 18.44			Fin du forage à une profondeur de 37 m.	
19.5	18.00	100 %	28			SPT		19.00 19.55				
21.0	19.50	86 %	44			SPT		20.50 20.95 21.50				
22.5	21.00	86 %	34			SPT		21.50 22.00 22.55				
24.0	22.50	75 %				SPT		23.50 23.95 24.20 24.60 24.88 24.95				
25.5	24.00	75 %	13			SPT		25.45				

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 45cm

* le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondage

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL, IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(ρd, ρn)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr BENDIMA M

Vérifié par :

13/07/2015

Page : 1 de 2

Projet : METRO D'ALGER Troncon EL HARRACHE - AEROPORT
Endroit : PV 06

Dossier N° :
Client : COSIDER M28

Date début : 16-05-2015
Date fin : 17-05-2015
Profondeur forée (m) : 37
Niveau d'eau (m) : 17,10

Coordonnées GPS:
X : 515961.518
Y : 4063611.67
Z :

Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons :
Intact Remanié Paraffiné Roche

Echelle (m)	Elévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
27.0	-27.00	95 %	22			SPT	26.00			--- ---	Marne sableuse peu graveleuse compacte brunatre	
28.5	27.00	100 %	25			SPT	26.50 26.95			--- ---	Marne grisatre avec trace de limons	
30.0	-30.00		31			SPT	27.70 28.00 28.45			--- ---	Marne avec trace de sable brunatre	
31.5	30.00	95 %	23			SPT	29.50 29.95			--- ---	Sable marneux graveleux brunatre	
33.0	-33.00		28			SPT	31.00 31.45			--- ---	Marne créreuse limoneuse brunatre compacte	
34.5	33.00	95 %	30			SPT	32.50 32.95			--- ---	Fin du forage à une profondeur de 37 m.	
36.0	-36.50		38			SPT	34.00 34.45			--- ---		
37.5	37.00	95 %	48			SPT	35.50 35.95			--- ---		
39.0							37.00 37.45					

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 45cm

* le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondage

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(ρd, Gt)
AC : Analyse chimique
OIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai œdométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr BENDIMA.M

Vérifié par :

13/07/2015

Page : 2 de 2

SC54 A

Caisse 01 (0,00-

6,00)

SC 54.A

(0,00 - 6,00) m

C N° 01



Caisse 02 (6,00-

12,50)



SC54 A

Caisse 03 (12,50-19,00)



Caisse 04 (19,00-25,50)



SC54 A

Caisse 05 (25,50-30,50)



Projet : METRO D'ALGER Troncon EL HARRACHE - AEROPORT
 Endroit : PV 06

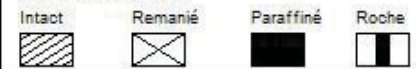
Dossier N° :
 Client : COSIDER M28

Date début : 11-05-2015
 Date fin : 14-05-2015
 Profondeur forée (m) : 37
 Niveau d'eau (m) : 16,00

Coordonnées GPS:
 X : 515940.095
 Y : 4063639.183
 Z :

Boue de forage : EAU CLAIRE
 Type forage : CAROTTE
 Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons :



Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.5	-1.00 1.00		35			SPT		1.00 1.45			Remblai	
3.0	-3.20 3.20	100 %	42			SPT		2.50 2.95			Alternance Sable limoneux et grès broyé jaunâtre	
4.5	-4.50 4.50	90 %	31			SPT		4.00 4.45			Argile limoneuse sableuse graveleuse marron foncé	
6.0	-6.00 6.00	95 %	32			SPT		5.50 5.95			Sable peu limoneux jaunâtre	
7.5	-7.50 7.50		30			SPT		7.00 7.45			Sable avec trace de limons marron claire	
9.0	-9.00 9.00	85 %	27			SPT		8.50 8.95			Sable avec trace de limons marron claire	
10.5	-10.50 10.50		34			SPT		10.00 10.45			Sable grossier jaunâtre	
12.0	-12.00 12.00	75 %	36			SPT		11.50 11.95			Sable grossier jaunâtre	
13.5	-13.50 13.50		48			CR SPT		13.00 13.45			Sable grossier limoneux avec trace de cailloux	
15.0	-15.00 15.00	85 %	64			SPT		14.50 14.95			Sable grossier limoneux avec trace de cailloux	
16.5	-16.50 16.50		60			SPT		16.00 16.45			Argile marneuse avec trace de limons brunâtre	
18.0	-18.00 18.00	80 %	28			SPT		17.50 17.95 18.25			Argile marneuse avec trace de limons brunâtre	
19.5	-19.50 19.50		32			SPT		18.70 19.00 19.45			Marne avec trace de limons compacte verdâtre	
21.0	-21.00 21.00	95 %	32			SPT		20.00 20.00 20.00			Marne avec trace de limons compacte verdâtre	
22.5	-22.50 22.50		37			SPT		22.00 22.45			Marne grisâtre compacte	
24.0	-24.00 24.00	90 %	47			SPT		23.50 23.95			Marne grisâtre compacte	
25.5	-25.50 25.50		55			SPT		25.00 25.45			Fin du forage à une profondeur de 37 m.	

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 45cm

* le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondage

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL, IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gs, Gh)
 AC : Analyse chimique
 OIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr BENDIMAM

Vérifié par :

13/07/2015

Page : 1 de 2

Projet : METRO D'ALGER Troncon EL HARRACHE - AEROPORT
Endroit : PV 06

Dossier N° :
Client : COSIDER M28

Date début : 11-05-2015
Date fin : 14-05-2015
Profondeur forée (m) : 37
Niveau d'eau (m) : 16,00

Coordonnées GPS:
X : 515940.095
Y : 4063639.183
Z :

Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons :



Echelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
			25 50 75 100										
27.0	-27.50	27.50	90%	38			SPT		26.50 26.95			Argile marneuse peu sableuse brunâtre	
28.5	27.50			30			SPT		27.53 28.00 28.45			Alternance marne avec trace de sable et trace de limons brunâtre et sable limoneux avec trace d'argile brunâtre	
30.0				33			SPT		29.00 29.50 29.95				
31.5			95%	33			SPT		30.88 31.35				
33.0				34			SPT		32.50 32.95				
34.5	-34.50	34.50		33			SPT		34.00 34.45				
36.0			90%	6			SPT		35.50 35.95			Marne pateuse mole grisâtre	
37.5	-37.00	37.00		5			SPT		37.00 37.45			Fin du forage à une profondeur de 37 m.	
39.0													
40.5													
42.0													
43.5													
45.0													
46.5													
48.0													
49.5													
51.0													

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 45cm

* le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondage

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL, IP)
W : Teneur en eau
AC : Analyse chimique
OIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr BENDIMAM

Vérifié par :

13/07/2015

Page : 2 de 2

SC55

Caisse 01 (0,00-
4,50) m



SC55

Caisse 03 (12,00-18,70)



Caisse 04 (18,70-24,50)



SC55

Caisse 05 (24,50-30,60)



Projet : METRO D'ALGER Troncon EL HARRACHE - AEROPORT
 Endroit : PV 06



















Dossier N° :
 Client : COSIDER M28

Date début : 11-05-2015
 Date fin : 16-05-2015
 Profondeur forée (m) : 37
 Niveau d'eau (m) : 17,50

Coordonnées GPS:
 X : 515972.62
 Y : 4063656.806
 Z :

Boue de forage : EAU CLAIRE
 Type forage : CAROTTE
 Foreuse : C 6 C

Etat des échantillons :
 Intact  Remanié  Paraffiné  Roche 

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.5	-2.00	75 %	50			SPT		1.00 1.30			Remblai	
3.0	-3.00	100 %	31			SPT		2.50 2.95			Sable fin à moyen peu argileux marron clair	
4.5	-4.50	70 %	28			SPT		4.00 4.45			Graviers et cailloux à matrice argileuse	
6.0	-6.00		50			SPT		5.50 5.80				
7.5	-7.50		50			SPT		7.00 7.30				
9.0	-9.00		38			SPT		8.50 8.95				
10.5	-10.50	50 %	50			SPT		10.00 10.30			Alternance grès lumachellique poreux fissuré et sable grossiers caillouteux	
12.0	-12.00		50			SPT		11.50 11.80				
13.5	-13.50		50			SPT		13.00 13.30				
15.0	-14.40		83			SPT		14.50 14.95			Galets de petit à moyen dimension	
16.5	-16.50	50 %	85			SPT		16.00 16.45				
18.0	-18.00	70 %	81			SPT		17.50 17.95			Sable moyen à grossier caillouteux jaunâtre	
19.5	-19.50		49			SPT		19.00 19.45				
21.0	-20.50	50 %	82			SPT		20.50 20.95			Grès poreux broyé fragmenté jaunâtre	
22.5	-21.30	100 %	53			SPT		21.40 21.85			Argile marneuse avec trace de sable brunâtre	
24.0	-22.00		28			SPT		22.45 22.90				
25.5	-23.50	50 %	28			SPT		23.50 23.95			Marne grisâtre de consistance compacte	
25.5	-25.50		28			SPT		24.50 25.00				
								25.45			Fin du forage à une profondeur de 37 m.	

© SolTests 2013

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 45cm
 * le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondage

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimentométrie
 L : Limites d'Atterberg (WL, LP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique (Gd, Gt)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr BENDIMA.M

Vérifié par :

13/07/2015

Page : 1 de 2

Projet : METRO D'ALGER Troncon EL HARRACHE - AEROPORT

Dossier N° :

Endroit : PV 06

Client : COSIDER M28

Date début : 11-05-2015
Date fin : 16-05-2015
Profondeur forée (m) : 37
Niveau d'eau (m) : 17,50

Coordonnées GPS:
X : 515972.62
Y : 4083656.806
Z :

Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : C 6 C

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Paraffiné

Roche



Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
			25	50	75	100										
27.0	-26.50	26.50	35 %				32		SPT		26.50			Marne grisâtre de consistance compacte		
		26.95												Argile graveleuse peu sableuse brunâtre		
28.5	-28.00	28.00	75 %				33		SPT		28.00					
		28.45									28.45					
		29.06									29.06					
30.0	-31.00	31.00	30 %				28		SPT		29.50			Marne sableuse graveleuse mole brunâtre		
		31.45									29.95					
		31.00					22		SPT		31.00					
31.5	-31.00	31.00	100 %								31.45					
		31.45														
		32.50					26		SPT		32.50			Sable limoneux avec trace d'argile brunâtre		
33.0	-33.00	33.00									33.55					
		33.55									34.00					
34.5	-34.00	34.00	70 %				29		SPT		34.45					
		34.45														
		35.20									35.20					
		35.60					23		SPT		35.60			Sable argileux limoneux brunâtre		
36.0	-36.00	36.00									35.95					
		36.39									36.39					
37.5	-37.00	37.00					33		SPT		37.00					
		37.45									37.45			Fin du forage à une profondeur de 37 m.		

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 45cm

* le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondage

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gs, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
RC : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr BENDIMA M

Vérifié par :

13/07/2015

Page : 2 de 2

SC56

Caisse 01 (0,00-



SC56

Caisse 03 (18,60-25,00)



Caisse 04 (25,00-31,00)



SC56

Caisse 05 (31,00-37,00)



Annexe B

Calcule le déplacement u

Command Window Editor - AMINA

Stack: Base fx

```

1 %Calcul U
2 Pi=input ('Entrez la valeur de Pi:'); %lire Pi
3 Pa=input ('Entrez la valeur de Pa:'); %lire Pa
4 E=input ('Entrez la valeur de E:'); %lire E
5 v=input ('Entrez la valeur de v:'); %lire v
6 phi=input ('Entrez la valeur de phi:'); %lire phi
7 sigma0=input ('Entrez la valeur de sigma0:'); %lire sigma0
8 C=input ('Entrez la valeur de C:'); %lire C
9 R=input ('Entrez la valeur de R:'); %lire R
10 lamda_a=(sigma0-Pa)/sigma0;
11 Kp=(tand(45+0.5*phi))^2;
12 lamda=(sigma0-Pi)/sigma0;
13 Rc=2*C*cosd(phi)/(1-sind(phi));
14 Rp=(2/(Kp+1))*((Kp-1)*sigma0+Rc)/((1-lamda)*(Kp-1)*sigma0+Rc)^(1/(Kp-1));
15
16 U=(1+v)/E*lamda_a*sigma0*0.5*(2*Rp^2)*R
17
18 Pi2=Pi-3
19 Pa;
20 E;
21 v;
22 phi;
23 sigma0;
24 C;
25 R;
26 lamda_a=(sigma0-Pa)/sigma0;
27 Kp=(tand(45+0.5*phi))^2;
28 lamda2=(sigma0-Pi2)/sigma0;

```

AMINA.m × AMINA.m ×

The screenshot displays a software interface with three main components:


- File Explorer (Left):** Shows a folder named "UNTITLED nouvele" containing a sub-folder "Folder1". Below this is a table with columns "Name", "T", "M.", "C.", and "D.".

Name	T	M.	C.	D.
Book1	V	9...	5..	1
Graph1	C	5...	5..	0
- Data Table (Center):** A table with columns "A(X)", "C1(Y)", and "B(Y)". The first row is highlighted in yellow.

	A(X)	C1(Y)	B(Y)
Long Name	U	P	P sout
Units	mm	kpa	
Comments			
14	21.35	100	
15	21.8	97	0
16	23	90	--
17	24	84.5	133.7
18	24.86	80	
19	26.96	70	
20	29.35	60	
21	32.08	50	
22	35.24	40	
23	38.9	30	
24	43.2	20	
25	48.29	10	
26	54.38	0	
27			
28			
29			
30			
31			
32			
- Toolbar (Bottom):** Contains various icons for file operations, including a folder icon, a document icon, a magnifying glass, and a trash can. The text "Sheet1" is visible in the bottom right corner of the interface.

Annexe C
Logiciel PLAXIS

INTERFACE DU LOGICIEL PLAXIS

 **Input** : Le programme d'entrée des données (*Input*) contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales. La génération des conditions initiales est faite dans un menu spécifique du programme Input (mode conditions initiales). La description se concentre tout d'abord sur la création d'un modèle géométrique et d'un maillage d'éléments finis (mode de création géométrique).

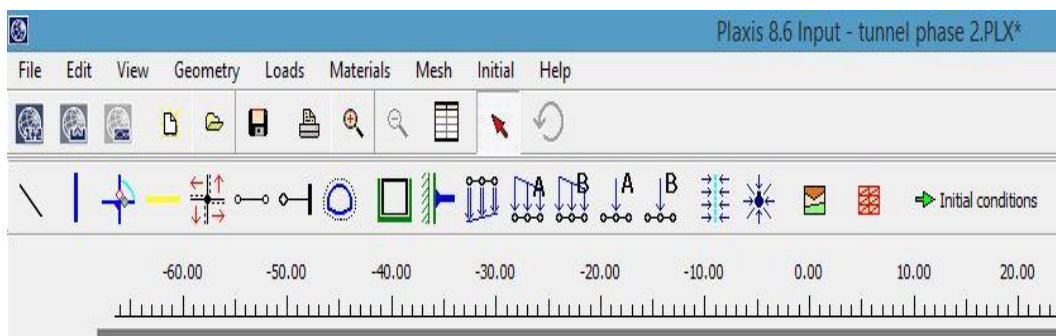



Figure V.1: Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création Géométrique).

 **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.

I 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.

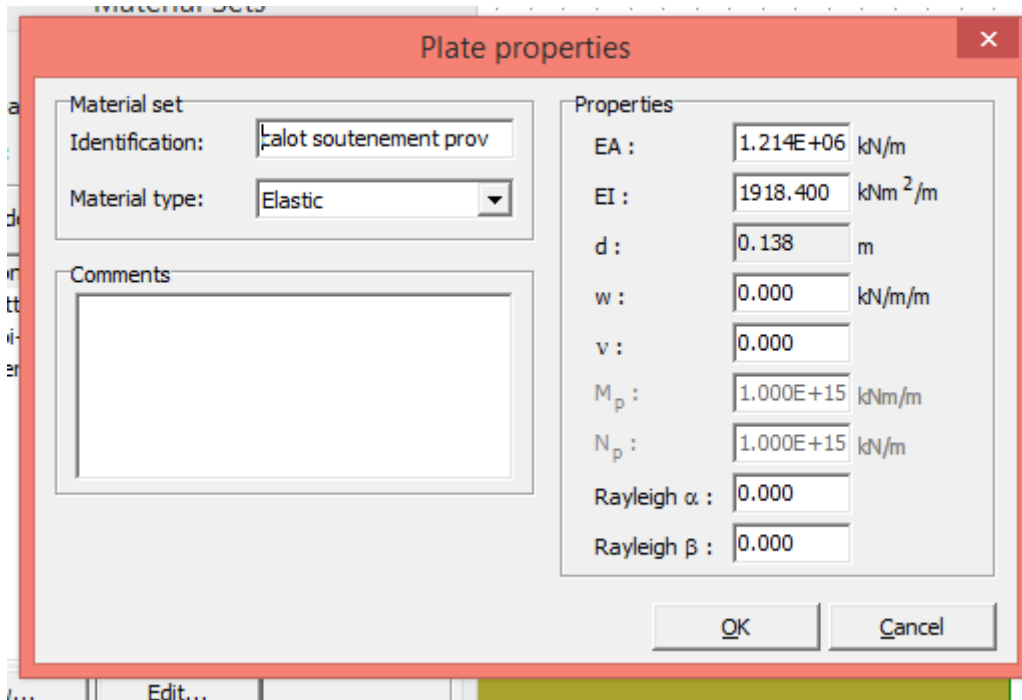


Figure 1 : les caractéristiques de soutènement provisoire dans la calotte

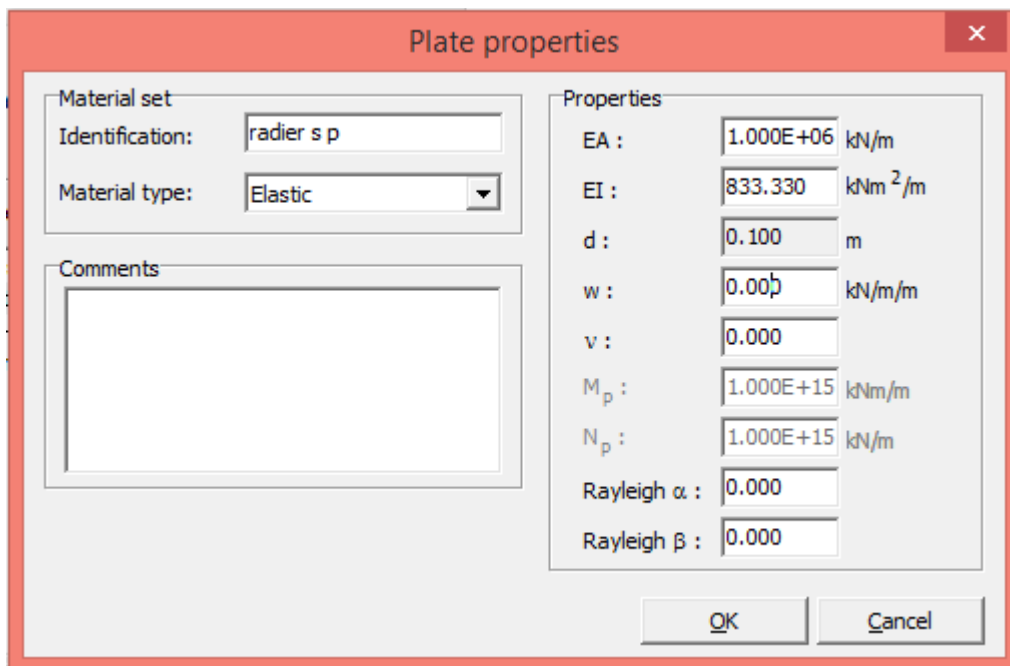


Figure 2 : les caractéristiques de soutènement provisoire

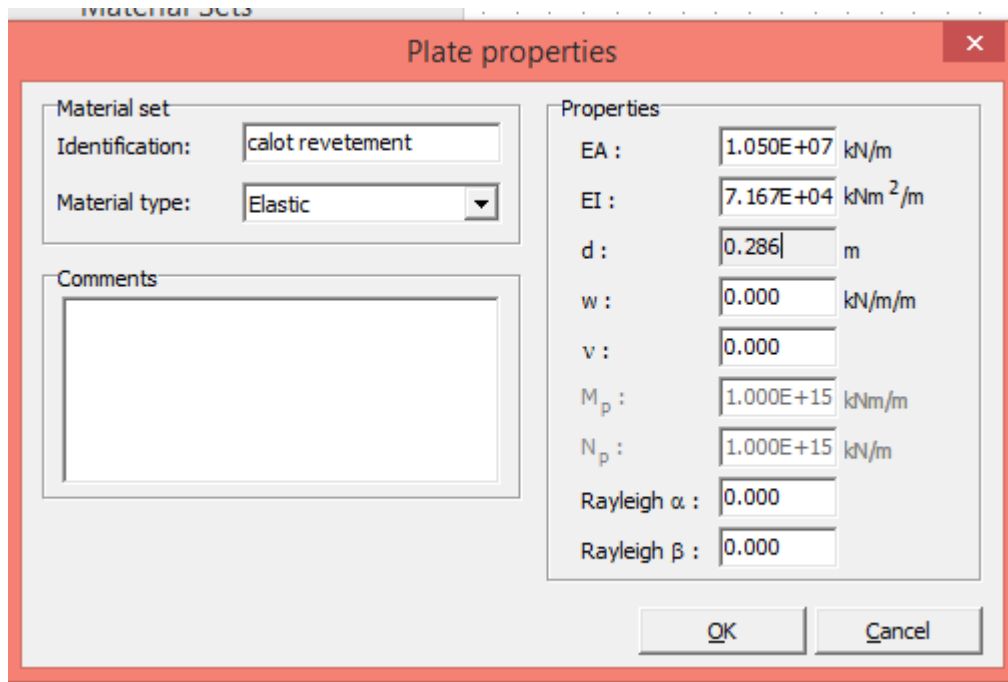


Figure 3 : les caractéristiques de revêtement définitif dans la calotte

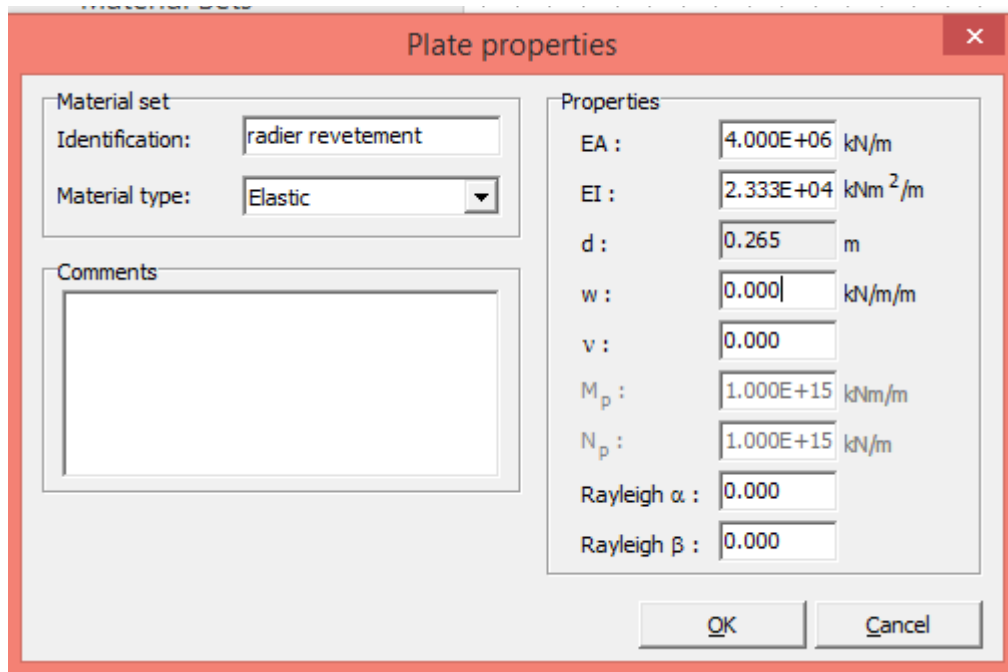


Figure 4 : les caractéristiques de revêtement définitif dans le radier