

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Minier



Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie minier

Thème

**ETUDE DE COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN
TRONCON DE TUNNEL**

Cas d'extension du Métro d'Alger (Station de Hacén Badi)

Réalisé par

M^{elle}. GACEM Celia

M^{elle}. KHERROUB Asma

Sous la direction de **Pr. YAHYAOUI Sami**

Présenté et soutenu publiquement le 26 juin 2023

Composition du Jury:

Présidente	Dr. KACED Souad	M.C.B	ENP
Promoteur	Pr. YAHYAOUI Sami	Professeur	ENP
Examineur	Pr. AKKAL Rezki	Professeur	ENP
Examineur	M. Larouci CHANANE	M.A.A	ENP
Invité	M. BENBETKA Yazid	Géologue Minier	Cosider TP

E.N.P 2023

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Minier



Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie minier

Thème

**ETUDE DE COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN
TRONCON DE TUNNEL**

Cas d'extension du Métro d'Alger (Station de Hacén Badi)

Réalisé par

M^{elle}. GACEM Celia

M^{elle}. KHERROUB Asma

Sous la direction de **Pr. YAHYAOUI Sami**

Présenté et soutenu publiquement le 26 juin 2023

Composition du Jury:

Présidente	Dr. KACED Souad	M.C.B	ENP
Promoteur	Pr. YAHYAOUI Sami	Professeur	ENP
Examineur	Pr. AKKAL Rezki	Professeur	ENP
Examineur	M. Larouci CHANANE	M.A.A	ENP
Invité	M. BENBETKA Yazid	Géologue Minier	Cosider TP

E.N.P 2023

المخلص.....

الهدف من هذا المشروع الختامي هو دراسة استقرار المعرض السفلي لمحطة حسن بادي. ولهذا الغرض قمنا بتقييم الاحمال المطبقة على المشروع الخاص بنا باستخدام الأساليب التجريبية لتصميم دعم مؤقت مناسب. كما قمنا بتقييم التشوه والتقارب في النفق بناء على الخصائص الجيوتقنية للتربة المحيطة باستخدام طريقة التقارب المحصور. في النهاية، استخدمنا المحاكات العددية القائمة على Plaxis 2D باستخدام برنامج نظرية العناصر النهائية والذي يستخدم لنمذجة سلوك التربة وتطبيق الاحمال ومحاكات عملية الحفر.

الكلمات المفتاحية: النفق، المعرض السفلي، الدعم المؤقت، الأساليب التجريبية، طريقة التقارب المحصور ، Plaxis 2D، نظرية العناصر النهائية.

Abstract.....

The objective of this end-of-studies project is to study the stability of the underground gallery of Hacen Badi station. To this end, we evaluated the loads applied to our structure using empirical methods in order to design an appropriate temporary support system. We also assessed the deformation and convergence of the tunnel based on the geotechnical characteristics of the surrounding soil using the convergence-confinement method.

Finally, we used numerical simulation with Plaxis 2D software, based on the finite element theory, to model the behavior of the soil, apply loads, and simulate the excavation process.

Key words: Tunnel, underground gallery, temporary support, empirical methods, convergence-confinement method, Plaxis 2D, finite element theory.

Résumé.....

L'objectif de ce projet est d'étudier la stabilité de la galerie souterraine de la station de Hassen Badi. À cet effet, nous avons évalué les charges appliquées sur notre ouvrage par les méthodes empiriques afin de concevoir par la suite un soutènement provisoire approprié, nous avons aussi évalué la déformation et la convergence du tunnel en fonction des caractéristiques géotechniques du sol environnant par la méthode de convergence-confinement.

A la fin, nous avons utilisés une simulation numérique avec le logiciel Plaxis 2D basé sur la théorie des éléments finis FEM et qui sert à modéliser le comportement du sol, d'appliquer des charges et de simuler le processus d'excavation.

Mots clés : Tunnel, galerie souterraine, soutènement provisoire, méthodes empiriques, méthode de convergence-confinement, Plaxis 2D, théorie des éléments finis.

Dédicace Célia

A ma très chère Yemma, quoi que je fasse ou je dise, je ne saurais point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a été toujours ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mon très cher Vava, merci pour ta sagesse, tes conseils avisés et ta force. Tu as été mon guide et mon modèle. Cette réalisation est dédiée à notre relation unique et à tout ce que tu m'as appris.

A mes très chères sœurs et mon frère Mouloud, vous êtes mes meilleurs alliés, mes confidentes et mes plus grands supporters. Votre soutien inébranlable, vos encouragements sincères et votre complicité ont été mes bouées de sauvetage. Je dédie cette réussite à vous.

A mes nièces et neveux : Juba, Aylan, Elza et Thafath, Basma et Hanna.

A ma meilleure amie Thanina, ton amitié a été un soutien inestimable tout au long de ces cinq dernières années. Merci pour ta présence à mes côtés et ton soutien indéfectibles. Tu es pour moi une amie sur qui je peux compter. En témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je te dédie ce travail et je te souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

Sans oublier mon binôme Asma, je te remercie pour ton engagement sans faille, ta disponibilité et ta contribution à la réussite de ce travail. Merci d'avoir été mon binôme pendant cette période, et sache que je garderai toujours un souvenir précieux de notre collaboration. Je te souhaite le meilleur pour la suite de ta carrière et pour tous tes projets à venir. Que ton enthousiasme te mène vers des réussites extraordinaires.

Célia 

Dédicace Asma

Tout d'abord, je remercie avant tout le bon DIEU ALLAH de m'avoir donné la force, le courage et la bonne santé pour arriver au terme de ce travail.

A Ma chère mère Nacira, aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.

A mon cher père Ibrahim, tu as toujours été pour moi un exemple du père respectueux, honnête, de la personne méticuleuse, je tiens à honorer l'homme que tu es. Je voudrais te remercier pour ton amour, ta générosité, ta compréhension... Ton soutien fut une lumière dans tout mon parcours. Ce modeste travail est le fruit de tous les sacrifices que tu as déployés pour mon éducation et ma formation.

A mes frères (Abderrahmane et Mohamed) et mes sœurs (Khaoulla et Meriem) qui m'avez toujours soutenu et encouragé durant ces années d'études.

A toute ma famille, mes amis. Merci pour leurs amours et leurs encouragements.

A mon binôme Célia pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

Asma 

Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre Dieu qui nous a donné le courage et la volonté de poursuivre nos études.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements et le plus grand respect à notre cher professeur et encadrant M. Yahyaoui Sami pour son suivi et son énorme soutien, qu'il n'a cessé de nous prodiguer tout au long de notre formation au sein du département de génie minier.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre enseignant Mr Chanane Larouci, notre co-promoteur Mr Benbetka Yazid, ainsi que, Mr Allouache Abdelaziz Noureddine, Mr Mohamed pour leur disponibilité permanente, leur aide et leurs orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous adressons nos vifs remerciements aux membres de jurys Mme Kaced Souad, Mr Akkal Arezki et Mr Chanane Larouci pour avoir bien voulu examiner et juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie minier, qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Enfin, nos remerciements vont à nos parents, nos frères, nos soeurs et nos amis .

Gacem Celia / Kherroub Asma 

TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES SIGLES

LISTE DES VARIABLES

INTRODUCTION GENERALE.....24

Partie 01 : Partie théorique

Chapitre 1: Généralité sur les tunnels

1. Introduction	27
2. Définition d'une excavation souterraine	27
3. Les tunnels	28
3.1. Définition géométrique des tunnels	28
3.1.1. Tracé en plan.....	28
3.1.2. Profil en long.....	29
3.1.3. Profil en travers	29
3.2. Ouvrages souterraines	29
3.2.1. Les puits.....	29
3.2.2. Les rameaux	30
3.2.3. La galerie de reconnaissances	30
4. Différentes méthode d'exécution des tunnels.....	31
4.1. L'exécution des tunnels dans les roches	31
4.1.1. La méthode traditionnelle à l'explosif	31
4.1.1.1. Le mode de travail.....	31
4.1.1.2. Le choix de l'explosif.....	32
4.1.1.3. Les avantages.....	32
4.1.1.4. Les inconvénients	33
4.1.2. La méthode par l'attaque ponctuelle.....	33
4.2. Méthodes de creusement des tunnels dans les terrains difficiles.....	34
4.2.1. La méthode par découpage mécanique.....	34
4.2.2. La méthode de creusement par tunnelier	34
4.2.2.1. Les avantages de tunnelier.....	35
4.2.2.2. Les inconvénients de tunnelier.....	35
5. Les techniques de creusement.....	36
5.1. Creusement en plain section.	36
5.2. Creusement en demi-section.....	36
5.3. Creusement en section divisée.....	37
6. La méthode autrichienne	38
6.1. La définition de la NATM.....	38
6.2. Les avantages de la NATM.....	38

6.3. Les inconvénients de la NATM.....	38
--	----

Chapitre 02 : Systèmes de soutènement

1. Introduction.....	40
2. Rôle de soutènement	40
3. Le choix d'un mode de soutènement	41
4. Classification des modes de soutènement selon leur action	41
4.1. Le soutènement agissant par confinement	41
4.2. Le soutènement à la fois par confinement et comme armature.....	41
4.3. Le soutènement par supportage.....	41
4.4. Le soutènement par consolidation	42
4.4.1. L'injection.....	42
4.4.2. La congélation	42
4.4.3. Le drainage	43
5. Type de soutènement	43
5.1. La NATM.....	43
5.2. Les cintres.....	46
5.2.1. Les cintres métalliques lourds.....	46
5.2.2. Les cintres métalliques légers et coulissants.....	47
5.2.3. Les blindages et enfilages.....	48
5.3. Le boulonnage.....	49
5.3.1. Boulons à ancrage ponctuel.....	50
5.3.2. Boulons à ancrage réparti.....	50
5.3.3. Les boulons scellés.....	51
5.3.4. Les boulons à friction.....	51
5.4. Le béton projeté	51
5.4.1. Béton projeté par voie sèche	52
5.4.2. Projection par voie humide.....	52
5.5. Le jet grouting.....	53
5.5.1. Jet simple.....	53
5.5.2. Jet double.....	54
5.5.3. Jet triple.....	54
6. Le revêtement définitif.....	55
6.1. Le rôle du revêtement	55
6.2. Les types de revêtement	55
6.2.1. Le revêtement en béton coffré non armé.....	55
6.2.2. Le revêtement en béton coffré armé	56
6.2.3. Les voussoirs préfabriqués.....	56
6.2.3.1. Les différentes composantes des voussoirs préfabriqués.....	55
6.2.3.1.1. Le voussoir.....	57
6.2.3.1.2. Les joints.....	57
6.2.3.1.3. Les joints d'étanchéité et boulons	58
6.3. Les techniques de réparation des tunnels	59

7. Conclusion.....	59
Chapitre 03 : Géologie et géotechnique	
1. Introduction.....	61
2. Géologie.....	61
2.1. Géologie générale de la région d'Alger.....	61
2.1.1. Le massif d'Alger (massif de Bouzaréah)	61
2.1.2. Sahel d'Alger.....	61
2.1.3. La plaine littorale orientale.....	62
2.1.4. Le cordon littoral dunaire.....	62
2.1.5. La plaine de Mitidja.....	62
2.2. Le cadre géologique de la région d'Alger.....	63
2.2.1. Le paléozoïque.....	64
2.2.2. Le mésozoïque	64
2.2.3. Le cénozoïque (miocène).....	64
2.2.4. Le cénozoïque (pliocène).....	64
2.2.5. Le cénozoïque (pliocène continental).....	64
2.2.6. Le cénozoïque (pliocène marin).....	64
2.2.7. Le quaternaire.....	65
2.3. Les sondages carottés.....	65
2.4. Conditions hydrogéologiques.....	67
2.4.1 Les formations aquifères.....	67
2.4.2 Le réservoir astien.....	69
2.4.3 Le réservoir quaternaire.....	69
2.4.4 La piézométrie.....	69
2.4.5 Caractéristiques de la nappe.....	69
2.4.6 Les conditions hydrogéologiques de la Station de Hassen Badi.....	70
2.5. Conditions sismiques.....	70
2.5.1. Les conditions et la classification sismiques dans le territoire algérien.....	70
2.5.2. Les conditions sismiques de la région d'étude.....	71
2.6. Les conditions tectoniques du territoire algérien.....	71
3. Présentation du projet.....	72
4. Géotechnique.....	73
4.1. Les essais in situ.....	73
4.1.1. L'essai SPT (Essais de pénétration standard).....	73
4.1.2. Essais pressiométriques.....	74
4.1.3. Essais Lefranc.....	75
4.1.4. Essais Cross-Hole.....	75
4.2. Les essais en laboratoire.....	76
5. Conclusion.....	77
Chapitre 04 : Hygiène, sécurité et environnement dans les travaux souterrains	
1. Introduction	79

2. Concepts et définitions générale relative à HSE.....	79
2.1.Risque professionnel.....	79
2.2.Incident.....	79
2.3.Presque accident	79
2.4. Accident de travail	79
2.5. Santé, sécurité au travail (SST)	81
2.6. Danger	81
2.7. Le risque	81
3. Principes généraux de prévention.....	82
3.1. Protections collectives	82
3.2. Protections individuelles	82
3.3.Informations. Formations	82
4. Protection de l’environnement.....	83
5. Contexte des travaux souterrains	83
6. Risques liés aux instabilités dans les ouvrages souterrains.....	84
6.1. Les Effondrements.....	85
6.2.Les désordres.....	85
6.3.Les inondations.....	85
6.4.Les tassements en surface.....	85
7. Les bonnes pratiques santé, sécurité et environnement pour COSIDER.....	86
7.1. Responsabilités	86
7.1.1. Le Directeur de projet.....	86
7.1.2. Le Responsable HSE	86
7.1.3. Les employés	86
7.1.4. Les sous-traitants	87
7.2. Procédure HSE de gestion des déchets	87
7.2.1.Les différents déchets générés par les activités de COSIDER TP pole M28.....	87
7.2.2.Consignes générale pour la gestion des déchets.....	88
7.3. Gestion des déversements accidentels.....	88
7.3.1. Procédure en cas de déversement.....	88
7.3.2. Mesures et moyens de gestion de l’intervention en cas de déversement... 88	
7.4. Gestion des combustibles et produits chimiques.....	89
7.5. L’émission des bruits	90
7.6. Pollution atmosphérique	90
7.7. Pollution de l’eau, des milieux aquatiques et du sol.....	91
7.7.1. Les principales causes de pollution du sol et des eaux.....	92
7.7.2. Prévention contre la pollution des eaux et du sol.....	92
7.8. L’identification des aspects environnementaux significatifs AES	92
7.8.1. Dispositions générales de protection de l’environnement.....	93
7.8.2. Inspection environnementale.....	93
7.8.3.Les principes du développement durable.....	93
8. Conclusion.....	94

Partie 02 : Partie pratique

Chapitre 05 : Les méthodes empiriques et évaluation des charges

1. Introduction	97
2. Les méthodes empiriques.....	97
2.1. Définition.....	97
2.2. La méthode de TERZAGHI.....	97
2.3. La méthode de LAUFFER	99
2.4. La méthode de BIENIAWSKI.....	100
2.4.1. La résistance de la matrice rocheuse.....	100
2.4.2. La qualité de la roche via RQD de deere.....	101
2.4.3. L'espacement de la discontinuité de la roche.....	101
2.4.4. La qualité de la discontinuité de la roche	102
2.4.5. Les conditions hydrauliques	102
2.4.6. L'orientation de la discontinuité	102
2.5. La recommandation AFTES	102
2.5.1. Le calcul de la résistance à la compression.....	104
2.6. La méthode de BARTON	104
2.6.1. Le principe de la méthode	104
2.6.2. Calcul de l'indice de qualité.....	105
2.6.3. Détermination de mode de soutènement	105
3. Evaluation des charges et calcul des pressions	107
3.1. Evaluation des charges verticales.....	107
3.1.1. La méthode de TERZAGHI.....	107
3.1.2. La méthode des poids des terres	109
3.2. Evaluation des charges horizontales	110
3.2.1. La méthode de TERZAGHI.....	110
3.2.2. La méthode des poids des terres	110
4. Conclusion	111

Chapitre 06 : La méthode de confinement convergence

1. Introduction	113
2. La méthode de convergence confinement	113
2.1. L'hypothèse générale de la méthode.....	114
2.2. Le principe de la méthode	114
2.2.1. Le comportement du massif.....	114
2.2.2. Le comportement du soutènement	115
2.2.3. L'équilibre final.....	115
2.3. La méthode de calcul	116
2.3.1. La courbe de convergence.....	116
2.3.2. La convergence à la paroi au moment de la mise en place du soutènement	119
2.3.3. La courbe de soutènement.....	119

2.3.4. L'équilibre final.....	121
3. Conclusion.....	122
Chapitre 07 : Modélisation numérique par le logiciel Plaxis 2D	
1. Introduction.....	124
2. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis.....	124
2.1. Définition.....	124
2.2. Principe de la méthode des éléments finis.....	124
2.3. L'objectif de la méthode des éléments finis.....	124
2.4. Les étapes de la méthode des éléments finis	125
2.5. La discrétisation du domaine physique des éléments finis (le maillage).....	125
2.6. Les conditions aux limites de la méthode des éléments finis.....	125
2.7. Les avantages de la méthode des éléments finis.....	125
3. Introduction générale au logiciel PLAXIS 2D.....	126
3.1. Définition.....	126
3.2. Les sous-programmes de Plaxis 2D.....	126
3.3. Les fonctionnalités de Plaxis	128
3.4. Les types de calculs	129
3.4.1. Calcul plastique.....	129
3.4.2. Calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction).....	129
3.4.3. Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis 2D.....	129
3.4.4. Modèle élastique linéaire.....	129
3.4.5. Modèle de Mohr–Coulomb.....	129
4. Modélisation numérique.....	130
4.1. La partie I : Construction du modèle	132
4.2. Partie II : Modélisation de l'excavation du tunnel	136
4.3. Partie III : Les résultats (Plaxis Output).....	137
4.3.1. Calcul des déformations du terrains (déplacements) dus au creusement du tunnel.....	137
4.3.1.1. Les déformations dus au creusement selon l'axe x	137
4.3.1.2. Les déformations dus au creusement selon l'axe y	139
4.3.2. Calcul des déformations au niveau de la voute	140
4.3.2.1. Les forces exercées	140
4.3.2.2. Les déplacements de soutènement	144
5. Vérification de soutènement provisoire.....	147
5.1. Calcul des efforts internes entres le béton projeté et les cintres métalliques.....	147
5.2. Vérification des contraintes normales.....	149
5.3. Vérification des contraintes de cisaillement.....	150
6. Vérification de la stabilité du front de taille.....	151
7. Conclusion.....	152
CONCLUSION GENERALE.....	153
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	156
ANNEXE A-A.....	160

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 01 : Généralité sur les tunnels

CHAPITRE 02 : Systèmes de soutènement

CHAPITRE 03 : Géologie et géotechnique

Tableau 3.1 : Résumé des profondeurs des horizons géotechniques existantes.....66

Tableau 3.2 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés – Essais Lefranc.....75

Tableau 3.3 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés – Essai Cross-Hole.....76

Tableau 3.4 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres physiques des sols.....76

Tableau 3.5 : Résumé des résultats des analyses minéralogiques réalisés dans la campagne géotechnique complémentaire.....77

CHAPITRE 04 : Hygiène, sécurité et environnement dans les travaux souterrains

CHAPITRE 05 : Les méthodes empiriques et évaluation des charges

Tableau 5.1 : Classification de TERZAGHI.....99

Tableau 5.2 : Résistance à la compression de la roche.....101

Tableau 5.3 : Classification de l'espace des diaclases.....101

Tableau 5.4 : Classification de la roche selon la résistance à la compression. Et le tableau suivant nous aide à tirer le soutènement recommandé.....103

Tableau 5.5 : Les différents soutènements recommandés pour la classe R5B.....104

Tableau 5.6 : Le coefficient ESR pour divers ouvrages souterrains106

Tableau 5.7 : Les paramètres géotechniques des couches.....107

Tableau 5.8 : Les valeurs finales pour les charges verticales sur la section globale.....108

Tableau 5.9 : Les valeurs finales pour les charges verticales sur la calotte109

CHAPITRE 06 : La méthode de confinement convergence

Tableau 6.1 : Les caractéristiques du terrain.....	117
Tableau 6.2 : Les valeurs de déplacement et la pression du terrain.....	118
Tableau 6.3 : Caractéristiques du soutènement.....	119
CHAPITRE 07 : La modélisation numérique par logiciel Plaxis 2D	
Tableau7.1 : les données géotechniques du terrain.....	131
Tableau 7.2 : les caractéristiques mécaniques du soutènement.....	131
Tableau 7.3 : Les déplacements des terrains après chaque phase d’excavation.....	137
Tableau 7.4 : les forces axiales exercées par le soutènement.....	141
Tableau 7.5 : les forces de cisaillement exercées par le soutènement.....	142
Tableau 7.6 : les résultats de moment fléchissant	143
Tableau 7.7 : les résultats de Plaxis 2D.....	147
Tableau 7.8 : Résultats et répartitions des efforts internes.....	148
Tableau 7.6 : Critère de stabilité pour les matériaux argileux (Peck, 1969).....	151

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 01 : Généralité sur les tunnels

Figure 1.1: Tracé en plan de tunnel val de Fontenay.....	28
Figure 1.2 : Profil en travers d'un tunnel en forme voute.....	29
Figure 1.3 : Coupe transversale dans un tunnel avec un puits d'aération.....	30
Figure 1.4 : Galerie pilote dans un tunnel d'Alger Cosider TP.....	30
Figure 1.5 : Jumbo au travail sur le tunnel des Pennes-Mirabeau.....	31
Figure 1.6 : Plan de tir séquentiel optimisé pour le tunnel de chamoise.....	32
Figure 1.7 : Méthode de creusement par l'explosif (forage des trous).....	33
Figure 1.8 : L'excavation par l'attaque ponctuelle.....	33
Figure 1.9 : Machine de pré-coupage (haveuse).....	34
Figure 1.10 : Tunnelier (TBM Cosider TP).....	35
Figure 1.11: Technique de creusement en plain section: a-tunnelier, b- l'explosif.....	36
Figure 1.12 : Technique de creusement en demi section.....	37
Figure 1.13: Creusement en section divisées.....	37
CHAPITRE 02 : Systèmes de soutènement	
Figure 2.1 : (a) L'application de l'NATM_ (b) Boulonnage du front.....	44
Figure 2.2 : (a) Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage.....	46
Figure 2.3 : Cintres en profilés simples.....	47
Figure 2.4 : Cintres coulissants.....	48
Figure 2.5 : Enfilage métallique	49
Figure 2.6 : Plaques métalliques assemblées.....	49
Figure 2.7 : Soutènement par boulonnage. Section type d'une couronne.....	50

Figure 2.8 : Boulon à ancrage ponctuel.....	50
Figure 2.9 : Les boulons à ancrage réparti à la résine.....	51
Figure 2.10 : Projection de béton par voie sèche.....	52
Figure 2.11 : Projection de béton par voie humide.....	52
Figure 2.12 : Jet simple.....	53
Figure 2.13 : Jet double.....	54
Figure 2.14 : Jet triple	54
Figure 2.15 : Coffrage de tunnel.....	55
Figure 2.16 : Coffrage armé M3	56
Figure 2.17 : Le revêtement en voussoirs préfabriqués.....	56
Figure 2.18 : Détail d'un voussoir.....	57
Figure 2.19 : Joint longitudinal et circonférentiel (Han et al. 2018).....	58
Figure 2.20 : Boulon et joint d'étanchéité.....	58
CHAPITRE 03 : Géologie et géotechnique	
Figure 3.1 : Les grands ensembles morphologiques d'Alger (d'après Aymé, 1969).....	63
Figure 3.2 : Carte Géologique d'Alger (d'après Aymé, 1964).....	63
Figure 3.3 : Extrait de la carte géologique d'Alger de 1904 (échelle 1/50 000).....	64
Figure 3.4 : Carte Géologique de la Région d'Alger (Sogreah, 2004).....	65
Figure 3.5 : Station Hassen Badi- Plan Sondages	66
Figure 3.6 : Profil en long PL de la station de Hassen Badi (hypothèse géotechnique destination Hacén Badi).....	67
Figure 3.7 : Carte Hydrogéologique de la région d'Alger	68
Figure 3.8 : Un passeport de forage situé au niveau de Dar EL Beida.....	70

Figure 3.9 : Vue générale à la zone d’implantation de la station de Hacén Badi	72
Figure 3.10 : Principe de l’essai SPT.....	73
Figure 3.11 : Schéma de l’essai pressiométrique et courbe d’interprétation.....	75
CHAPITRE 04 : Hygiène, sécurité et environnement dans les travaux souterrains	
Figure 4.1 : Schéma illustrant la différence entre incident, accident et le presque accident....	80
Figure 4.2 : Schéma représentant la situation « Pas de risque »	81
CHAPITRE 05 : Les méthodes empiriques et évaluation des charges	
Figure 5.1 : Répartition des charges selon TERZAGHI.....	98
Figure 5.2 : La relation entre la portée active et le temps de stabilité pour différentes classes de masse rocheuse.....	100
Figure 5.3 : Classification de BARTON montre la relation entre Q et D_e et les types de soutènement.....	106
CHAPITRE 06 : La méthode de confinement convergence	
Figure 6.1 : La convergence-confinement	113
Figure 6.2 : Courbe de convergence	115
Figure 6.3 : La courbe de confinement	115
Figure 6.4 : La courbe d’équilibre confinement-convergence	116
Figure 6.5 : Courbe caractéristique du terrain.....	119
Figure 6.6 : La courbe de confinement.....	121
Figure 6.7 : L’intersection entre la courbe de confinement et convergence.....	121
CHAPITRE 07 : La modélisation numérique par logiciel Plaxis 2D	
Figure 7.1 : Fenêtre principale du programme d’entrée des données.....	126
Figure 7.2: Fenêtre de calcul.....	127
Figure 7.3 : Organigramme des sous-programmes de code Plaxis 2D.....	127

Figure 7.4 Organigramme de modélisation avec PLAXIS 2D.....	128
Figure 7.5 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	130
Figure 7.6 : Introduction des profondeurs des couches de sol.....	132
Figure 7.7 : insertion des propriétés mécaniques de soutènement.....	132
Figure 7.8 : introduction des paramètres géométriques du tunnel.....	134
Figure 7.9 : la géométrie finale du tunnel.....	135
Figure 7.10 : la génération de la maille (maille fine).....	135
Figure 7.11 : les différentes hase d'excavation et de soutènement.....	136
Figure 7.12 : les déplacements selon x de la phase 1.....	137
Figure 7.13 : les déplacements de la phase 3 selon l'axe x.....	138
Figure 7.14 : les déplacements de la phase finale selon l'axe x.....	138
Figure 7.15 : les déplacements de la phase 1 selon l'axe y.....	139
Figure 7.16 : les déplacements de la phase 3 selon l'axe y.....	139
Figure 7.17 : les déplacements de la phase finale selon l'axe y.....	140
Figure 7.18 : les déplacements de la phase 2 selon x.....	144
Figure 7.19 : le déplacement de la phase 4 selon l'axe x.....	144
Figure 7.20 : le déplacement de la phase finale selon x.....	145
Figure 7.21 : Le déplacement de la phase 2 selon l'axe y.....	145
Figure 7.22 : Le déplacement de la phase 4 selon l'axe y.....	146
Figure 7.23 : Le déplacement de la phase finale selon l'axe y.....	146

Liste des sigles

TBM: Tunneling Boring Mashine

N.A.T.M: Austrian-Tunneling Methode

Pf: Pression de fluage

Pl: Pression limite

SPT: Standard Pénétration Test

PMT : Essai Pression Ménard

A.F.T.E.S : Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain

M.E.F : Méthode des éléments finis

R : Remblai

Q_a : Argiles limoneuses

Q_s : Sables limoneux argileux

Q_m : Argiles marneuses

T_s : Sables fins, moyens à grossiers

RQD: Rock Quatily Designation

Liste des variables

CHAPITRE 01 : Généralité sur les tunnels

CHAPITRE 02 : Système de soutènement

CHAPITRE 03 : Géologie et géotechnique

CHAPITRE 04 : Hygiène, sécurité et environnement des ouvrages souterrains

CHAPITRE 05: Les méthodes empiriques et évaluation des charges

C: Cohésion de terrain.

ϕ : Angle de frottement interne.

H: La couverture.

H_t : Hauteur du tunnel.

Q: La surcharge de terrain + la surcharge en surface.

K : Coefficient des terres au repos.

B: La largeur de prisme proposé par TERZAGHI.

H_p : Hauteur de terrain décomprimé au-dessus de la voute.

b: Largeur du tunnel.

RQD: Rock Quality Designation.

j_n : Indice de familles principales de discontinuités.

j_r : Caractérise la rugosité des faces des joints.

j_a : Epaisseur du joint et nature du matériau de remplissage.

j_w : Spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.

D_e : La dimensionné équivalente de l'excavation.

m: Hauteur du tunnel.

C: La cohésion.

γ_i : Poids de la couche i.

h_i : Hauteur de la couche i.

Rc: Résistance à la compression.

Q : La surcharge.

φ : L'angle de frottement.

σ_v : La charge verticale.

σ_h : La charge horizontale.

h_p : La hauteur de noyau.

$\varphi_{\acute{e}q}$: Angle de frottement équivalent.

CHAPITRE 06 : La méthode de confinement convergence

δ_0 : La contrainte initiale du massif.

P_i : La pression fictive.

$\lambda(x)$: Taux de déconfinement.

R_p : Le rayon plastique.

u_a : Déplacement de la paroi.

α : le coefficient de dilatation.

K_p : Coefficient de buté.

σ_0 : Contrainte initiale du massif.

E : Module de Young.

ν : Coefficient de Poisson.

R : Rayon d'excavation.

λ_a : taux de déconfinement à l'apparition de la rupture.

σ_s : Résistance de l'acier.

A_s : Section de cintre HEB 200.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

A : espacement des cintres.

F_{ck} : Résistance à la compression.

E_b : Module de Young (béton projeté).

G : Module de cisaillement.

ν_b : de poisson (béton projeté).

e: Epaisseur de béton.

K_c : Raideur du cintre.

K_b : Raideur du béton.

P_b^{max} : La pression maximale.

U_c^{max} : La pression maximale.

CHAPITRE 07 : la modélisation numérique par le logiciel Plaxis 2D

E_A : La rigidité à la compression.

E_A : La rigidité à la flexion.

I_c : Moment d'inertie des cintres.

I_b : Moment d'inertie du béton projeté.

M_b : moment fléchissant du béton projeté.

N_b : effort normal porté sur le béton projeté.

a : la distance entre les cintres.

θ_n : Rapport de rigidité à la compression entre le béton projeté et le cintre.

θ_m : Rapport de rigidité à la flexion entre le béton projeté et le cintre.

M : Moment fléchissant.

N : Effort normal.

T : Effort tranchant.

γ_s : Module de sécurité.

σ_e : Résistance de l'acier.

f_y : Limite d'élasticité.

γ'_s : Module de sécurité (à l'état ultime).

I : Moment d'inertie du profilé.

S : Moment statique du profilé.

tw : Épaisseur de l'âme du profilé.

f_y : Limite d'élasticité.

W_p : Le module de flexion plastique.

| Liste des variables

γ_s : Coefficient de sécurité de l'effort tranchant.

γ_M : Coefficient de sécurité du moment de flexion.

f_y : Limite d'élasticité.

f_{bu} : Contrainte limite à la rupture du béton.

f_{c28} : Résistance à la compression après 28 jours égale à 25 Mpa.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

Θ : Coefficient dépend de la durée.

Introduction générale



1. Problématique.
2. Objectif d'étude.
3. Recherche bibliographique.
4. Partie spéciale (pratique).

INTRODUCTION GENERALE

Le développement des infrastructures souterraines revêt une importance capitale dans le domaine des transports urbains. Ils permettent de désengorger les routes en offrant une alternative efficace et rapide pour le déplacement des populations. La ville d'Alger, connaît une croissance urbaine rapide, ce qui soulève la nécessité de développer son réseau métropolitain.

La stabilité des excavations souterraines constitue un enjeu majeur dans la conception et la réalisation de ces tunnels. En effet, les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques spécifiques à chaque site peuvent avoir un impact significatif sur la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. Il est donc essentiel de mener des études approfondies, pour évaluer la stabilité des tunnels, en particuliers dans des zones présentant des caractéristiques géologiques complexes.

Alors quelles sont les procédures utilisées pour l'optimisation l'opération de creusement de tunnel d'une part ? D'autre part, comment assurer la stabilité à long terme afin d'éviter des dégâts matériels aux entreprises, sans oublier qu'elle présente un risque pour la vie du personnel et le milieu environnant ?

Le présent projet a pour objectif l'étude de la stabilité d'une excavation souterraine, plus spécifiquement la galerie du chantier de Hacén Badi de l'entreprise Cosider TP situé entre les deux stations El-Harrach centre et Bab Ezzouar. Après une introduction générale, qui présente la problématique et l'objectif de notre travail, ce dernier est réparti en deux axes principaux qui sont les suivants :

- I. La partie théorique** est structurée en quatre chapitres qui dressent une étude bibliographique comme suite :
 - ✓ Chapitre 1 : Généralité sur les tunnels.
 - ✓ Chapitre 2 : Systèmes de soutènement.
 - ✓ Chapitre 3 : Géologie et géotechnique.
 - ✓ Chapitre 4 : Hygiène, sécurité et l'environnement des ouvrages souterrains.

- II. La partie pratique** est consacrée sur analyse de stabilité de projet d'étude en trois chapitres ci-dessous :
 - ✓ Chapitre 5 : Les méthodes empiriques et évaluation des charges
 - ✓ Chapitre 6 : La méthode de confinement convergence
 - ✓ Chapitre 7 : Modélisation numérique par le logiciel Plaxis 2D.

Enfin, nous terminons notre travail par une conclusion générale et des recommandations.

Partie 1: Recherche bibliographiques



- ✓ **Chapitre 1** : Généralité sur les tunnels.
- ✓ **Chapitre 2** : Systèmes de soutènement.
- ✓ **Chapitre 3** : Géologie et géotechnique.
- ✓ **Chapitre 4** : Hygiène, sécurité et l'environnement des ouvrages souterrains

Chapitre 1: Généralités sur les tunnels



- 1.** Introduction.
- 2.** Définition d'une excavation souterraine.
- 3.** Les tunnels.
- 4.** Différentes méthode d'exécution des tunnels.
- 5.** Les techniques de creusement.
- 6.** La nouvelle méthode autrichienne.
- 7.** Conclusion.

CHAPITRE 01 : Généralités sur les tunnels

1. Introduction

Les ouvrages souterrains constituent un domaine important et en plein développement de la géotechnique. En effet, l'extension des voies de communication (routes, autoroutes et voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles, qui conduisent généralement à la construction de tunnels. De même, l'encombrement de la surface du sol des villes rend nécessaire la construction en souterrain des nouvelles voies de circulation (voirie, métros) et de nouveaux équipements urbains (parkings, réseaux d'assainissement, etc). [1]

Lors de la construction d'un tunnel, différentes techniques peuvent être utilisées en fonction des conditions géologiques et des exigences du projet. Parmi les méthodes couramment employées, on retrouve le creusement à ciel ouvert, le creusement à l'explosif, le tunnelier, et le tunnel à l'aide de méthodes de forage. Chaque méthode présente ses propres avantages et inconvénients, et nécessite une planification minutieuse pour garantir la sécurité des travailleurs et la stabilité du tunnel.

2. Définition d'un ouvrage souterrain [2]

Les travaux souterrains sont tous travaux exécutés en dessous de la surface de sol, dans des excavations ayant une configuration complexe et évolutive.

Ces ouvrages sont souvent destinés :

- A la circulation des personnes, des véhicules et des marchandises (tunnels routiers et autoroutiers, tunnels ferroviaires, métro ...).
- Au stockage des déchets dangereux ou différents produits en particulier des hydrocarbures.
- A la production d'énergie (central nucléaire, central thermique ...).
- A l'évacuation des eaux usées ou l'approvisionnement en eau potable.

Différentes type d'ouvrages souterrains :

➤ Si l'on réfère à leur objet :

Les tunnels de communication parmi lesquels :

- Les tunnels ferroviaires.
- Les tunnels routiers.
- Les tunnels de navigation.

Les tunnels de transport :

- Adduction hydraulique.
- Galeries hydraulique.
- Egouts.
- Galeries canalisation.

Les tunnels et cavité de stockage :

- Garage et parking.
- Stockages liquides ou gazeux.
- Dépôts.

- Si l'on réfère à leur mode d'exécution, on peut distinguer :
 - Les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert.
 - Les tunnels en souterrain à faible ou forte profondeur.
 - Les tunnels construits par éléments immergés.
- Si l'on se réfère à la forme des ouvrages, on peut distinguer :
 - Les tunnels proprement dis et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable.
 - Les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante.

3. Les tunnels

Un tunnel peut être défini comme une voie souterraine creusée à travers des montagnes, des collines ou sous terre pour permettre le passage des personnes, des véhicules, des trains ou des canalisations. Il s'agit d'une structure souterraine fermée qui offre un passage sûr et souvent plus court que les routes ou les voies de surface alternatives. [3]

3.1. Définition géométrique d'un tunnel

Dans un projet de tunnels, l'un des premiers choix à effectuer est celui de ses caractéristiques géométrique (tracé en plan, profil en long et profil en travers) qui aident à l'implantation de l'ouvrage.

3.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan représente la projection, à une échelle réduite, du tunnel sur un plan horizontal. Il caractérise par une succession de courbes et d'alignements droits séparé par des raccordements progressifs ou des raccordements circulaires. [4]



Figure1.1: Tracé en plan de tunnel val de Fontenay [4]

3.1.2. Profil en long

Le profil en long est une coupe verticale passant par l'axe du tunnel, développée et représentée sur un plan à une certaine échelle. Il précise les longueurs (en abscisse) et les hauteurs (en ordonnée). Il précise les longueurs et les valeurs des pentes ou des rampes, ainsi que les rayons de courbures des sommets de côtes et des points bas aux raccordements. [5]

3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers est une coupe transversale perpendiculaire à l'axe du tunnel. Il précise, pour une position donnée, la forme géométrique de la section du tunnel (circulaire, rectangulaire...) ainsi que les longueurs des voies routables : trottoirs, largeur de bande d'arrêt d'urgence et tous les détails qui peuvent être existents. [6]

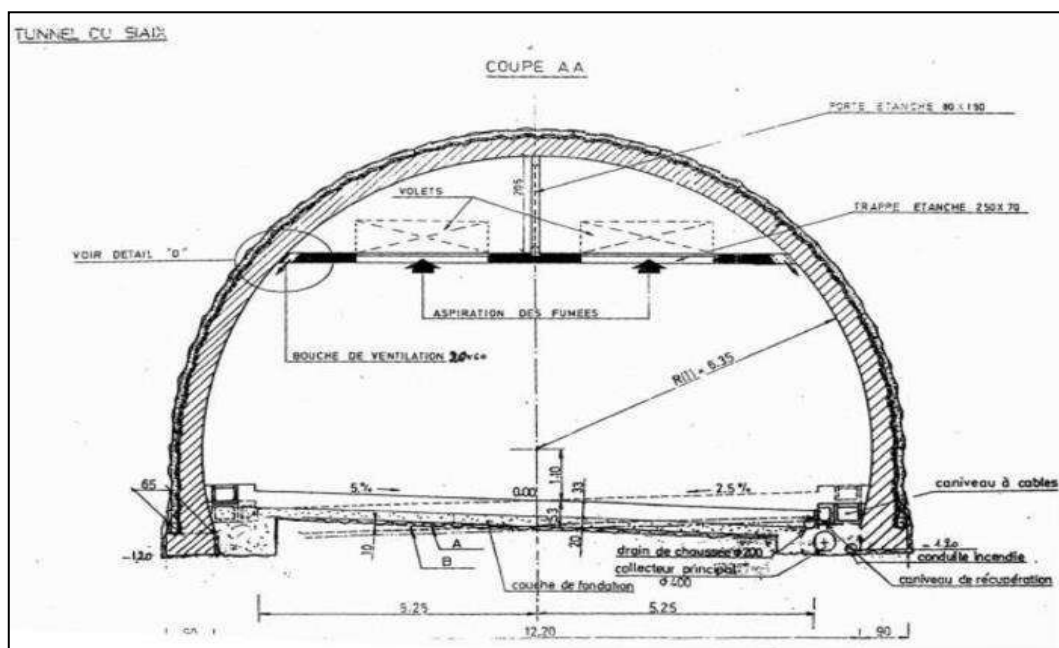


Figure 1.2 : Profil en travers d'un tunnel en forme voûte

3.2. Ouvrages souterrains

3.2.1. Les puits

Ces puits peuvent être utilisés comme passages pour la construction de tunnels, chaque puits représente un emplacement spécial pour les tuyaux et les câbles, et différentes installations qu'ils nous aident à assurer le bon déroulement des opérations du tunnel. Les puits permettent également la collecte d'échantillons géotechniques. La section du puits dépend de la qualité des déblais à évacuer.

Les puits fonctionnaient également comme un service, car ils permettaient la descente des équipements et des matériaux nécessaires à l'exécution des travaux à l'intérieur du tunnel et la remontée des matériaux excavés.

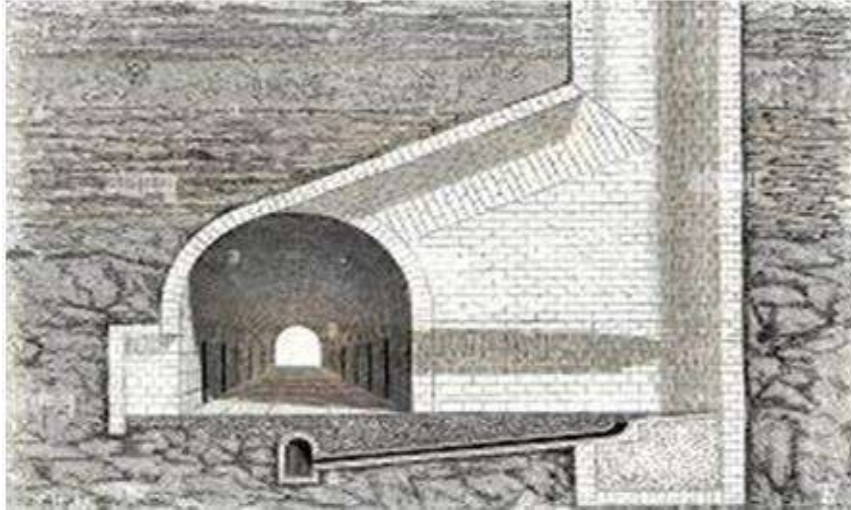


Figure 1.3 : Coupe transversale dans un tunnel avec un puits d'aération

3.2.2. Les rameaux

Ce sont des petites galeries qui seront construites après le forage. Les branchages créent une connexion entre le puits et le couloir pour accéder au couloir de reconnaissance.

3.2.3. Les galeries de reconnaissance

Appelée aussi une galerie pilote, d'une manière générale elle permet de réduire les aléas du projet ainsi que de trouver des meilleures solutions adaptées dans les cas critiques et difficiles à travers de repenser à des problèmes probables posés ou prévenus. Cette galerie pilote à objet pour l'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologique détaillé. Ainsi, l'observation des conditions hydrogéologiques, pour savoir et déterminer le type des venues d'eau (ponctuelles ou diffusées). [5]



Figure 1.4 : Galerie pilote dans un tunnel d'Alger Cosider TP.

4. Les différentes méthodes d'exécution de tunnel

4.1. Les méthodes d'exécution de tunnels dans les roches

4.1.1. La méthode traditionnelle à l'explosif

Cette méthode est adaptée à une roche saine et homogène aux caractéristiques géotechniques élevées.

L'abattage à l'explosif nécessite la perforation préalable de trous de mine (constituant la volée) à l'aide de marteaux perforateurs (robots de forage assistés par ordinateur permettant une automatisation intégrale des opérations). Le plan de tir doit être adapté aux caractéristiques du terrain afin d'assurer un découpage soigné de l'excavation et de limiter les ébranlements.[4]



Figure 1.5 : Jumbo au travail sur le tunnel des Pennes-Mirabeau

4.1.1.1. Mode de travail [7]

Un tir complet peut donc durer plusieurs secondes en additionnant les retards. Le repérage et le forage des trous sur le front de taille est maintenant réalisé par des Jumbos, dont le pilotage est assisté par ordinateur sur les gros chantiers. Pour les galeries plus étroites ou ne justifiant pas l'usage de tels perfectionnements, on peut procéder par simple rétroprojection ou par données topographiques (traçage à la peinture avec mètres et cordons).

L'alignement est toujours réalisé sur un point laser de référence. Les trous sont forés par des taillants à carbure (\varnothing 45mm) fixés sur des tiges d'entraînement. On injecte, par l'intérieur des tiges, de l'eau qui a un double effet : refroidissement par brumisation et évacuation des résidus de forage (les cuttings). Seule une personne compétente et diplômée est autorisée à placer les charges explosives dans les trous de forages.

C'est le travail du préposé aux tirs, aussi appelé "boutefeuf". Il place d'abord le détonateur en fond de trou, puis la charge et enfin le bourrage. Après le tir, il faut ventiler et disperser les gaz toxiques (CO, CO₂, NO_x) pour les diluer.

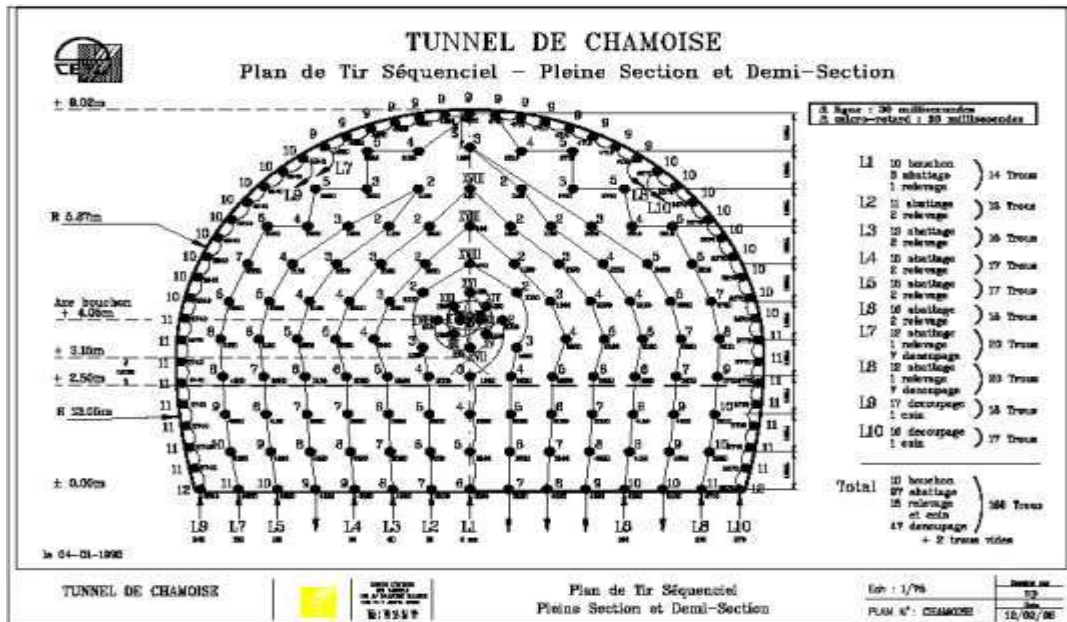


Figure 1.6 : Plan de tir séquentiel optimisé pour le tunnel de chamoise

4.1.1.2. Choix de l'explosif [8]

Les explosifs les plus couramment utilisés en matière de souterrain sont les explosifs classiques de la famille des dynamites :

- Gomme A, la plus puissante et la plus résistante à l'eau souvent utilisée dans le bouchon ;
- Gomme BAM, dans les trous intermédiaires ;
- Sofranex et Tolamite dans les trous de la couronne, ainsi que la Dynalite R ou la Gomme L par ordre décroissant de puissance.

On utilise cependant quelquefois également les explosifs nitrates qui se présentent sous forme de poudres. On les appelle aussi poudre de sûreté parce qu'ils sont moins sensibles aux chocs que les dynamites, mais beaucoup plus sensibles à l'eau et généralement moins puissants. Ils conviennent dans les roches mi-dures.

La Sévranite, explosif au perchlorate, très puissant et très brisant (analogue à BAM), a donné de bons résultats mais nécessite une aération renforcée du chantier. Enfin, l'oxygène liquide, également puissant et brisant, n'est utilisé que dans les mines de fer. Les cartouches sont d'une durée de vie très limitée et d'un maniement délicat. Les explosifs AN/FO au nitrate fuel ne peuvent être employés en souterrain à cause de leur fluidité qui ne permet de les utiliser que dans des trous verticaux ou très inclinés et hors d'eau.

4.1.1.3. Les avantages :

- Souplesse de la méthode, au niveau du profil à réaliser et de l'adaptation aux différentes catégories de terrains rencontrés.
- Pour les roches dures : meilleurs résultats d'efficacité et de rendement.
- Utilisation ponctuelle possible pour des terrains hétérogènes.

4.1.1.4. Les inconvénients :

- Les effets sismiques de l'explosif : vibrations engendrées par les tirs se propageant sous forme d'ébranlements vers les structures avoisinantes.
- Les effets parasites de l'explosif : création d'hors-profil d'excavation et/ou d'une zone de massif fortement perturbée au pourtour de l'excavation.



Figure 1.7 : Méthode de creusement par l'explosif (forage des trous)

4.1.2. La méthode par l'attaque ponctuelle [9]

Si la roche est friable, l'excavation est exécutée par une machine qui attaque ponctuellement et progressivement le sol.



Figure 1.8 : L'excavation par l'attaque ponctuelle (haveuse)

Les machines à attaque ponctuelle, automotrices sur pneus ou chenilles sont équipées de bras orientables, à l'extrémité desquels est placé l'appareil d'attaque (godet excavateur, brise-roche, tête de havage à axe longitudinal ou transversal). Les déblais sont évacués vers l'arrière. La paroi est équipée à l'avancement d'un soutènement provisoire. Cette technique est adaptée à tous les profils d'excavation.

4.2. Les méthodes de creusement des tunnels dans un terrain difficile

4.2.1. Méthode par découpage mécanique [7]

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



Figure 1.9 : Machine de pré-coupage (haveuse)

La saignée est remplie de béton à prise rapide, mis en place par projection (béton projeté par voie sèche et éventuellement armé de fibres métalliques), afin de constituer une voûte porteuse dans le massif encaissant. Après durcissement, cette pré-voûte en béton assure le soutènement de la cavité dont le terrassement peut-être entrepris en pleine section. Elle permet d'assurer pendant les travaux, la sécurité des ouvriers.

4.2.2. La méthode de creusement au tunnelier [8]

Le creusement mécanisé des tunnels a connu des développements importants durant les vingt dernières années, en particulier grâce à l'apparition et aux évolutions technologiques des tunneliers.

Ils ont permis d'élargir le domaine de réalisation des tunnels dans des conditions géologiques délicates, pour une grande gamme de diamètres et de terrains (sols meubles, roches tendres, argiles molles, terrains instables ou aquifères, etc.) en améliorant considérablement la productivité et la sécurité des chantiers.

Le tunnelier est une machine complexe qui assure en continu les fonctions suivantes :

- Excavation du terrain ;
- Stabilisation et soutènement du front de taille ;
- Soutènement provisoire des parois du tunnel juste derrière le creusement ;
- Evacuation des déblais ;
- Mise en place du soutènement provisoire ou du revêtement définitif ;
- Guidage selon l'axe théorique prévu ;
- Avancement automatique à l'aide de vérins ;

Il permet de creuser des tunnels de diamètre compris entre 2 et 20 mètres. Il est particulièrement adapté pour le creusement de terrains meubles sur de grandes longueurs, du fait de son coût d'investissement important. Sa vitesse d'avancement est de l'ordre de 10 à 50 mètres par jour.



Figure 1.10 : Tunnelier (TBM Cosider TP)

4.2.2.1. Les avantages du tunnelier :

- La sécurité est assurée.
- Le soutènement est facile et rapide.
- La main d'œuvre est réduite ce qui permet d'augmenter le rendement.
- La vitesse d'avancement est assez élevée de 15 à 30 m/jours théoriquement.

4.2.2.2. Les inconvénients du tunnelier :

- Le coût est élevé.
- Le temps de travail effectif de la machine ne dépasse pas 30%.
- La géométrie de tunnel doit être circulaire.
- Tout accident géologique imprévu entraîne le blocage de la machine.

5. Les techniques de creusement [9]

5.1. Creusement en plain section

Il est adopté aux terrains homogènes de bonne ou assez bonne tenue ne nécessitant pas l'utilisation d'un soutènement provisoire. Dans ce cas, si le rocher présente des fissures tolérables (fissuration à la suite d'utilisation d'explosifs ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée.



(a)

(b)

Figure 1.11: Technique de creusement en plain section: a-tunnelier, b- l'explosif.

5.2. Creusement en demi-section

Le creusement en demi-section consiste à excaver la demi-section supérieure, dite « calotte » du tunnel, suivant sa forme définitive (la hauteur pouvant atteindre 5 ou 6 m). Dans une deuxième phase, on procède à l'excavation de la demi section inférieure, appelée « stross ». Cette méthode est conseillée pour les tunnels de grande dimension car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité vue la dimension réduite du front de taille.

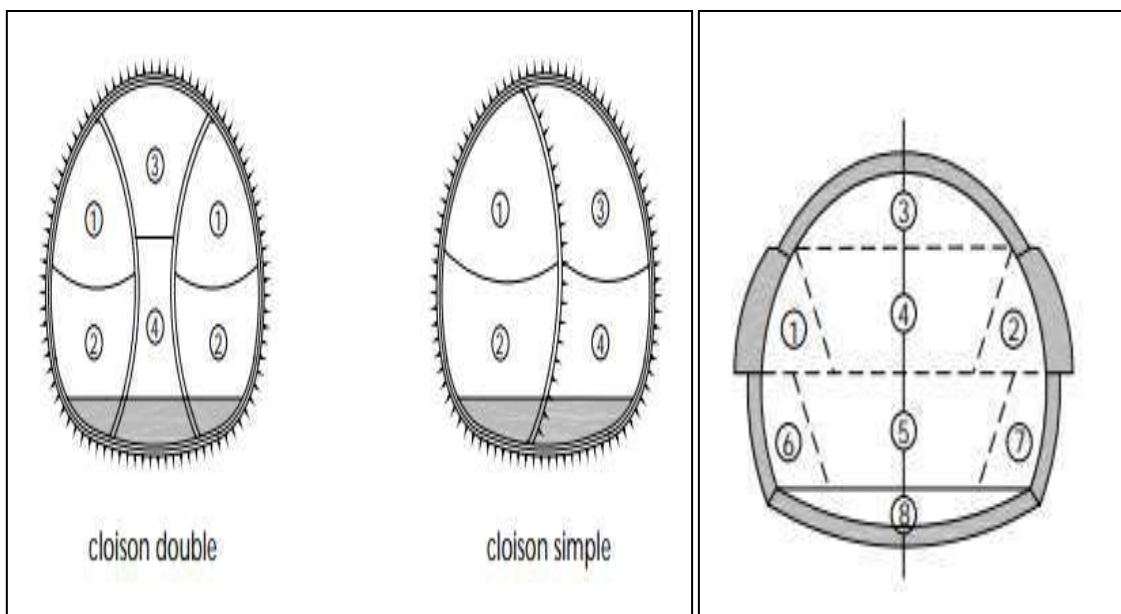
Par contre cette technique nécessite un soutènement plus important (cintre ou blindage), dont la mise en place du soutènement s'effectue en principe à l'avancement de chaque phase d'excavation.



Figure 1.12 : Technique de creusement en demi section

5.3. Creusement en section divisée

La méthode de creusement en section divisée consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser. La section peut être divisée de différentes façons (figure 1.13). Ces galeries peuvent être exécutées sur toute la longueur de la zone à réaliser en section divisée avant le début de l'excavation du reste de la section.



(a)

(b)

(b) a-Creusement en cloison centrale b-Creusement avec galerie en naissances

Figure 1.13: Creusement en section divisées

6. La méthode autrichienne[10]

6.1. La définition officielle de la NATM

Apparue dans les années 60, la technique de soutènement combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande. Il s'agit avant tout d'une méthode, celle du soutènement léger accompagnant les déformations du terrain. Mais détaillons d'abord chacun de ses deux constituants principaux.

On 1980, le comité national autrichien pour la construction de cavité de l'association internationale des travaux souterrains (AITES) a publié une définition officielle de la NATM : « la nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité comme élément de support par activation d'un anneau de terrain portant ».

La méthode autrichienne (NMA ou NATM) est généralement applicable dans les zones de roches tendres, formée d'ensemble des techniques de soutènement (boulonnage, cintres et béton projeté).

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 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 la zone d'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 (15 à 30 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération et les déformations, crée une continuité entre les éléments du terrain et apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages. Éventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté.

6.2. Les avantages de la NATM

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

6.3. Les inconvénients de la NATM

- Les venues d'eau excessives empêchent la mise en œuvre du béton projeté.
- Le terrain est trop peu cohérent.
- L'efficacité du boulonnage est insuffisante.

Chapitre 2: Systèmes soutènement



- 1.** Introduction.
- 2.** Rôle de soutènement.
- 3.** Le choix d'un mode de soutènement.
- 4.** Classification des modes de soutènement selon leur action.
- 5.** Type de soutènement.
- 6.** Le revêtement définitif
- 7.** Conclusion.

CHAPITRE 02 : Systèmes de soutènement

1.Introduction

Pour assurer la sécurité du chantier contre les éboulements et les ouvriers intervenant sur l'ouvrage lors des travaux souterrains, le creusement d'un tunnel peut nécessiter, selon la technique utilisée, la nature du terrain et les dimensions de l'ouvrage, la réalisation d'un soutènement de l'excavation qui s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de limiter les déformations du terrain, de stabiliser les parois pendant la réalisation des travaux et de renforcer la stabilité définitive de l'excavation.

2.Rôle de soutènement [11]

Le creusement d'une galerie nécessite généralement la mise en place d'un soutènement d'importance variable selon la nature du terrain, la dimension de l'excavation et la méthode utilisée.

Le soutènement peut être inexistant dans les cas les plus favorables (ouvrage creusé dans une roche homogène et résistante et peu fracturée).

Le soutènement a pour but :

- De garantir la sécurité du personnel travaillant dans la galerie,
- D'assurer la stabilité des parois de celle-ci dès la phase d'abattage du terrain et, si nécessaire, d'en limiter les déformations,
- De protéger le terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation, etc) après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques. Les méthodes courantes d'exécution conduisent à l'utilisation d'un soutènement métallique ou en béton et à son maintien en place lors du bétonnage du revêtement définitif éventuel.
- Le soutènement assure la stabilité de la galerie pendant l'exécution des travaux, mais participe aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement qui est mis ensuite à l'intérieur.

La conception du soutènement a le plus souvent une influence directe sur l'importance et la répartition des efforts que devra supporter le revêtement définitif.

Lorsqu'on ne met pas en œuvre de revêtement, la pérennité de l'action du soutènement doit être assurée: protection contre la corrosion ou contre un vieillissement prématuré, vérification de la non-évolution des caractéristiques du terrain à long terme.

3. Le choix de mode de soutènement [8]

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

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

C'est pour tenter de mieux maîtriser ce problème et plus particulièrement pour aider son analyse technique que l'AFTES a publié des Recommandations qui ont pour objet de fixer un cadre d'étude en s'assurant que tous les critères qui influent sur le choix ont bien été pris en compte.

4. Classification des modes de soutènement selon leur action [11]

On peut en fait distinguer quatre classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain, qui sont :

4.1. Les soutènements agissant par confinement

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

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

4.2. Les soutènements agissant t à la fois par confinement et comme armatures

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

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

4.3. Les soutènements agissant par sup portage

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

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

4.4. Les soutènements agissant par consolidation [12]

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

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

- L'injection
- La congélation
- Le drainage
- L'air comprimé

4.4.1. L'injection

Le procédé de traitement par injection consiste à remplir les vides du terrain (fissures ou pores) par un produit liquide ou en suspension appelé coulis qui se solidifie plus ou moins dans le temps. Le coulis est envoyé sous pression dans des forages équipés pour l'injection, traversant les zones à traiter. L'injection a pour résultat de réduire la perméabilité et/ou d'augmenter les caractéristiques mécaniques d'une roche ou d'un sol.

4.4.2. La congélation

La congélation des terrains aquifères instables est un procédé ancien, à caractère provisoire, employé pour le creusement de fouilles, de puits et de galeries.

Le schéma de principe du procédé est le suivant:

- Exécution de sondages du site, sur la hauteur des couches aquifères.
- Mise en place de tubes réfrigérants (sondes) : fermés à leur base, ils contiennent des tubes plus petits ouverts à leur partie inférieure.
- Mise en circulation d'un liquide à basse température arrivant par le tube intérieur et remontant dans l'espace annulaire en empruntant la chaleur au terrain encaissant.
- Congélation progressive des couches autour des sondes, obtention d'une paroi de terrain gelé dur et imperméable.
- Maintien de cette paroi durant les travaux de génie civil.

4.4.3. Le drainage

- Le rabattement de la nappe :

Pour pouvoir abaisser le niveau de la nappe en dessous du souterrain à construire, il faut que le sol soit suffisamment perméable. En outre, pour empêcher le phénomène du « renard » (affouillements), il doit exister, à une profondeur raisonnable sous le souterrain, une couche imperméable dans laquelle les parois latérales viennent se ficher. Cette couche peut éventuellement être réalisée artificiellement par des injections. Dans certains cas, on peut même utiliser le procédé du béton immergé au fond de la fouille remplie d'eau.

Les méthodes de rabattement varient avec le coefficient de perméabilité du terrain sont:

- Des puits de grand diamètre distants de quelques mètres dans les terrains à forte perméabilité
- Des pointes filtrantes de faible diamètre distant de 1 m, essorant le terrain par aspiration dans les terrains à faible perméabilité (sable fin, argiles)
- Des puits filtrants à pompe immergée distants de quelques mètres dans les terrains de perméabilité intermédiaire (sables moyens) D'autres dispositions peuvent également être pris pour abaisser le niveau de la nappe, à titre provisoire ou définitif.

- Les murs drainants :

Dans le cas de terrains de faible perméabilité (moins de $5 \cdot 10^{-6} \text{m/sec}$), il arrive que le rabattement de la nappe par un grand nombre de puits filtrants soit insuffisant pour assécher le terrain. On a alors recours à une technique qui consiste à réaliser un mur drainant à l'intérieur du sol. Ce procédé nécessite les opérations suivantes :

- 1) Forage de puits jusqu'au niveau à assécher
- 2) Descente de tubulures en forme de T dans les puits de rang impair et cela jusqu'au niveau supérieur de la nappe (les branches des tubulures sont dirigées vers les puits voisins).
- 3) Injection d'eau dans la tubulure et aspiration dans les deux puits voisins (chasse le terrain entre les puits et le ramène à la surface).
- 4) Dès que la communication entre les puits est établie, tout en maintenant l'injection d'eau et l'aspiration du terrain, on abaisse lentement la tubulure jusqu'au niveau à assécher (dans cette configuration, les parois sont maintenues par la pression de l'eau).

5. Types de soutènement

5.1. La méthode autrichienne [7]

La technique de soutènement combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande. Il s'agit avant tout d'une méthode, celle du soutènement léger accompagnant les déformations du terrain. Mais détaillons d'abord chacun de ses deux constituants principaux.

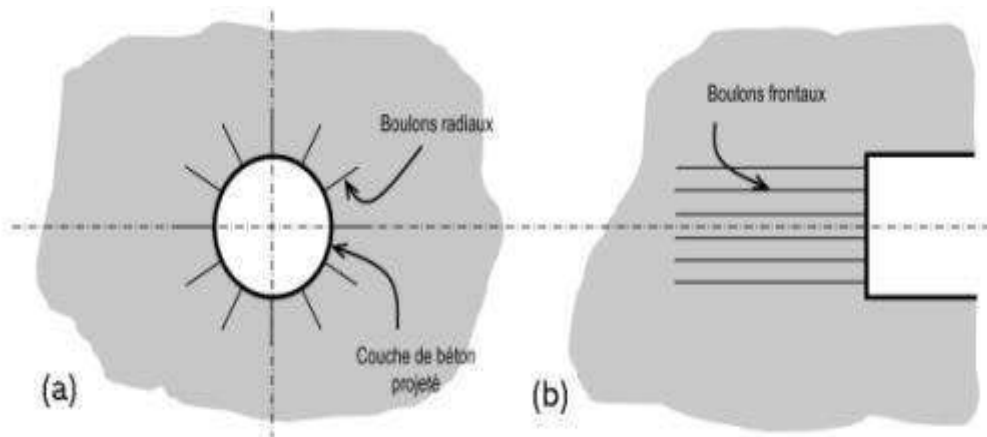


Figure 2.1 : (a) l'application de l'NATM_ (b) boulonnage du front [7]

A) Les boulons d'ancrage radiaux

Les mineurs ont rapidement constaté que le terrain autour d'une cavité avait tendance à se déliter, s'ouvrir par endroits ou carrément se refermer. Pourquoi ne pas tenter de "clouer" les parois et ainsi aller chercher le rocher intact, à quelques mètres de la galerie ? L'idée n'est pas récente, puisqu'au XIXe siècle les Ardoisières d'Angers utilisaient des tiges de châtaigner glissées dans des forages pour retenir les voûtes de leurs salles souterraines : l'eau qui s'infiltrait faisait gonfler le bois et le plaquait contre les parois du forage. Rapidement les tiges en acier (tiges de béton armé) se sont avérées les plus efficaces, et la technologie s'est peu à peu adaptée au génie civil. On distingue deux grands types de boulons :

1) Les boulons passifs ne sont sollicités que par le déplacement du terrain autour de la paroi. Il en existe deux familles qui ne fonctionnent pas de la même façon :

(a) les boulons à ancrage ponctuel : ce sont les plus anciens ; 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 ;

(b) les boulons à ancrage réparti : comme leur nom l'indique, ils sont scellés au terrain sur toute leur longueur. On distingue deux sous-familles technologiques :

– Les boulons scellés : le scellement peut-être du mortier ou de la résine synthétique.

– Les boulons à friction : ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydrogonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement.

2) Les boulons actifs sont précontraints. La tige pleine (barre Dywidag ou Artoon) ou le câble de torons sont scellés loin de la paroi par injection d'un coulis de ciment. Ces inclusions sont utilisées pour le soutènement des grandes cavités.

La simplicité de pose d'un boulon (surtout les boulons à friction qui agissent tout de suite) en ont fait aujourd'hui l'élément essentiel des soutènements souterrains. On peut facilement en poser deux ou trois à un endroit, en prévention là où la roche risque de se rompre, ou les préconiser de façon systématique sur tout ou partie de la paroi du tunnel. On définit alors une densité de boulonnage (1,5 par m² par ex.), une longueur (environ un rayon de tunnel) et un diamètre (Ø 18 par ex.).

B) Le béton projeté

Il ressemble de très près à un mortier à prise rapide. Le gunitage consiste à projeter le béton sur les parois d'un tunnel à l'aide d'une lance. Le béton projeté a deux principaux usages, qui peuvent s'additionner :

- Pour de faibles épaisseurs (< 5cm) il a un rôle protecteur, et forme une coque mince épousant la géométrie du terrain. En cela il empêche les blocs de roche ou le sol de s'altérer et de se détacher de la paroi.
- Il peut aussi avoir un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est alors variable en fonction du terrain, de l'ordre d'une vingtaine de centimètres.

Seul, le béton projeté est de moins en moins utilisé. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement. Son usage en tunnels a fait l'objet de recommandations très détaillées de l'AFTES et de l'ASQUAPRO [13 ,14].

Attention toutefois, le béton projeté appliqué en paroi peut parfois donner une fausse impression de sécurité. Lorsqu'il n'est pas assez épais au regard du poids des blocs qu'il doit retenir ou tout simplement lorsqu'il est encore frais, il peut se détacher et entraîner avec lui une petite partie du terrain. Bien que d'importance limitée, ce risque de chute n'est pas à négliger.

C) La combinaison magique

En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique (Fig2.2.a), on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants. Pour l'ancien mineur, habitué à poser des soutènements très résistants (et donc rassurants) la NATM semble bien légère. Mais au lieu de "supporter" simplement le terrain perturbé par le creusement, elle permet à celui-ci de se soutenir lui-même.

En d'autres termes, c'est la roche elle-même qui participe au soutènement. En autorisant une convergence contrôlée, le système boulons-gunité (et éventuellement treillis soudé ou fibres métalliques) crée une redistribution des contraintes dans le massif et un état d'équilibre stable.

Cette technique, relativement peu onéreuse, est donc celle qui sera systématiquement proposée en profil-type de base pour le soutènement.

D'autre part sa conception optimisée et facilement ajustable, ce type de soutènement, plus que tout autre, doit être associé à une auscultation précise du tunnel. [15]

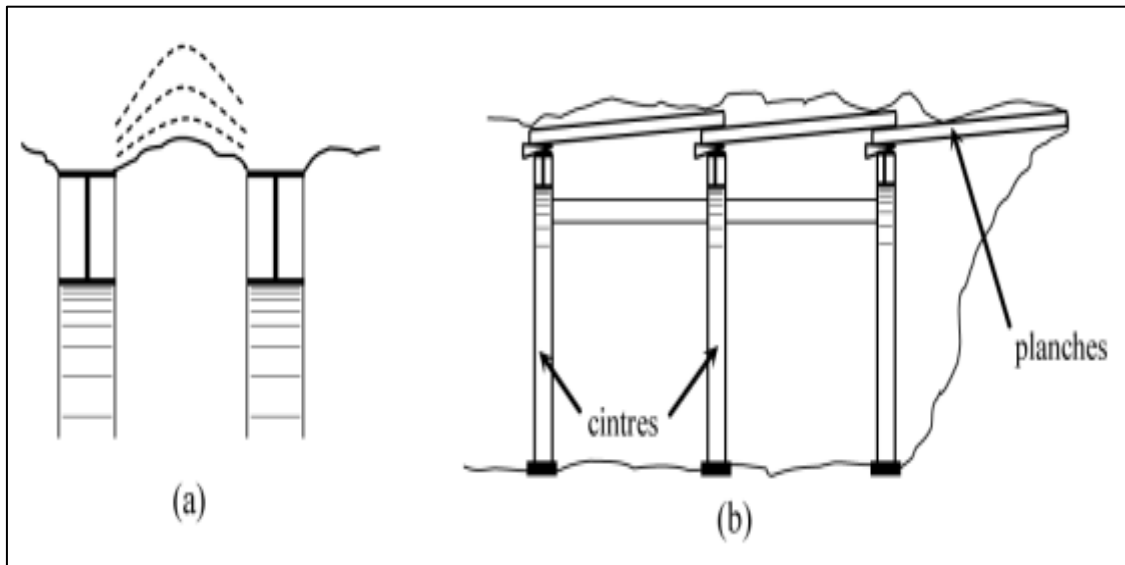


Figure 2.2 : (a) Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage. [7]

5.2. Les cintres [8]

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

Il s'agit d'une structure rigide de caractère discontinu, qui n'est pas liée de façon intangible au terrain.

Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments :

- De protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble) ;
- De soutènement (pour ralentir la convergence des parois) ;
- De renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien ;

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

5.2.1. Les cintres métalliques lourds

Les cintres métalliques lourds sont constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide, ils sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis.

Les profils les plus fréquemment utilisés vont du H 140 au H 260. On peut aussi classer dans cette catégorie les cintres mobiles ou télécopiables que l'on déplace au fur et à mesure de l'avancement du front.

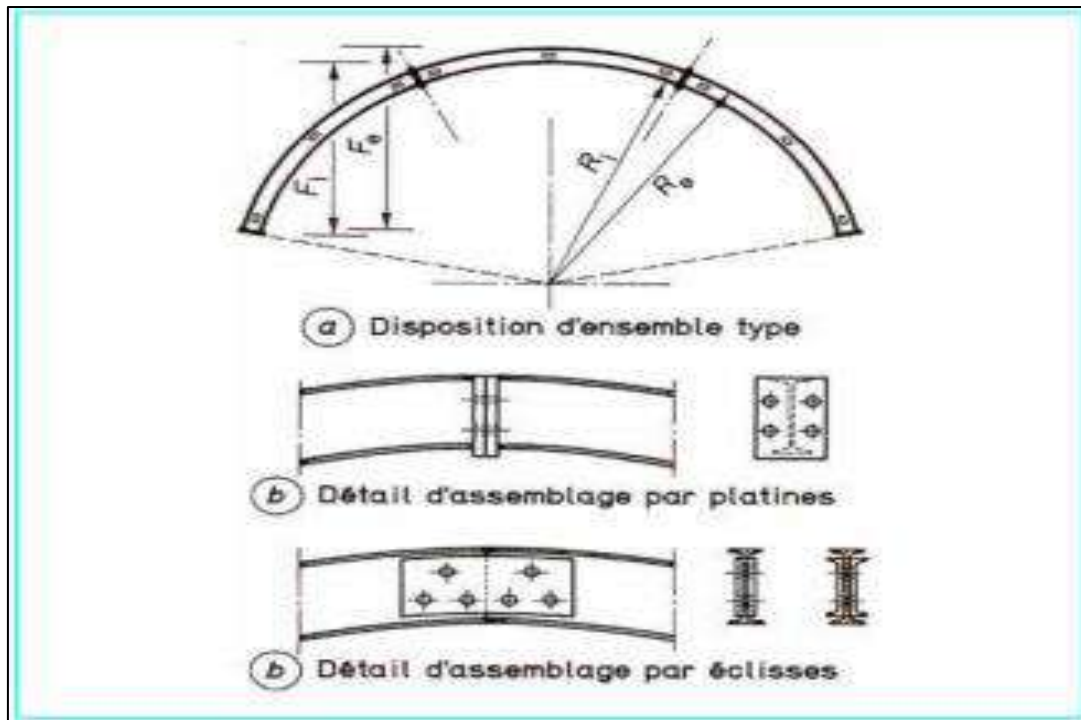


Figure 2.3 : Cintres en profilés simples. [8]

5.2.2. Les cintres métalliques légers et coulissants

Les cintres métalliques légers et coulissants sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d'assemblage permet le coulissement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres (fig2.4). Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage. Lorsque les efforts sont importants, la convergence des parois n'est pas arrêtée mais seulement freinée.

Lorsque cette condition est acceptable, ces cintres sont recommandés en raison de leur facilité d'emploi. Ils peuvent être employés soit comme simples cintres de protection (contre la chute de blocs), soit comme cintres de soutènement. Dans ce cas, ils sont généralement associés à un grillage ou à un béton projeté et à un boulonnage.

Ils constituent alors l'armature de renforcement du dispositif boulon/béton projeté qui permet, pour le confinement du terrain, d'assurer le soutènement d'ouvrages de grandes portées dans des conditions relativement économiques.

Les cintres coulissants existent en plusieurs sections dont la masse linéique varie de 13 à 36 kg/m.

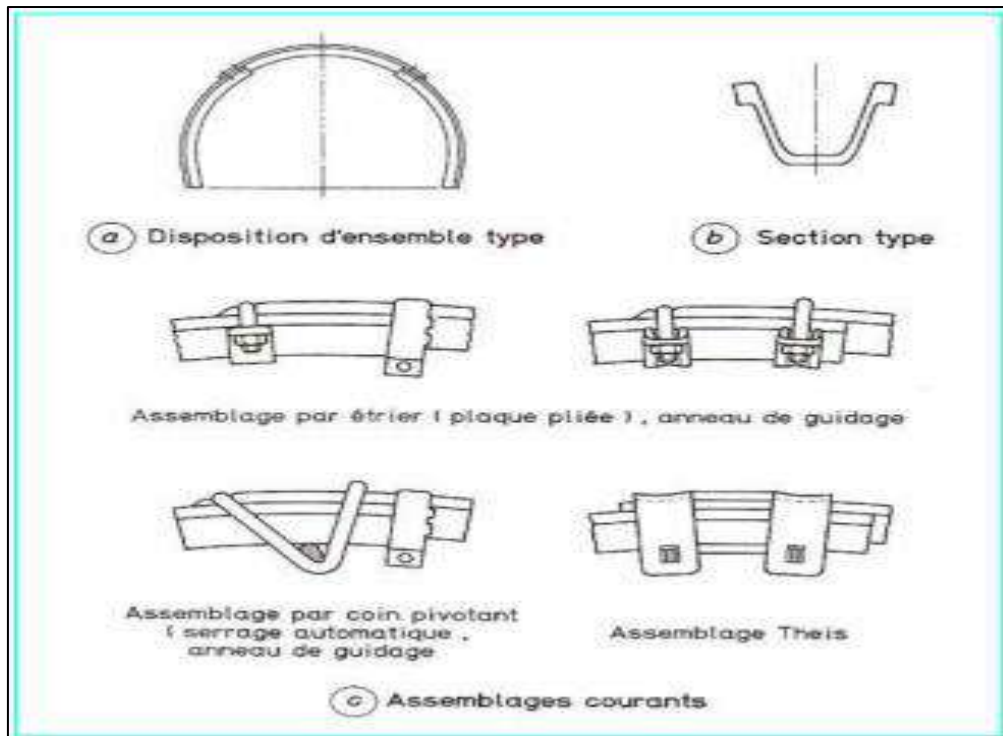


Figure 2.4 : Cintres coulissants. [8]

Pour un cintre métallique de section déterminée, il existe une limite inférieure et une limite supérieure du diamètre moyen de la galerie dans laquelle le cintre est utilisable. La limite inférieure correspond à la possibilité pratique de cintrage ($D_m = 23 h$, où h est la hauteur du profil dans le plan du cintre), la limite supérieure correspond aux risques de flambement ; elle est souvent prise égale à 200 fois le rayon de giration de la section du cintre ($D_M = 200 r$). À titre d'exemple, on pourra utiliser un cintre H 180 pour des galeries comprises entre 4,20 et 9,80 m.

Le dimensionnement exact dépend bien entendu des caractéristiques réelles du terrain.

5.2.3. Les blindages et enfilages :

Les blindages et enfilages assurent la continuité du soutènement de la paroi dans l'intervalle des cintres et sont indispensables dans les terrains dont la cohésion est insuffisante pour assurer ce transfert des charges entre deux cintres successifs. Il peut s'agir soit de planches en bois de 4 à 8 cm d'épaisseur et de 1,60 à 2 m de longueur posées à recouvrement, soit de plaques métalliques en tôle pliée de 2 à 4 mm d'épaisseur et de 1 à 3 m de longueur. Les blindages bois, s'ils ne sont pas déposés avant bétonnage du revêtement, peuvent présenter des risques de décompression ultérieure du terrain du fait du pourrissement.

On appelle enfilage un dispositif de blindage que l'on enfonce dans le terrain le long du contour de l'ouvrage en avant du front pour assurer le soutènement avant même que l'excavation ne soit réalisée. L'enfilage est réservé aux terrains instables ou bouillants (fig2.5).

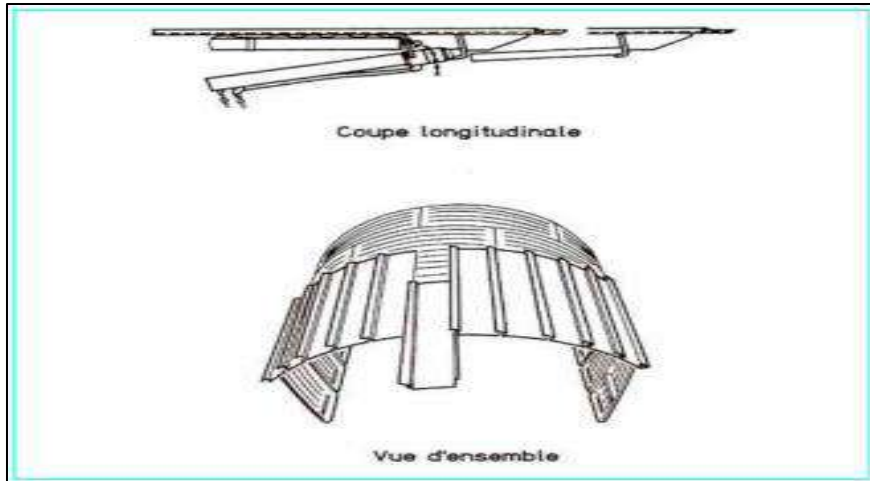


Figure 2.5 : Enfilage métallique. [8]

Il existe bien d'autres types de blindage (fig 2.6), tels que des plaques métalliques cintrées assemblées par clavetage (liner plates) qui constituent un véritable cuvelage et qui peuvent être renforcées ou non par des cintres, les plaques Bernold, etc.

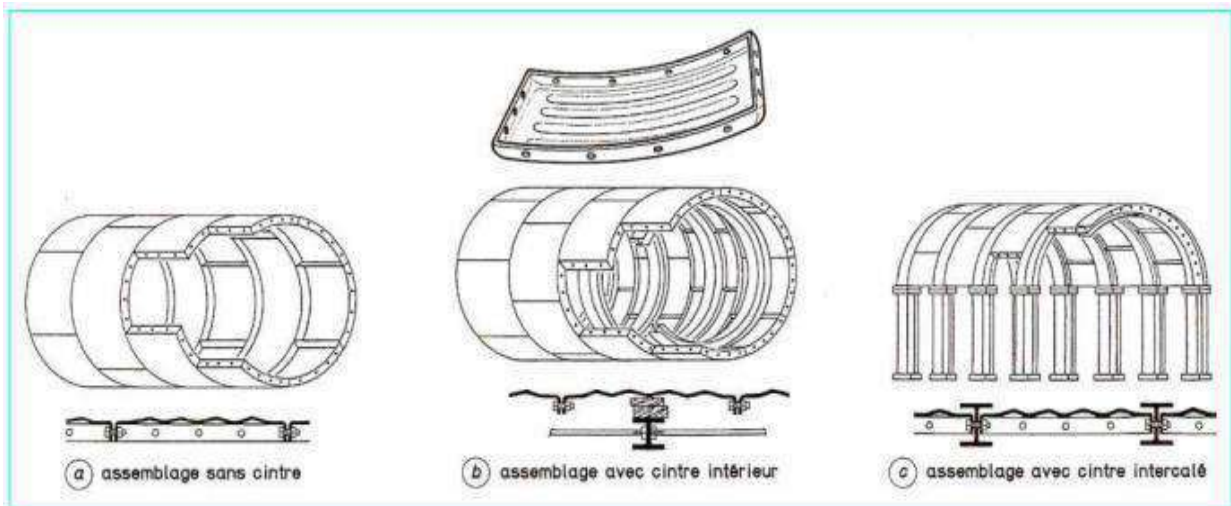


Figure 2.6 : Plaques métalliques assemblées. [8]

5.3. Boulonnage : [11]

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques et de longueur comprise entre 1,50 et 5 m, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre (fig 2.7). Les tirants se distinguent des boulons par deux caractères principaux : leur longueur dépasse généralement 10 m et ils sont mis en traction volontairement à une fraction importante de leur charge de rupture.

Les tirants, qui sont des éléments actifs (par opposition aux boulons qui sont passifs) sont assez rarement utilisés dans les travaux souterrains, sauf dans le cas des cavernes de grandes dimensions (centrales souterraines).

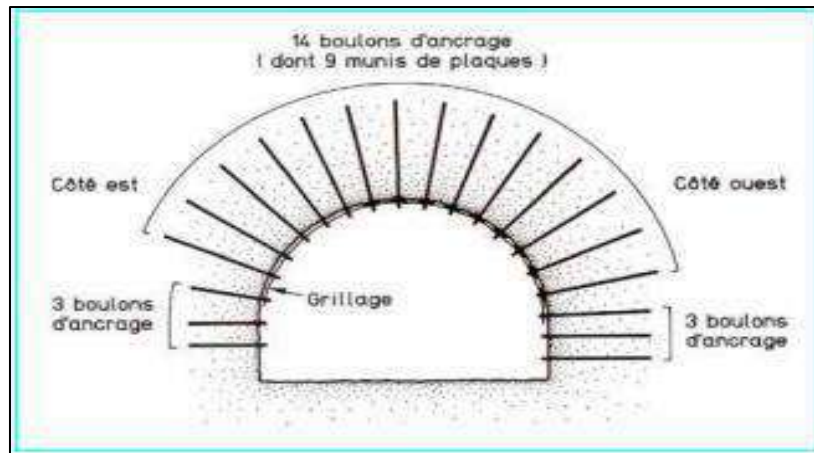


Figure 2.7 : Soutènement par boulonnage. Section type d'une couronne. [11]

Contrairement aux cintres qui agissent par sup portage, les boulons agissent surtout par confinement, c'est-à-dire qu'ils développent, le long de la paroi du tunnel, une contrainte radiale qui, même si elle est faible, permet d'augmenter dans des proportions très importantes la résistance du terrain dans la direction tangentielle.

5.3.1. Boulons à ancrage ponctuel

Ce sont les plus anciens, L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique généralement un coquille d'expansion a filetage inverse, qui prend appui par serrage sur les parois du trou. Ils nécessitent un terrain suffisamment résistant (roches dures).

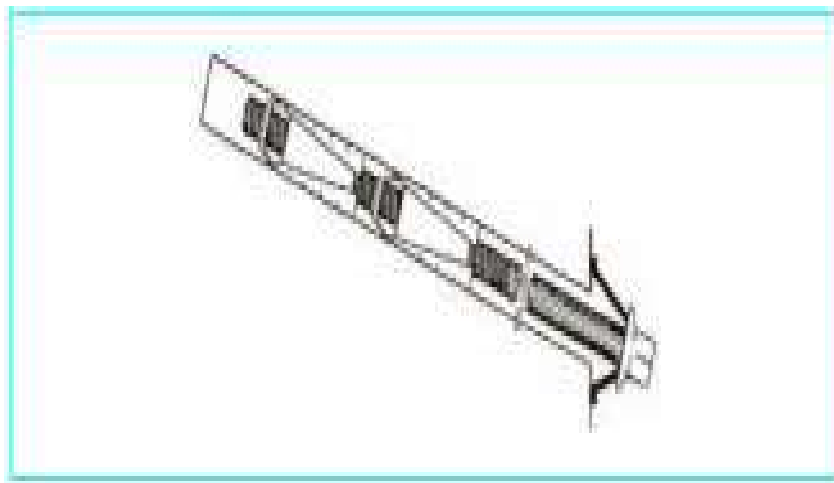


Figure 2.8 : Boulon à ancrage ponctuel. [11]

5.3.2. Les boulons à ancrage réparti

Il consiste à armer la roche au moyen de barres métalliques scellées sur toute leur longueur dans le trou d'ancrage. Le produit descelllement est généralement de résine ou du mortier de ciment. On distingue deux sous-familles technologiques.

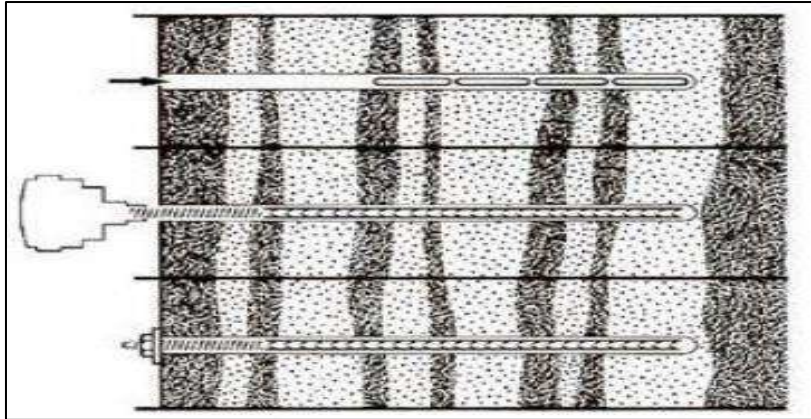


Figure 2.9 : Les boulons à ancrage réparti à la résine. [11]

5.3.3. Les boulons scellés

Ce type de boulonnage convient en particulier dans le rocher sain à faible porosité, on le trouve soit à la résine synthétique, ou bien au mortier.

5.3.4. Les boulons à friction

Ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact de la paroi de forage, particulièrement adaptés aux roches tendres.

5.4. Béton projeté [16]

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Le béton projeté est un béton mis en œuvre par refoulement dans une conduite et projeté sur une paroi par jet d'air comprimé.

C'est un mélange de sable, de ciment CPA 350 et une partie de gravillons inférieure à 20 mm. En plus de cette composition, des adjuvants peuvent être utilisés pour faciliter la prise.

Les propriétés du béton projeté sont:

- Pénètre en force dans les fissures.
- Protège la roche de l'altération par l'air et l'humidité.
- Assure une bonne adhérence à la roche et une bonne résistance au cisaillement.
- Mise en œuvre rapide.
- Assure une économie de main d'œuvre et de matériaux.
- La liaison roche - béton diminue la détente, la décompression, la flexion et les contraintes détraction.

5.4.1. Béton projeté par voie sèche

Le mélange sec (granulats, ciment et éventuellement accélérateurs de prise et adjuvants) est préparé dans un malaxeur. Il est propulsé par de l'air comprimé le long d'une tuyauterie vers la lance de projection. L'eau arrive, séparément à la lance, en quantité nécessaire et réglable pour assurer l'humidification du mélange, juste au moment de la projection sur la paroi. Cette technique est utilisée, en particulier, pour des chantiers de faible importance ou nécessitant des arrêts fréquents, ou lorsque la distance de transport entre la machine confectionnant le mélange et la lance de projection est importante.

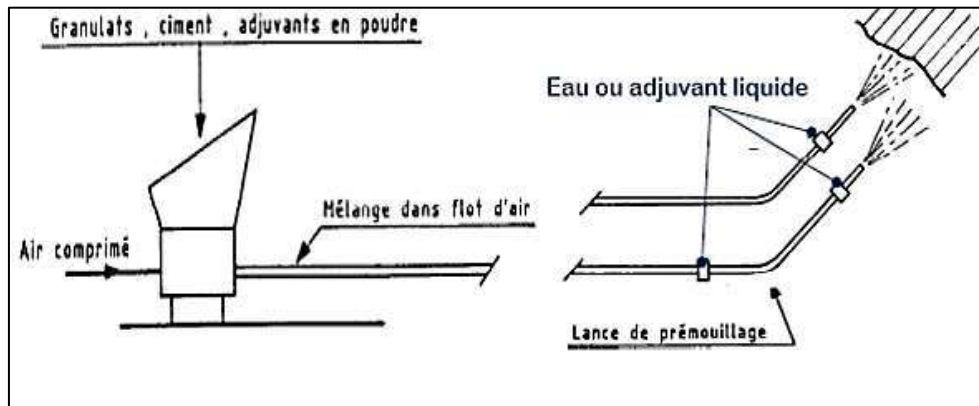


Figure 2.10 : projection de béton par voie sèche. [16]

5.4.2. Projection par voie humide :

Le mélange granulats-ciment-eau est malaxé dans une centrale puis stocké dans une trémie. Il est ensuite pompé le long d'une tuyauterie jusqu'à la lance de projection. La projection est assurée par de l'air comprimé, éventuellement associé à des adjuvants liquides. Cette technique est utilisée, en général, pour des chantiers nécessitant des rendements importants. Ce type de béton doit présenter une grande cohésion. La technique du béton projeté permet de réaliser des couches de faibles épaisseurs au support, qui épousent parfaitement le profil de l'excavation. Elle est particulièrement adaptée à la réalisation d'ouvrages de sections variables ou d'intersections d'ouvrages et des chantiers sur lesquels il est difficile d'amener un outil coffrant.

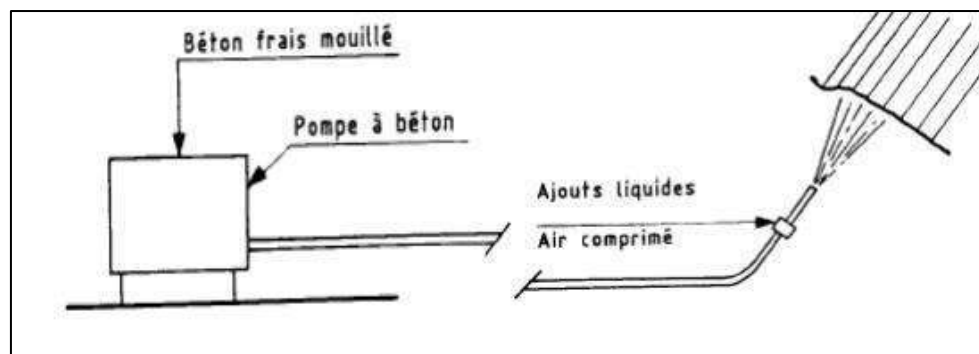


Figure 2.11 : projection de béton par voie humide. [16]

5.5. Jet grouting [17]

On désigne par « jet grouting » un procédé de construction utilisant un jet de fluide à haute énergie cinétique pour déstructurer un terrain et le mélanger avec un coulis liquide.

Il ne s'agit donc pas exactement d'une technique d'injection, mais plutôt d'un procédé de mélange hydrodynamique terrain-coulis visant à former un « béton de sol » in situ dans la masse du terrain. C'est pourquoi on préfère employer la dénomination « jet mix », laquelle qualifie mieux les phénomènes physiques impliqués et le rôle du terrain constituant partiellement le mélange final. Le jet grouting fait appel, séparément ou en combinaison, à trois phénomènes physiques:

- Déstructuration du terrain par un jet à très grande vitesse;
- Extraction d'une partie du terrain jusqu'à la surface par les fluides de jetting ;
- Incorporation d'un liant apporté par le coulis ;

Pendant la phase jet, les volumes en excès du mélange sol-ciment (appelés « spoil ») doivent ressortir librement en tête de forage (sinon, l'excès de matériaux risque de « claquer » le terrain et de créer des désordres au voisinage) et être évacués du chantier au fur et à mesure.

Le résultat (diamètre, composition, résistance des colonnes) dépend des paramètres du traitement (vitesses de translation et de rotation des tiges, pression et débit des fluides utilisés, dosage du coulis), des caractéristiques du terrain en place (nature, granulométrie, composition, compacité) et de la méthode employée (simple, double ou triple). Les principales méthodes de jet grouting :

5.5.1. Jet simple

Dans ce procédé, le fluide du jet destructeur est le coulis lui-même, qui assure les trois fonctions de base de déstructuration, extraction et incorporation. Une partie importante de l'énergie cinétique du jet est dissipée par frottement dans le terrain mis en suspension et le spoil formé devient parfois trop visqueux pour remonter librement jusqu'en tête de forage.

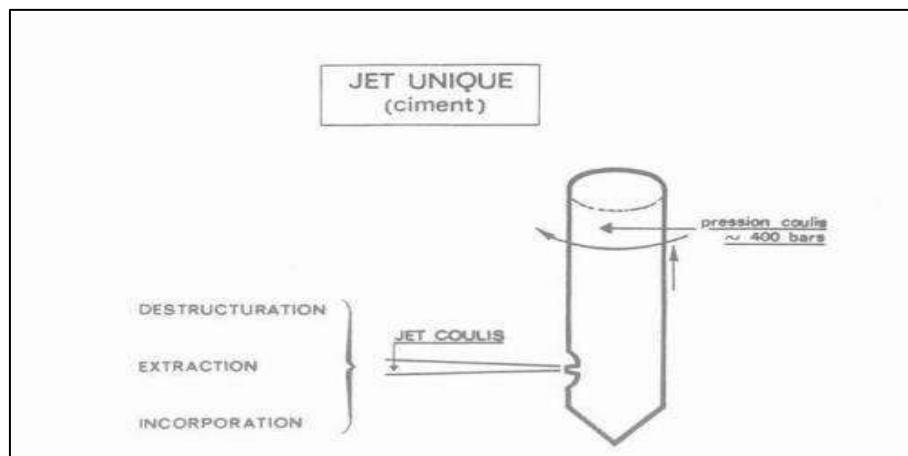


Figure 2.12 : jet simple. [16]

5.5.2. Jet double

Si on protège le jet de coulis à très grande vitesse par un jet d'air annulaire, le rayon d'action du jet destructeur en face du même terrain se trouve considérablement augmenté par le cône d'air enveloppant. Dans le procédé jet double, le rôle de l'air est aussi d'améliorer les possibilités d'extraction du terrain en place par phénomène d'air lift.

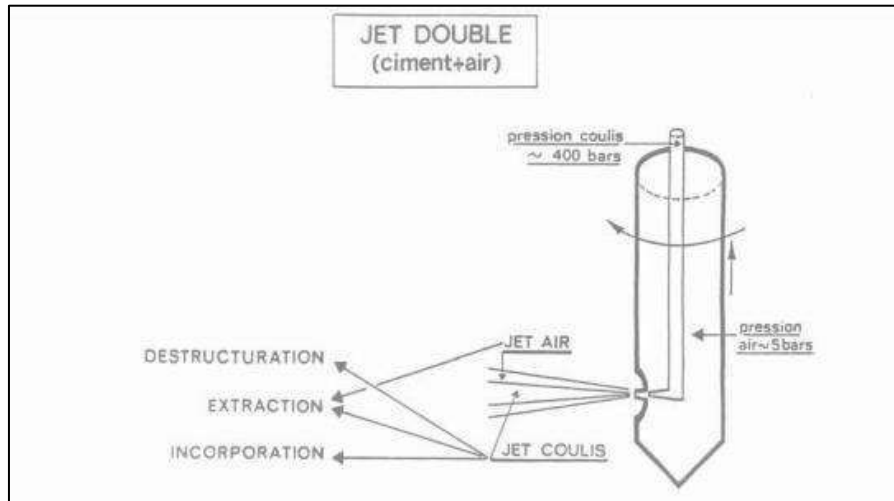


Figure 2.13 : jet double. [16]

5.5.3. Jet triple

Dans le jet triple, les fonctions déstructuration et extraction du terrain sont obtenues par un jet double d'eau et d'air séparément de la fonction d'incorporation du liant assurée par un jet de coulis envoyé simultanément à basse pression (quelques MPa), généralement par une buse inférieure. La pompe et le circuit haute pression utilisés en jet triple ne supporte que de l'eau, avec en contrepartie la nécessité d'une pompe supplémentaire à basse pression pour le coulis et d'une ligne d'outils à triple tube.

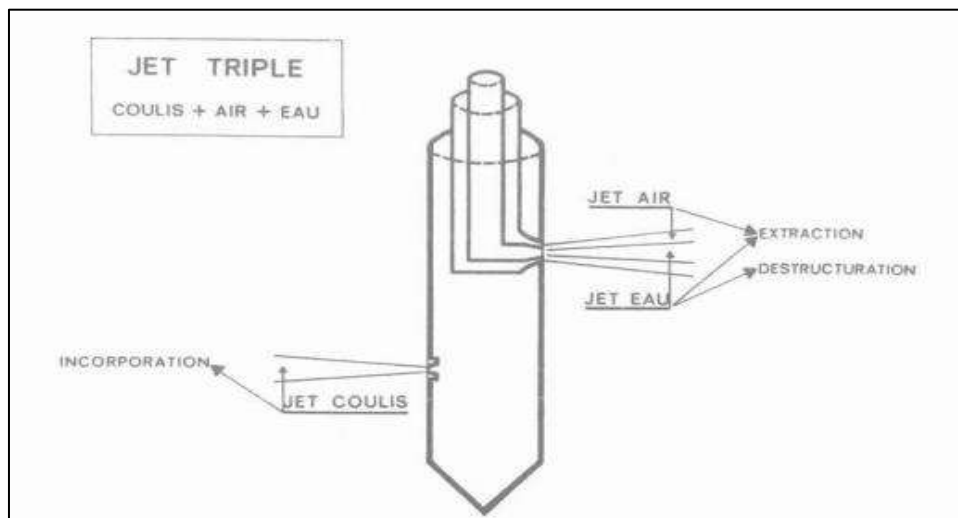


Figure 2.14 : jet triple. [16]

6. Le revêtement définitif [18]

6.1. Le rôle du revêtement définitif

Lors de la construction du revêtement, le soutènement est assuré par le soutènement initial de l'excavation réalisé au front. Le revêtement ne reprend aucun autre effort que son propre poids.

Dans la vie de l'ouvrage, le revêtement va jouer un rôle de soutènement plus ou moins important:

- Il va prendre le relais du soutènement initial, dont la pérennité n'est pas assurée (corrosion des éléments métalliques, perte d'efficacité des scellements et injections, béton projeté soumis aux attaques directes du terrain et des circulations d'eau).
- Il va supporter la charge d'eau, en particulier dans le cas du revêtement étanche.
- Il va rendre des poussées de terrain augmentant avec le temps, lorsque le massif encaissant à un comportement différé actif (fluage à long terme, gonflements).

6.2. Les types des revêtements

6.2.1. Le revêtement en béton coffré non armé [18]

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.



Figure 2.15 : coffrage de tunnel. [18]

6.2.2. Le revêtement en béton coffré armé

Les revêtements en béton coffré armé sont tout à fait exceptionnels ; on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables.

L'exécution de béton armé en voûte est toujours délicate, à plus forte raison en présence d'une feuille d'étanchéité. Les anneaux armés complets sont réservés au franchissement d'accidents ou de zones singulières (gonflement, trop faible couverture...). [19]



Figure 2.16 : coffrage armé M3 (cosider tp) [19]

6.2.3. Le revêtement en voussoirs préfabriqués [20]

Le domaine d'application des revêtements de tunnels par voussoir préfabriqué s'est de plus en plus étendu, en particulier dans le creusement de tunnels mécanisé. Ce revêtement est composé d'une succession d'anneaux juxtaposés et chaque anneau est constitué d'un assemblage d'éléments préfabriqués en béton armé appelés voussoirs (Fig 2.17). Généralement, Les anneaux sont constitués de plusieurs voussoirs courants, de deux voussoirs de contre-clé et d'un voussoir de clé (de forme trapézoïdale).

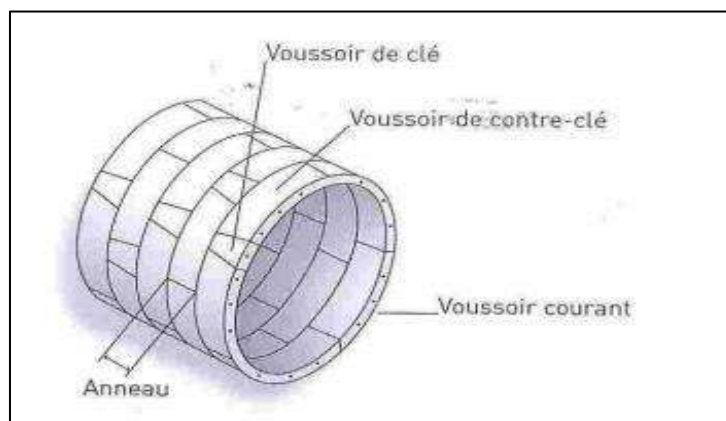


Figure 2.17 : le revêtement en voussoirs préfabriqués. [20]

6.2.3.1. Les différentes composantes de revêtement par voussoirs préfabriqués

6.2.3.1.1. Le voussoir

Le voussoir est le composant principal du tunnel. Dans un anneau de revêtement segmentaire (par voussoirs préfabriqués), le nombre de voussoir est supposé comme un facteur important qui influe sur le comportement de tunnel (Wood 1975). Généralement, la plupart des tunnels sont composés de 5 à 8 voussoirs par anneau, parfois plus pour un très grand tunnel.

L'étanchéité entre les voussoirs est, en général, assurée par des profilés compressibles ou hydro gonflants. Les voussoirs sont équipés par des boulons qui permettent leur assemblage entre eux et aux anneaux adjacents. Les joints de voussoir sont généralement décalés d'anneau en anneau pour offrir une plus grande rigidité et une plus grande redondance. La Figure 2.18 montre les composantes de voussoir du tunnel :

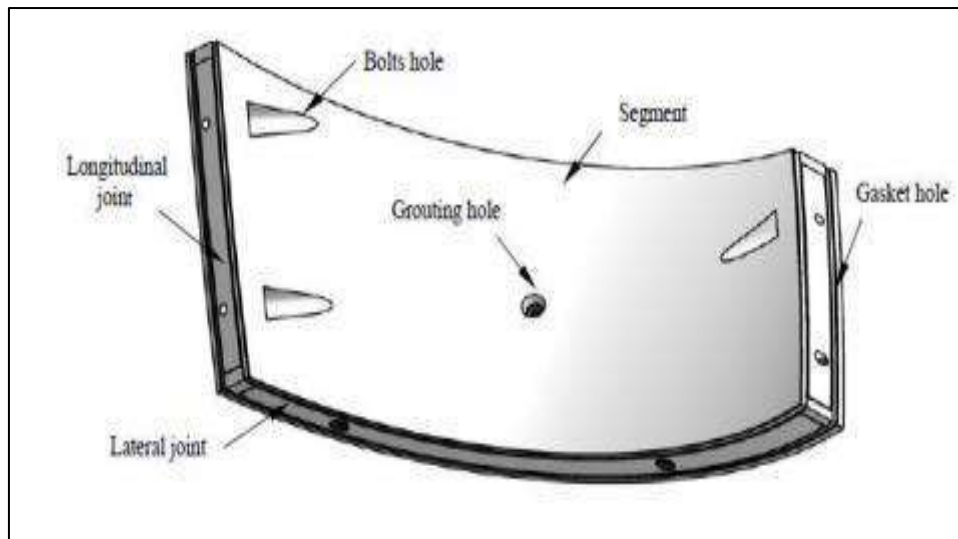


Figure 2.18 : détail d'un voussoir. [20]

6.2.3.1.2. Les joints

Il convient de distinguer deux types de joints dans le tunnel à revêtement par voussoir préfabriqué :

- Les surfaces de contact et les interactions résultantes entre deux voussoirs consécutifs d'un anneau individuel sont appelées joints longitudinaux
- Les surfaces de contact entre les anneaux de revêtement consécutifs sont appelées joints circonférentiels, voir Fig 2.19.

Les joints doivent préserver l'intégrité structurelle en transmettant les forces structurelles entre les voussoirs. Le choix d'un détail de joint approprié est basé sur sa capacité de charge de son étanchéité, etc. (Han et al. 2018).

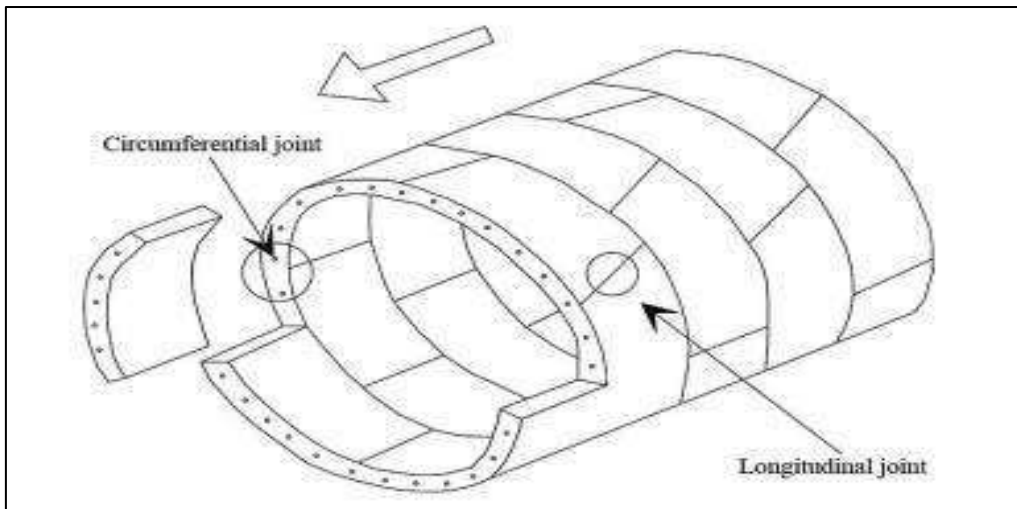


Figure 2.19 : Joint longitudinal et circonférentiel (Han et al. 2018). [20]

6.2.3.1.3. Joint d'étanchéité et boulons :

Des joints d'étanchéité (Fig2.20) sont introduits dans les joints longitudinaux pour assurer l'étanchéité de l'anneau. Les joints d'étanchéité en caoutchouc (néoprène) posés dans le voussoir sont comprimés suffisamment pour que les fuites d'eau soient empêchées à travers le joint. La taille et la géométrie du joint sont prises en compte pour répondre aux exigences de la matière de fuite, même si les voussoirs sont assemblés hors tolérance. Un autre type de joint est le joint hydro-gonflant, fabriqué avec du caoutchouc et de la bentonite ou des matériaux similaires. Lorsqu'il est exposé à des infiltrations d'eau, ce joint gonflera de trois à dix fois et remplira l'espace disponible pour un ajustement étanche à l'eau.

Plusieurs types de systèmes de boulons sont utilisés (Fig 2.20). Le type le plus courant se compose de boulons et d'écrous droits, ce qui demande des trous de boulon et des poches coulés dans le voussoir pour assurer leur pose. Les boulons courbés sont plus faciles à installer et nécessitent des poches de boulon plus petites.

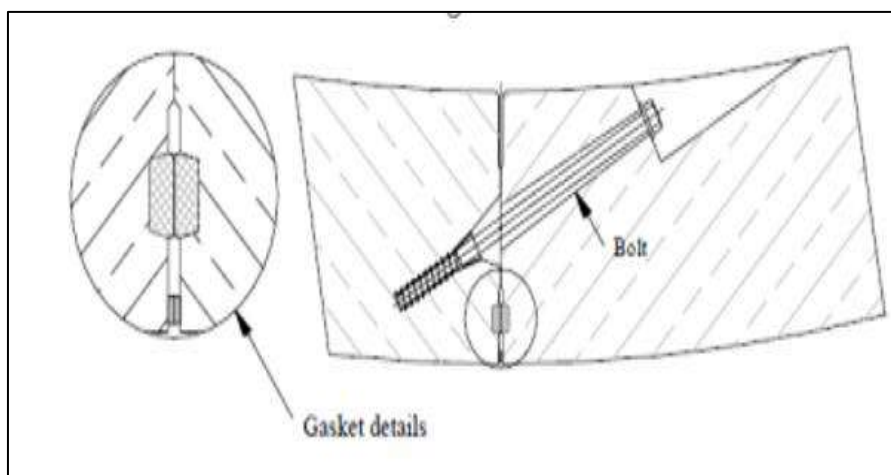


Figure 2.20 : Boulon et joint d'étanchéité. [20]

6.3. Les techniques de réparation des tunnels

Il existe nombreuses techniques pour réaliser les travaux de réparation ou de l'entretien des tunnels. Le choix de la technique est fonction du type d'ouvrage et de l'importance de dégradation.

- Les injections : pour la réhabilitation des ouvrages (l'étanchement de revêtement).
- Le boulonnage : pour l'amélioration par des armatures des caractéristiques du terrain.
- Le béton projeté : pour le renforcement des revêtements (béton projeté de fibre métalliques ou associés à un treillis soudé).
- Le renforcement par anneaux séparés : par la mise en place d'anneaux de voussoirs en béton armé dans les zones dégradées.
- La reconstitution de revêtement : par la mise en place d'un nouveau revêtement en béton coulé en place.
- Le chemisage de revêtement : par la mise en place de coques préfabriquées de faible épaisseur (liaison avec l'ancien revêtement à l'aide d'un coulis de ciment injecté). [21]

7. Conclusion

Ce chapitre présente les différents modes de soutènement, les méthodes utilisées et leur rôle essentiel dans la construction. Les méthodes passives comprennent des structures solides telles que les murs de soutènement en béton armé, les pieux en acier et les enrochements, qui retiennent les sols et évitent les glissements ou les effondrements.

Les systèmes de soutènement jouent un rôle crucial en garantissant la sécurité des structures et des personnes, en prévenant les mouvements de terrain, les effondrements et les déformations excessives. En résumé, ces systèmes offrent des solutions adaptées à différentes conditions du sol et contribuent à la durabilité des projets de construction.

Chapitre 3: Géologie et géotechnique



- 1. Introduction.**
- 2. Géologie.**
- 3. Géotechnique.**
- 4. Présentation projet**
- 5. Conclusion.**

CHAPITRE 03 : Géologie et géotechnique

1. Introduction

Le présent chapitre se concentre sur la géologie et la géotechnique de la ville d'Alger et plus particulièrement sur le chantier de Hacén Badi. La ville d'Alger est située dans une zone sismique active et connaît une variété de conditions géologiques qui ont un impact important sur la construction et la stabilité des structures. Le chantier de Hacén Badi est l'un des projets les plus importants de la ville d'Alger a nécessité une évaluation minutieuse de la géologie et la géotechnique de la zone d'étude afin d'assurer la sécurité et la stabilité des travaux d'excavation en souterrain.

Dans ce chapitre, nous allons examiner en détail les caractéristiques géologiques et géotechniques de la ville d'Alger, en mettant l'accent sur les défis particuliers rencontrés lors de la construction du chantier de Hacén Badi.

2. Géologie

2.1. Géologie générale de la région d'Alger [16] [22]

La région d'Alger est constituée par synchronisation de différents paramètres géomorphologique, tectoniques et climatiques. Elle est caractérisée par différentes structures spécifiques.

2.1.1. Le massif d'Alger (massif de Bouzaréah)

Il s'étend selon une direction Est-Ouest sur une longueur de 20 km et une largeur maximale de 6 km. Ce massif est constitué par des terrains métamorphiques, il est constitué principalement par des schistes cristallophylliens affectés par des failles. D'autre part, il présente une surface boisée, recoupée par un réseau de thalwegs profonds et une topographie très accidentée, avec un sommet culminant à 407 m d'altitude.

2.1.2. Le sahel d'Alger

Il englobe tous les petits reliefs s'étendant entre le massif d'Alger (au Nord) et les rives situées entre l'Oued El – Harrach (au Sud et au Sud – Est) et l'Oued Mazafran (au Sud – Ouest) où il y est reconnu trois parties principales :

- Le Sahel marneux : il est essentiellement marneux, d'âge plaisancien. Sa topographie mamelonnée (collines à pentes douces) est parcourue par un réseau hydrographique typique des terrains très peu perméables.
- Le plateau mollassique d'Alger : limité par de grandes falaises comme celles du Hamma et Télémy (qui résultent d'une importante érosion), et celle de Hydra et Bir Mourad Rais (dérivant de l'ouverture d'axes routiers hérités d'anciens fronts de taille de carrières de tuf).

- Le piedmont Sud du Sahel : formé de dépôts argilo – caillouteux du comblement de la Mitidja, offre des pentes assez fortes qui témoignent de sa faible érodibilité. Cette dernière a contraint les Oueds El – Harrach et Mazafran à longer des versants caillouteux (en dessinant des cours arqués) jusqu'aux embouchures.

2.1.3. La plaine littorale orientale

Elle se développe entre la mer (au Nord), la corniche mollassique du Hamma (au Sud – Ouest), la Place du 1er Mai (au Nord – Ouest) et la rive gauche de l'Oued El – Harrach (au Sud – Est). Son altitude varie de 2 à 15 m.

2.1.4. Le cordon littoral dunaire

Il se développe entre la rive droite de l'Oued El-Harrach et Bordj El Kiffan où il sépare la rive maritime des zones basses septentrionales de la Mitidja ; Il s'agit d'une petite barrière sablo-gréseuse allongée parallèlement au rivage : A l'Ouest de Ain-Benian jusqu'à Zéaleda où il forme les piémonts du sahel marneux.

Dans cette zone, la topographie est étagée (en marches d'escaliers) et recoupée par des oueds de direction Est-Ouest.

2.1.5. La plaine de Mitidja

C'est une riche plaine de 1300 Km² de superficie, orientée dans une direction WSW - ENE. Le bassin de la Mitidja est limité :

- Au Sud, par une structure géomorphologique dominée par les reliefs de l'Atlas de Blida.
- Au Nord, sa limite morphologique est indiquée par le pli du Sahel.
- A l'Est, il s'ouvre sur la mer méditerranéenne.
- Au Sud, sa limite est marquée par les monts de Thénia et de Dellys.

Le bassin de la Mitidja est représenté par une structure de forme synclinale (post astienne) Mio-Plio-Quaternaire et reposant sur un socle métamorphique cristallophyllien paléozoïque.

La Mitidja est un bassin hérité d'un golf marin au Pliocène, transformé en un lac séparé de la mer méditerranéenne par la formation du Sahel. Elle a été remplie au Quaternaire par des alluvions anciennes et récentes.

Le bassin sédimentaire de la Mitidja se caractérise par une géologie structurée en plis faillés, et constitue une structure subsidente de forme synclinale d'âge Mio-Plio-Quaternaire, d'une longueur de 100 km et largeur moyenne de 15 km, elle présente une inclinaison d'environ 1 cm par mètre entre la mer et le Sahel.

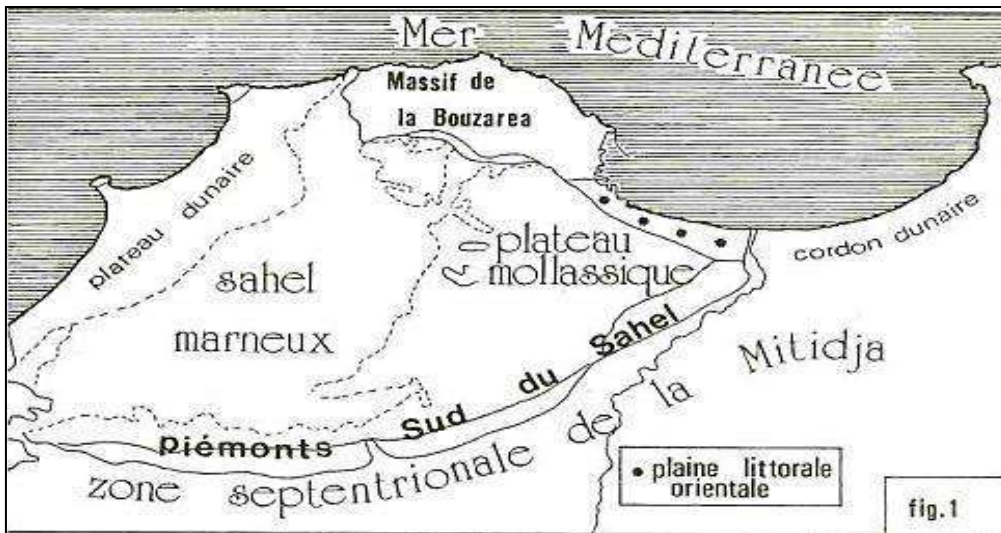


Figure 3.1 : Les grands ensembles morphologiques d'Alger (d'après Aymé, 1969)

2.2. Le cadre géologique de la région d'Alger [16] [22]

La région d'Alger a une géologie complexe et variée, avec des formations sédimentaires déposées pendant différentes périodes géologiques et des processus tectoniques qui ont conduit à des déformations et des reliefs (Fig.3.2)

- **Au Nord** : le massif cristallophyllien d'âge primaire allongé d'Est en Ouest sur 20 km, dont la largeur est d'environ 6km.
- **Au Sud** : un anticlinal orienté Nord-est/Sud-ouest, formé de séries sédimentaires d'âge tertiaire. Il est oblique au massif cristallophyllien et se prolonge dans le bassin de la Mitidja. Localement ces deux grands ensembles sont recouverts par les formation les plus récentes du quaternaire.

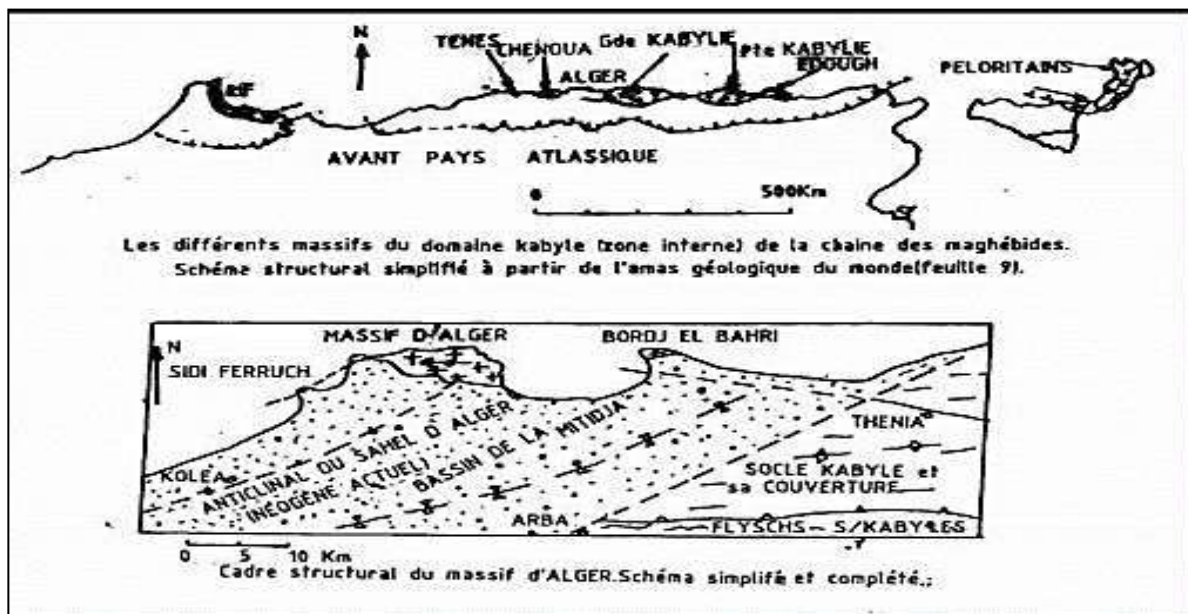


Figure 3.2 : Carte Géologique d'Alger (d'après Aymé, 1964)

2.2.1. Le Paléozoïque

Il est représenté par un socle métamorphique constitué de roches cristallophylliennes très tectonisées. Ces roches affleurent entre Ain Benian, Bouzaréah et réapparaissent à l'Ouest à Sidi Fredj et à l'Est à Bordj El Bahri.

2.2.2. Le mésozoïque

La littérature ne mentionne pas de représentant de cette ère dans la région d'Alger.

2.2.3. Le cénozoïque (Miocène)

Il est formé de conglomérats du Tortonien, calcaires, marnes du Tortonien et Burdigalien supérieur, série détritique continentale d'âge Miocène anti-nappes et des formations marines d'âge Miocène post-nappes.

2.2.4. Le cénozoïque (pliocène)

Il est formé de marnes grises du Plaisancien, argilo-sableux de l'Astien, conglomérats et sables du Villafranchien. Dans le bassin de la Mitidja, le Pliocène repose en discordance sur le Miocène post-nappes.

2.2.5. Le cénozoïque (pliocène continental)

Assimilé au Villafranchien inférieur, il est identifié par la série de marnes de «Maison Carrée». C'est une alternance d'argiles, de marnes jaunes collantes et d'argiles graveleuses, de quelques lits de graviers et de sables. Toutefois, les éléments argileux dominent largement.

2.2.6. Le cénozoïque (pliocène marin)

Au Plaisancien-Astien, Il constitue l'essentiel du long bourrelet du Sahel et une partie du remplissage de la Mitidja.

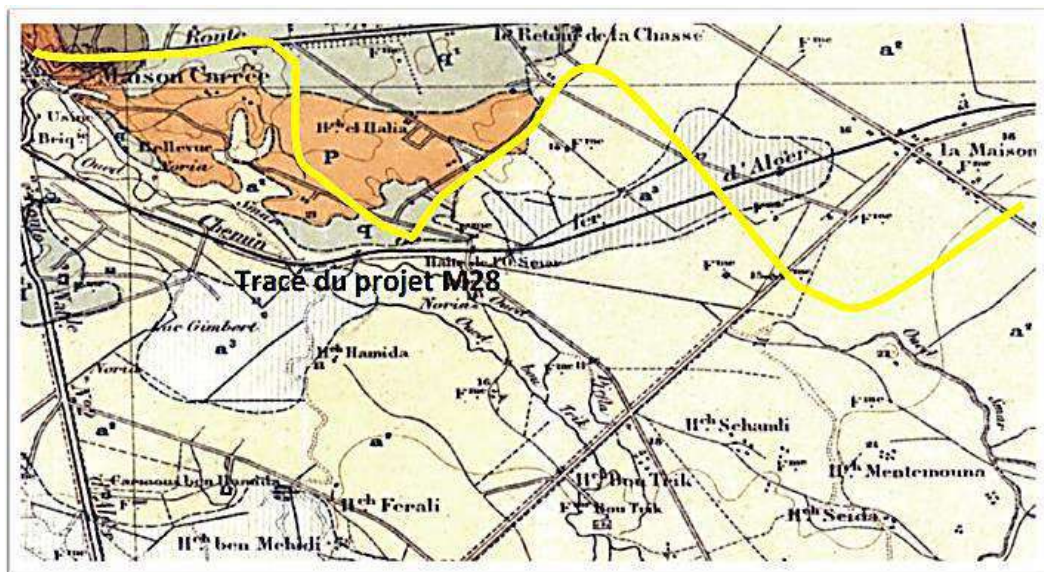


Figure 3.3 : Extrait de la carte géologique d'Alger de 1904 (échelle 1/50 000).

2.2.7. Le quaternaire

Il englobe de nombreux termes lithologiques : sables, grès dunaires, limons, éboulis et formations de pentes.

- Le Sahel est argileux, marneux, et grésocalcaire.
- La plaine est recouverte par des sédiments et d'alluvions quaternaires.

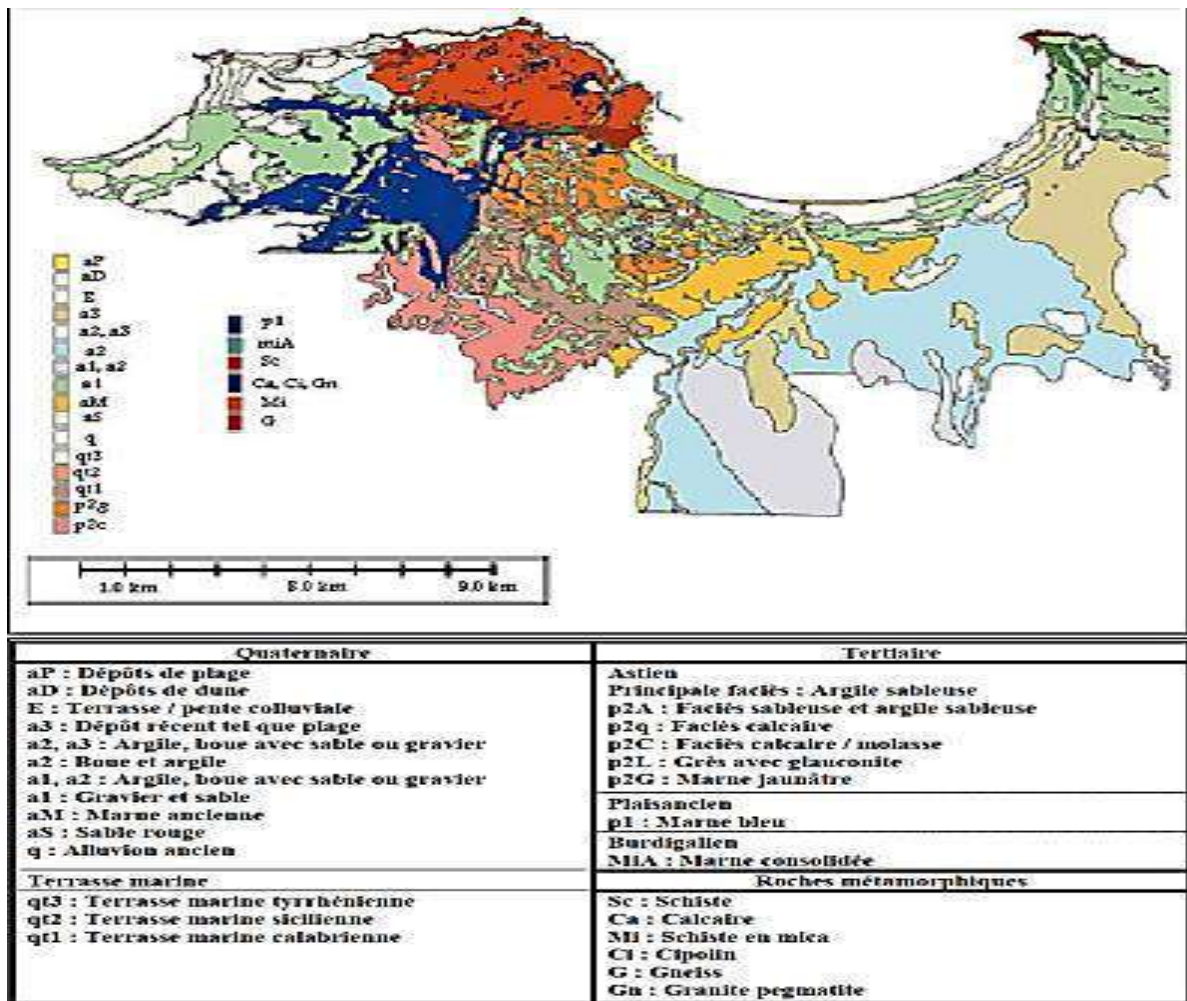


Figure 3.4 : Carte Géologique de la Région d'Alger (Sogreah, 2004)

2.3. Le sondage carotté [23]

Selon l'information disponible jusqu'à ce jour, les sols formant l'assiette de la Station Hassen Badi qui feront l'objet des travaux de creusement sont à base de dépôts quaternaires avec faciès lithologiques constitués par des sables limoneux-argileux superposés aux formations du pliocène récent et quaternaire ancien. A l'échelle de l'ouvrage, les marnes et les argiles marneuses dites de maison carrée sont associées aux dépôts du Tertiaire qui sont constitués par du sable fin, moyen à grossier, jaunâtre avec présence de grès sous-forme de fragments et marnes verdâtres à grisâtres.

La décision de considérer pour chaque horizon, si pendant les essais SPT et PMT, il y a eu dissipation de la pression d'eau interstitielle vérifiant le comportement drainé ou non drainé, a été prise en se basant sur le critère de la quantité de fins dans la matrice du sol en relation avec les données de la variation du niveau d'eau au cours de la perforation lesquelles apportent une idée beaucoup plus claire sur la perméabilité des matériaux creusés tout en se référant aux normes des essais de laboratoire.

Tableau 3.1: Résumé des profondeurs des horizons géotechniques existantes [23]

Profondeur atteinte par les sondages (m)	Horizon géotechnique	Symboles utilisés dans les dessins	Réponse drainée ou non-drainée	Profondeurs moyennes (m)
0,0 – 65,0	Remblais	R	Non-drainée	0,0 – 5,5
	Argile Limoneuse	Qa	Non-drainée	5,50 – 9,50
	Sables limoneux-argileux parfois mêlés de cailloux	Qs	Drainée	5,50 – 29,50
	Argiles mameuses	QM	Non-drainée	11,30 – 28,50 (SC 08)
	Sable fin, moyenne a grossier, jaunâtre avec présence de grès sous-forme de fragments	TS	Drainée	30,50 – 64,00
	Marnes verdâtres à grisâtres	TM	Non-drainée	60,00 – 63,50 (SC 08)

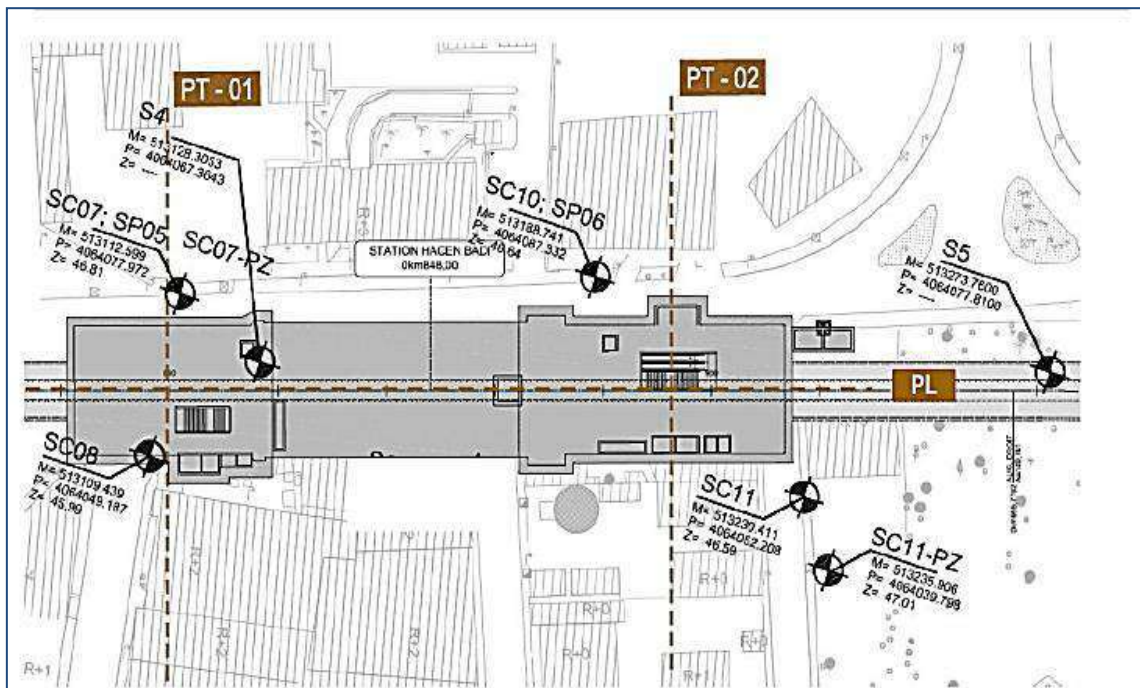


Figure 3.5: Station Hassen Badi- Plan Sondages emplacement (hypothèse géotechnique station hacen badi) [23]

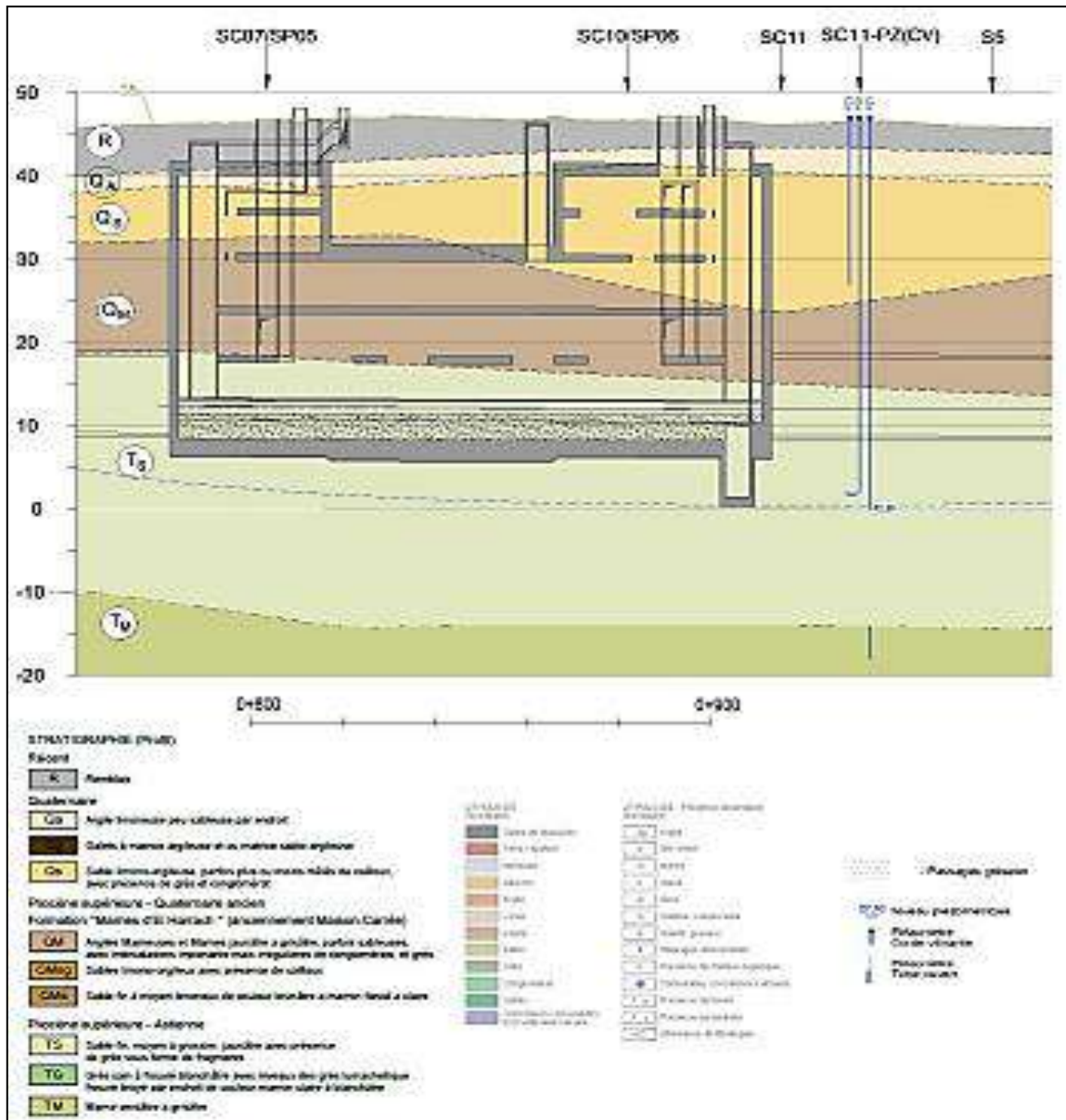


Figure 3.6 : Profil en long PL de la station de Hassen Badi (hypothèse géotechnique de station Hacem Badi) [23]

2.4. Conditions hydrogéologiques [16]

La région d'Alger présente des conditions hydrogéologiques variées, avec des aquifères de différentes natures et des conditions de recharge et d'écoulement variables. Les aquifères alluviaux sont les plus exploités pour l'irrigation et l'approvisionnement en eau potable.

2.4.1. Les formations aquifères de la région d'Alger [23]

L'Atlas Blideen et le Sahel d'Alger sont des blocs positifs en mouvements ascendants permanents. Entre ces deux blocs positifs, la Mitidja demeure toujours une zone d'affaissement depuis le Miocène.

Le socle rigide compétent est cassé par un réseau de failles très redressées orientées suivant deux grandes directions qui se retrouvent à l'échelle de l'Atlas (E.W. et N.E.-S.W.).

Le mio-plio-quaternaire ancien, joue un rôle de couverture souple, ces particularités tectoniques sont bien apparentes dans la morphologie :

L'Atlas forme des reliefs escarpés et rajeunis, de 1200 à 1600 m d'altitude, il est le siège d'une érosion active, et ses oueds sont très encaissés.

Le piémont de 100 à 150 m d'altitude, se superpose à une zone en déséquilibre tectonique, entre le bloc ascendant et une aire de subsidence. L'agent moteur le plus puissant étant l'Atlas, il se transforme en reliefs par rapport à la plaine.

La plaine de 20 à 50 m d'altitude, est située sur l'axe subsident, de direction N.E.-S.W, accusant un affaissement. Les oueds sont à la recherche d'un niveau de basefuyant, difficilement rattrapé par un alluvionnement à caractère hydromorphe.

Le Sahel de 200 à 250 m d'altitude, limitant le Nord de la subsidence.

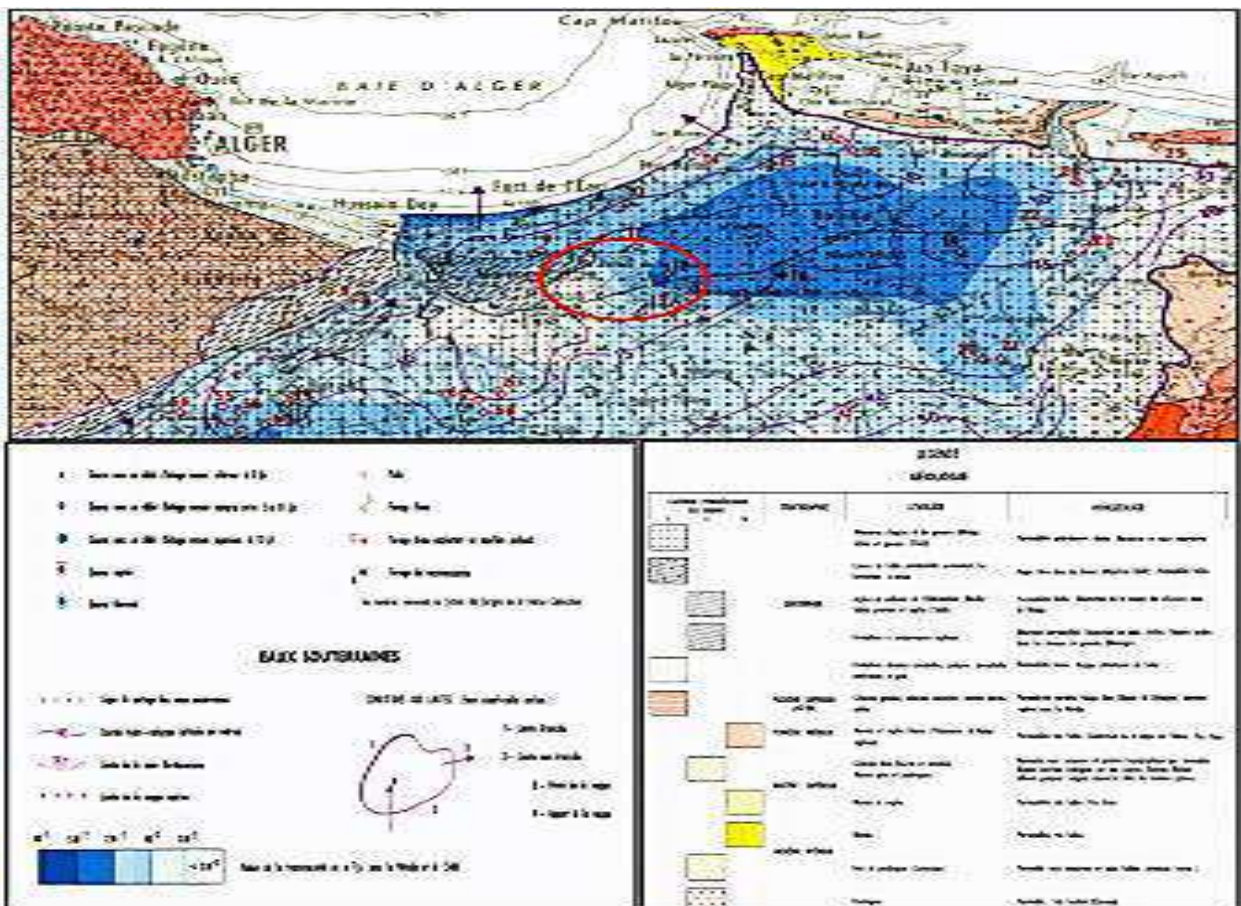


Figure 3.7 : Carte Hydrogéologique de la région d'Alger (Extrait de la carte HD, secrétariat d'état à l'hydraulique, Birmandrais, Alger). [23]

2.4.2. Le réservoir Astien

L'horizon Astien est continu dans le bassin Harrach-Hamiz. Il est, comme dans le Mazafran, bien isolé entre le Plaisancien et les marnes jaunes semi-perméables, sauf à l'Est du Hamiz (poche de Rouïba) où il est en contact direct avec les alluvions, et constituant ainsi un aquifère unique avec le quaternaire.

Les directions générales d'écoulements sont voisines de celles observées pour la nappe des alluvions, avec une charge hydraulique différente.

Dans le piémont de l'Atlas, la côte piézométrique est inférieure à 40 m par rapport à celle des alluvions, il en résulte une alimentation de l'Astien par les alluvions.

Dans la basse plaine d'El-Harrach : l'Astien alimente les alluvions pour raison de différence de cote piézométrique 10 m.

2.4.3. Le réservoir quaternaire

Il est limité au Nord par le Sahel et la mer, au Sud par l'Atlas, à l'Est par la remontée des marnes plais anciennes et à l'Ouest par la crête piézométrique de Chebli, ainsi la nappe est alimentée par :

- La pluviométrie.
- L'infiltration à partir des Oueds (El-Harrach et Hamiz).
- L'Astien.

Ce réservoir est en contact direct entre l'Astien et les alluvions à l'Est du Hamiz (poche de Rouïba).

2.4.4. La piézométrie

La nappe s'écoule de l'Atlas vers la mer qui constitue son seul exutoire souterrain. A cet écoulement naturel, se superpose un écoulement très accentué vers les centres de pompes (Baraki - El Harrach) ainsi que vers les marais de Reghaïa.

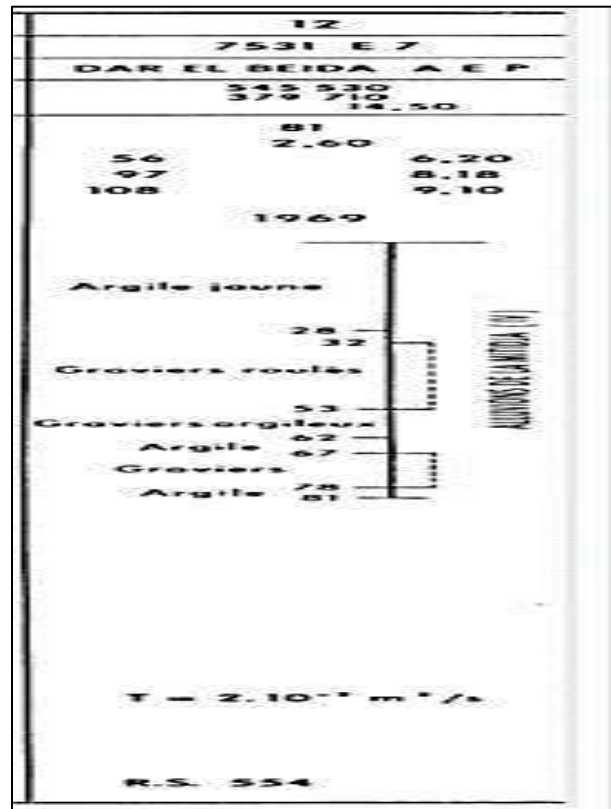
Les fluctuations saisonnières du niveau piézométrique sont quasiment nulles au bord de la côte et atteignent une dizaine de mètres dans les piémonts.

2.4.5. Caractéristiques de la nappe

La nappe est libre dans tout le bassin El-Harrach-Hamiz. La carte des transmissivités met en évidence la poche de Rouïba et le haut fond marneux d'El-Allia au Sud d'El-Harrach.

Dans la région de Rouïba, la transmissivité atteint $4.10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ et le coefficient d'emménagement varie de 3 à 10 %. La courbe piézométrique du tracé du projet, montre que la nappe principale est presque plate.

Le forage en exploitation au niveau de Dar El Beida, montre que le niveau de la nappe est très proche de la surface, avec un niveau variant entre 2.6 et 9,10m.



1.1.1. Figure 3.8 : Un passeport de forage situé au niveau de Dar EL Beida. [23]

2.4.6. Les conditions hydrogéologiques de la station de Hassen Badi

Le modèle hydrogéologique dans l'endroit de la Station Hassen Badi montre que toutes les cellules à corde vibrante installées au-dessous des niveaux pliocéniques, c'est-à-dire, au-dessous des horizons sableux et gréseux TS et TG, sont sèches.

D'autre part, les piézomètres à corde vibrante installés au niveau des horizons TS et TG montrent la présence d'une nappe phréatique entre le niveau 0,00 m et le niveau 5,00 m. Après plus d'un an, les lectures ne montrent pas une évolution significative entre les saisons des pluies et d'été et les lectures provenant du piézomètre installé au endroit de la Station Hacem Badi (SC11-Pz) restent au niveau 0,00 m.

2.5. Conditions sismiques

2.5.1. Les conditions et la classification sismiques dans le territoire algérien

Le territoire Algérien est divisé en cinq zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau qui précise cette répartition par wilaya et par commune. Le niveau minimal de protection parasismique est caractérisé conventionnellement par le coefficient d'accélération et déterminé en fonction de la classe des ouvrages et de la zone de sismicité dans laquelle l'ouvrage se trouve.

Il existe cinq zones de sismicité, qui sont ordonnées par un ordre croissant:

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II-a : sismicité moyenne.
- Zone II-b : sismicité élevée.
- Zone III : sismicité très élevée.

Le territoire algérien est situé dans une région fortement sismique en raison de sa position à la rencontre de deux plaques tectoniques actives : la plaque africaine et la plaque eurasiennne. Cette zone de collision provoque des mouvements tectoniques et des tremblements de terre fréquents.

La plupart des tremblements de terre en Algérie sont dus à des mouvements le long de failles actives dans la croûte terrestre. Les principales zones sismiques sont situées le long de la chaîne de l'Atlas et de ses prolongements vers l'est et vers l'ouest. Certaines régions côtières et le sud du pays sont également exposés aux risques sismiques.

2.5.2. Les conditions sismiques de la région d'étude (Hacen Badi)

D'après ce zonage, la région d'étude, est classée en tant que zone sismique III (Sismicité très élevée), et tous les ouvrages doivent être considérés comme ouvrages d'importance stratégique qui correspondent au groupe 1.

Sur la base de ces informations, le coefficient d'accélération sismique est égal à $A=0,40$ g. 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.

2.6. Condition tectonique

La formation des chaînes alpines méditerranéennes y compris les chaînes alpines algériennes sont liées à la dérive et la rotation de la plaque tectonique de l'Afrique par rapport à l'Eurasie depuis le Jurassique.

Les bassins de la Mitidja ainsi que ceux du Chéelif et de Seybouse ont été structurés pendant les dernières phases de la tectonique Alpine.

Les résultats des mouvements tectoniques se trouvent dans des formations des grandes nappes dans les montagnes européennes et dans l'Atlas tellien et dans des plusieurs failles tectoniques normales et inverses dans la région d'Alger.

Dans le socle métamorphique de la région d'Alger les failles de type normal et inverse avec une orientation NE – SW à ENE – WSW sont observables. Une continuation des failles normales dans des sédiments du Quaternaire et Tertiaire est supposée.

3. Présentation du projet :

La Station Hacen Badi est située dans le quartier Belfort, dans une zone topographiquement plaine et dans la confluence de la Rue Ahmed Aouane (à Est) avec la Rue des Frères Oudek (à Ouest) et la Rue Slimane Hanafi (à Sud). Cette zone marquée par la présence très proche de plusieurs types de bâtiments. En effet, il est noté l'existence des bâtiments qui sont placés dans l'avoisinance proche de l'aire d'implantation de la station, desquels se démarquent la Direction des Impôts (R+3) à Nord, l'Hôpital Hocine Badi (R+2) et une Clinique (R+0) à Sud et un bâtiment mixte (commerciale et d'habitation) (R+4) dans l'extrémité Sud-Ouest.

A ce propos, dans la Figure 3.9 est présentée la vue générale de la zone d'implantation de la Station Hacen Badi, particulièrement les deux puits d'extrémité à exécuter à ciel ouvert et la galerie souterraine à matérialiser en suivant la méthodologie NATM, ainsi que les bâtiments placés dans le voisinage. La zone d'implantation de la station correspond à une surface totale d'environ 3325 m², dont d'environ 1102 m² concerne aux la Galerie Souterraine.



Figure 3.9 : Vue générale à la zone d'implantation de la station de Hacen Badi (Google Maps, date 30/12/2017).

4. Géotechnique

Dans cette partie, nous présentons une liste des travaux de prospection et des résultats des essais in situ et en laboratoire réalisés dans la zone d'implantation de la Station Hacén Badi.

4.1. Les essais in situ

4.1.1. L'essai SPT (Essais de pénétration standard) [16] [23] [24]

Le résultat du test de pénétration standard est le nombre de coups N (résistance à la pénétration), nécessaire pour faire pénétrer le dispositif d'échantillonnage dans le sol ou la roche.

Le nombre de coups N mesurés au cours de l'essai SPT varie en fonction des divers dispositifs d'essai et de l'influence du poids des terrains de couverture dans les sables.

On compte le nombre de coups de mouton nécessaires pour enfoncez le carottier sur une certaine profondeur. Une fois plein, le carottier est remonté à la surface, vidé de sa carotte puis redescendu au fond du forage.

L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester. Le carottier, placé au fond d'un forage préalable, est battu par l'intermédiaire d'un train de tiges (figure n). Le battage s'effectue par passes successives à l'aide d'un marteau de 63,5 Kg qui tombe en chute libre d'une hauteur de 76 cm sur la tête du train de tiges. La profondeur de chaque passe de pénétration est de 45 cm. La compacité de terrain est indiquée par le nombre des coups nécessaire pour la pénétration d'une profondeur de 30 cm.

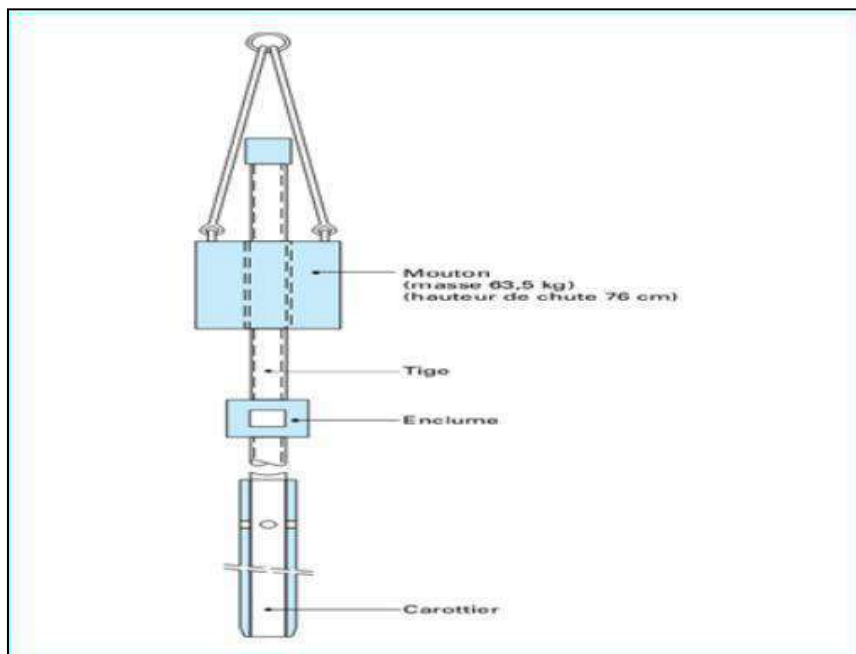


Figure 3.10 : Principe de l'essai SPT

- **Mode opératoire**

- **Préparation du trou de forage**

Le trou de forage doit être soigneusement nettoyé jusqu'à la profondeur de l'essai avec un équipement qui ne remanie pas le sol devant être soumis à l'essai.

- **Enfoncement du carottier**

Le carottier, placé au fond d'un forage préalable, est battu par l'intermédiaire d'un train de tiges. Le battage s'effectue par passes successives à l'aide d'un marteau de 64 Kg qui tombe en chute libre d'une hauteur de 75 cm sur la tête du train de tiges. La profondeur de chaque passe de pénétration est de 45 cm.

Durant le battage, on note trois enfoncements successifs :

- L'enfoncement de mise en place : c'est l'enfoncement du carottier sous son propre poids et sous celui du train de tiges et du dispositif de battage ; la pénétration est poursuivie immédiatement si ce premier enfoncement dépasse 45 (cm).
- L'enfoncement d'amorçage : le carottier est enfoncé de 15 (cm) sous l'effet de N0 coups de mouton.
- L'enfoncement d'essai : le carottier est enfoncé de deux fois 15 (cm) sous l'effet de N1 puis N2 coups de mouton.

4.1.2. Essais pressiométriques

Cet essai dû à Louis Ménard est réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable descendue dans un forage à la profondeur voulue. La cellule de mesure et les deux cellules de garde (voir figure) sont gonflées par paliers successifs. Grâce aux cellules de garde, la pression exercée sur la tranche de sol investiguée peut être considérée comme uniforme. Le graphe de l'essai trace le volume d'eau injecté dans la cellule de mesure en fonction de la pression appliquée sur le sol. Lorsque la pression augmente, le sol est dans une phase pseudo-plastique au sein de laquelle est calculé le module pressiométriques EM.

$$EM = K * \Delta P \Delta V$$

Où :

- ΔP = palier de pression appliquée à la sonde ;
- ΔV = augmentation de volume de la sonde ;
- K est une constante liée à la géométrie de la sonde (homogène à un volume)

Puis au-delà de la pression dite de fluage (Pf), le sol entre dans le domaine plastique, jusqu'à ce que la déformation augmente très rapidement, pour une pression dite pression limite (PL). Ces deux paramètres importants EM et PL sont utilisés pour calculer le tassement ainsi que la contrainte de rupture d'une fondation superficielle ou profonde.

Le pressiomètre est également utilisé pour contrôler in situ l'amélioration d'un sol (compactage, consolidation dynamique, vibroflotation).

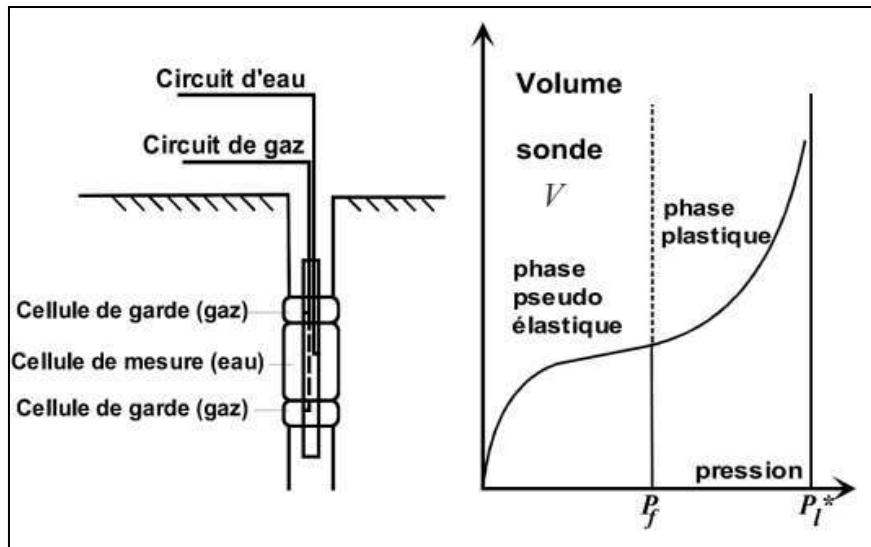


Figure 3.11: Schéma de l'essai pressiométrique et courbe d'interprétation.

4.1.3. Essais Lefranc

Les essais Lefranc sont une méthode de mesure de la fluidité. Cette méthode permet de déterminer la vitesse à laquelle un liquide peut s'écouler hors d'un récipient à une température et une pression spécifiques. Le test est couramment utilisé dans l'industrie des revêtements pour évaluer la qualité et la performance des liquides de revêtement.

Le tableau suivant montre les résultats des essais le Franc réalisés dans station Hacen Badi et leur correspondance avec l'unité géotechnique.

Tableau 3.2: Résumé des résultats des essais in situ réalisés – Essais Lefranc

Sondage	UNITÉ	Profondeur nappe* (Hp) (m)	Profondeur cavité* (HL) (m)	Longueur cavité (L) (m)	Diamètre cavité (B) (m)	K (m/s)
Sc07	TS	34	34,50	1	0,101	$1,49 \cdot 10^{-3}$
SC11	TS	10,30	34,50	1	0,101	$1,29 \cdot 10^{-3}$

4.1.4. Essais Cross-Hole

L'essai Cross-Hole consiste à mesurer les temps de propagation des ondes sismiques de compression (ondes P) et de cisaillement (ondes S) entre plusieurs forages afin de déterminer, en fonction de la profondeur, leurs vitesses sismiques V_p et V_s ainsi que sont le module de Young E, le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν .

A partir des vitesses de cisaillement V_s , on peut déterminer, si on dispose de forages assez profonds, la vitesse harmonique moyenne $V_s(30)$, dans les 30 premiers mètres de sol.

Le tableau suivant montre les résultats de l'essai Cross-Hole réalisé au chantier de Hassen Badi.

Tableau 3.3 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés – Essai Cross-Hole

Essai Cross-hole	Coordonnées		Z	Points de Mesures
	M	P		
SC08 EM	513109,439	4064049,187	45,993	59
SC08 RE	513108,356	4064045,595	45,872	
SC10 EM	513188,741	4064087,332	46,640	57
SC10 RE	513183,731	4064086,740	46,633	

4.2. Essais en laboratoires

On distingue deux types d'essais utilisés pour déterminer les paramètres du sol :

- Les essais d'indentification des paramètres physique.
- Les essais d'indentification des paramètres minéralogiques.

Tableau 3.4 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres physiques des sols

Sondage	Profondeur	UNITÉ	A. Granulométrique		Limites d'Atterberg			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
SC07	24,50 - 25,00	QM	88,5	53	54	35	19	5,6	26,6	21	17,4	20,42		MH	A2
SC07	26,00 - 26,40	QM	64,63	41	48	31	17	4,6	27,2	21,9	18,9	15,59		ML	A2
SC07	35,00 - 35,30	TS	19,54	-	Imp.	Imp.	Imp.	0,4	25,4	Imp.	Imp.	16,22		-	B5
SC07	39,50 - 39,80	TS	2,89	-	Imp.	Imp.	Imp.	0,4	26,6	Imp.	Imp.	19,28		SP	B2
SC07	57,50 - 57,85	TM	96,49	57	56	37	19	3,3	27,4	20,3	16	26,74		MH	A2
SC08	3,00-3,28	R	45,52	28	38	21	17	3,3	26,1	21,5	19,5	10,06		CL	A2
SC08	5,50-5,77	QA	35,97	17	-	-	-	2,6	25,6	21,6	19,7	9,75		-	A2
SC08	7,50-7,85	QA	78,12	18	36	20	16	2,8	26,9	20,7	18,0	15,10		CL	A2
SC08	13,50-14,00	QM	68,68	22	36	18	18	2,5	26,6	21,1	18,3	15,25		CL	A2
SC08	16,50-17,00	QM	72,80	-	34	20	14	2,5	27,0	20,9	18,1	15,30		CL	A2
SC08	19,50-19,90	QM	76,80	29	36	18	18	3,0	25,3	20,5	17,6	16,98		CL	A2
SC08	24,25-24,50	QM	99,25	52	54	30	24	-	25,6	20,4	17,0	19,79		MH	A2
SC08	25,50-25,85	QM	90,60	48	60	22	38	-	24,4	20,6	17,4	18,13		CH	A3
SC08	40,70-40,97	TS	1,17	-	-	-	-	-	26,1	Imp.	Imp.	12,98		SP	-
SC08	42,20-42,50	TS	5,05	-	-	-	-	-	26,4	Imp.	Imp.	15,03		-	-
SC08	47,80-48,07	TS	6,47	-	-	-	-	-	26,5	Imp.	Imp.	20,07		-	-
SC08	53,30-53,60	-	71,68	50	61	25	36	-	25,2	20,3	16,3	24,09		CH	A3
SC08	60,0-60,50	TM	100	66	53	22	27	4,8	24,8	19,6	15,6	25,52		CH	A3
SC08	61,50-62,00	TM	99,36	48	56	24	32	4,1	22,8	19,6	15,7	24,76		CH	A3
SC08	63,00-63,50	TM	91,09	26	43	19	24	3,4	24,0	21,5	18,0	19,38		CL	A2
SC10	18,00 - 18,40	QS	83,32	22	38	17	21	2,5	26,6	-	-	20,1	-	-	A2
SC10	25,00 - 25,45	QM	97,92	53	65	16	49	4,9	25,7	21,16	17,82	18,41	-	CH	A3
SC10	30,00 - 30,35	QM	95,66	56	66	23	43	3,7	25,4	21,49	18,15	18,4	-	CH	A3


Tableau 3.5 : Résumé des résultats des analyses minéralogiques réalisés dans la campagne géotechnique complémentaire

Sondage (n°)	Échantillon (n°)	Profondeur (m)	Unité	Quartz SiO ₂ (%)	Calcite CaCO ₃ (%)	Albite NaAlSi ₃ O ₈ (%)	Orthoclase ⁽¹⁾ (%)	Illite (%)	Kaolinite (%)	Chlorite (%)	Montmorillonite (%)	Minéraux ferreux + Autres (%)
SC08	2016-SS-210	7.50-7.85	QA	23	41	05	-	12	11	03	-	05
	2016-SS-215	25.50-25.85	QM	31	14	-	-	14	18	-	17	06
	2016-SS-219	53.30-53.60	Ts	21	05	05	10	09	23	-	18	09

5. Conclusion

Dans ce chapitre, on a traité la géologie, la géotechnique et la tectonique de la région d'Alger et du chantier de Hacén Badi. D'une façon générale, la région d'Alger est caractérisée par une géologie complexe et une grande variété de formations rocheuses et sédimentaires, ce qui a un impact important sur les propriétés des sols de la région, en particulier, le chantier de Hacén Badi est situé dans une zone qui nécessite une planification et une gestion rigoureuse des risques pour garantir la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des travailleurs.

Chapitre 4: Hygiène, sécurité et environnement des travaux souterrains

- 
- 1. Introduction.**
 - 2. Concepts et définitions générale relative à HSE**
 - 3. Principes généraux de prévention**
 - 4. Protection de l'environnement**
 - 5. Contexte des travaux souterrains**
 - 6. Risques liés aux instabilités dans les ouvrages souterrains**
 - 7. Les bonnes pratiques santé, sécurité et environnement pour COSIDER**
 - 8. Conclusion.**

CHAPITRE 4 : Hygiène, Sécurité et Environnement dans les travaux souterrains

1. Introduction

La sécurité est un facteur primordial à prendre en considération lors de la réalisation de tout type d'ouvrage souterrains, afin d'assurer la sécurité des travaux et le personnel lors et après la réalisation d'une excavation ou ouvrage souterrain (tunnel, galerie etc..). A cet effet, la surveillance systématique des ouvrages apparaît comme une démarche sécuritaire et rentable dans la mesure où elle permet d'effectuer en temps voulu les opérations d'entretien et de remise en état nécessaires.

Chaque année, plusieurs accidents se produisent dans les excavations souterraines, souvent en raison d'un soutènement inadapté ou le non-respect des règles de et les normes de sécurité. Le présent chapitre porte sur ces mesures de sécurité concernant la sécurité de personnel, les engins utilisés, les équipements et l'environnement du milieu.

2. Concepts et définitions générale relative à HSE

2.1. Risque professionnel

La notion de risque est liée aux phénomènes non prévisibles et aléatoires qui proviennent de l'environnement professionnel. Autrement dit, c'est toute activité professionnelle est susceptible de comporter des risques pour la santé des travailleurs et d'entraîner des affections sur le plan physique et moral. Le risque professionnel représente tout risque ayant pour origine l'activité professionnelle.

Tout phénomène, tout événement qui apparaît en milieu du travail et qui présente un danger pour l'homme est appelé risque professionnel. Les atteintes à la santé peuvent être produites juste après l'accident ou après plusieurs années (dans le cas des maladies professionnelles), comme dans le cas de certaines pathologies professionnelles. Les risques professionnels sont susceptibles d'entraîner des accidents du travail, des maladies professionnelles. [25]

2.2. Incident [26]

C'est un événement non souhaité survenu au cours du travail n'ayant pas entraîné des lésions corporelles.

2.3. Presque accident [26]

Un événement soudain et imprévu, qui aurait pu, dans des conditions légèrement différentes, occasionner un accident. Circonstances dangereuses : pas de blessés parmi le personnel, mais des dommages matériels - avertissements d'événements à venir.

2.4. Accident de travail [26]

L'accident du travail peut être défini comme une atteinte corporelle avec lésions temporaires ou définitives, produites par une action extérieure, soudaine et rapide. Suivant la gravité des lésions, on distingue :

- Les accidents sans arrêt, bénins, souvent sans suite et qui peuvent être soignés sur place.
 - Les accidents avec arrêt (de quelques jours à quelques mois) avec lésions nécessitant des soins particuliers.
 - Les accidents avec incapacité permanente (IP) correspondant à des lésions définitives et séquelles, susceptibles de réduire la capacité de travail (incapacité partielle ou totale)
 - Les accidents mortels avec décès immédiat ou coma suivi du décès.
- L'accident de travail au sein d'une entreprise ou d'une activité professionnelle est défini par plusieurs paramètres dont les plus importants sont :

Indice de Fréquence (IF) = (Nombre d'accident avec arrêt x 1000)/ Nombre de salariés

Taux de gravité = (Nombre de jours arrêtés x 1000)/ Nombre d'heures travaillées

Quelques exemples d'accidents du travail ayant pour origine des risques bien connus :

- Mains entraînées et écrasées par les organes mobiles d'une machine-outil ;
- Chutes dans les escaliers ;
- Respiration de gaz et vapeurs toxiques dans les locaux non ou mal aérés.

Le schéma suivant (fig4.1) illustre la différence entre : Accident, Presque accident et incident.



Figure 4.1 : Schéma illustrant la différence entre incident, accident et le presque accident. [26]

2.5. Santé, sécurité au travail (SST)

Regroupe diverses disciplines visant à supprimer ou à limiter certains effets nuisibles des activités humaines sur l'être humain et sur son environnement. Ensemble de conditions et facteurs qui affectent, ou pourraient affecter, la santé et la sécurité des employés. [25]

2.6. Danger

C'est une propriété intrinsèque d'une substance, d'un équipement, d'une situation, d'un système susceptible de causer des dommages aux personnes, aux biens ou à l'environnement. Le danger représente une menace potentielle de dommage alors que le risque est une évaluation de l'exposition à ce danger. [26]

2.7. Le risque

Le risque, mot piège où sont confondus à la fois danger et conséquence, est la combinaison de la probabilité d'occurrence d'un dysfonctionnement et de sa gravité potentielle. Le risque mesure le niveau de danger. C'est le produit de deux paramètres : La probabilité et la gravité. [26]

$$\text{Risque} = \text{Probabilité} \times \text{Gravité}$$

Plus la probabilité et la gravité sont élevées plus le risque est l'est aussi. La figure4.2, le risque de survenance d'un accident (dégâts humains) est faible ou nul car aucun travailleur n'est présent sur le lieu du danger (probabilité de chute de la plante), cette situation représente la notion « pas d'exposition » donc pas de risque.

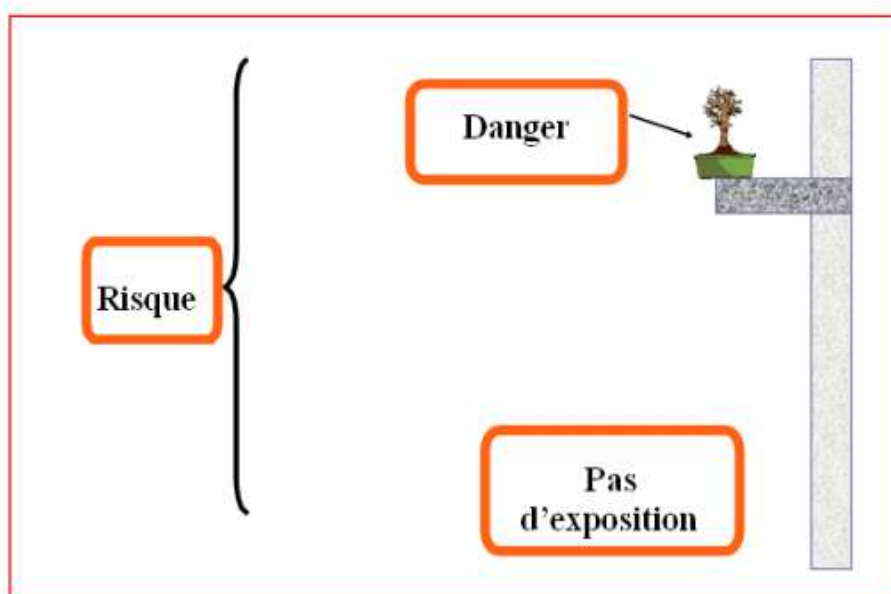


Figure 4.2 : Schéma représentant la situation « Pas de risque ». [26]

3. Principes généraux de prévention [27]

3.1. Protections collectives

Les protections collectives sont votre meilleure assurance contre les accidents du travail et les maladies professionnelles.

- Assurez-vous toujours :
 - de leur mise en place correcte, en particulier de celle des écrans prévus sur les machines pour vous protéger des pièces en mouvement et du bruit,
 - de leur bon fonctionnement, en particulier de celui des installations d'aspiration, de pulvérisation et d'humidification qui réduisent le taux d'empoussièrement.
- Utilisez le plus possible les cabines de surveillance, qui vous soustraient au bruit et aux poussières, et maintenez-les fermées.

3.2. Protections individuelles [27]

Votre corps est votre bien le plus précieux.

- Protégez-vous en portant :
 - Un casque et des chaussures de sécurité toujours et partout,
 - Des lunettes de protection lors de travaux de meulage, burinage, découpage, soudage.
 - Des gants
 - Un casque antibruit ou des bouchons d'oreille à tous les postes bruyants
- N'oubliez pas de mettre :
 - Un masque anti poussières pour intervenir dans les atmosphères empoussiérées,
 - Un harnais de sécurité pour certains travaux en hauteur, en observant les conditions d'utilisation définies par votre responsable,
 - Un gilet de sauvetage pour les travaux sur l'eau.

3.3. Informations. Formations [27]

- Prenez connaissance de toutes les informations établies pour Le chantier.
- Respectez les instructions et les consignes concernant notamment :
 - Les règles de circulation,
 - L'utilisation des machines, outils, et engins,
 - L'utilisation des équipements de protection individuelle (EPI) mis à votre disposition.
- Suivez les formations et les actions de prévention organisées par votre employeur.

4. Protection de l'environnement

Conformément à la législation nationale, toute construction souterraine devrait veiller à la mise en œuvre d'un programme de protection de l'environnement, devant être pris en considération à chaque étape du projet, depuis l'étude de faisabilité, la planification et l'exécution jusqu'à la fin de projet et lors de la surveillance ultérieure.

Le programme de protection de l'environnement d'une construction souterraine devrait comporter des directives concernant:

- L'implantation de projet;
- L'étude hydrologique;
- La méthode d'excavation;
- L'évaluation et la surveillance des stériles, autres déchets;
- La prévention des feux de mine et de la pollution de l'air à l'intérieure;
- Le plan d'aménagement ;
- Les modes opératoires pour la fermeture, l'abandon, la plantation et la remise en état des sites de telle manière qu'ils ne présentent pas de risques d'accident de personnes ni de menaces pour l'environnement ;

Le programme de protection de l'environnement devrait être soumis à l'autorité compétente pour agrément avant le début des travaux.

5. Contexte des travaux souterrains [28]

Les chantiers de travaux souterrains sont la rencontre de deux contextes :

- Le premier concerne les caractéristiques habituelles aux chantiers de BTP :
 - Un produit unique à réaliser dans un environnement spécifique ; les entreprises doivent faire face à un contexte unique auquel elles doivent s'adapter à chaque fois (exp : technique, organisation) ;
 - Des acteurs multiples (Moa, Moe, BET, coordonnateur SPS, OPC, entreprises, sous-traitants, CHSCT, etc.). Leur coordination/coopération est indispensable pour la bonne réalisation des ouvrages, la sécurité et la santé au travail des salariés;
 - Une superposition de tâches et de risques (propres, exportés, importés, environnementaux) ;
 - Une main d'œuvre importante ;
- Le second concerne les spécificités des travaux souterrains avec en particulier :
 - Les contraintes liées aux diverses natures et caractéristiques des terrains rencontrés ;
 - Une réglementation spécifique (domaine ferroviaire, etc.) ;
 - Le caractère confiné à l'origine notamment :
 - De l'amplification des risques (bruit, qualité de l'air, luminosité faible, flux de circulation des engins et des piétons, etc.) ;

- De l'exiguïté des postes de travail ;
- Du travail en lumière artificielle ;
- De l'importance de la ventilation ;
- De l'exposition aux risques liés aux terrains, à la profondeur (froid, chaleur, humidité, rayonnement, explosion, etc.) ;
- Des difficultés d'accès pour les services de secours ;
- Du caractère stressant en cas d'accidents ou de malaises.
- Les « éléments naturels » à l'origine de risques potentiellement omniprésents :
 - Le terrain avec les éboulements ;
 - Le feu avec les incendies ;
 - L'eau avec les inondations ;
 - Les gaz avec les explosions. [28]
-

6. Risques liés aux instabilités dans les ouvrages souterrains

L'excavation en souterrain notamment dans les cas des tunnels urbains cause des risques spécifiques pendant toutes les phases du projet durant sa construction et son exploitation. Les ingénieurs, les ouvriers, La population et les usagers s'exposent à différents risques dont les impacts peuvent être considérables sur leurs sécurités.

Les origines des principaux risques rencontrés dans la construction et l'exploitation de tels ouvrages sont : [29]

- Les risques géologiques et géotechniques : causés par l'insuffisance des informations obtenus à travers la campagne de reconnaissance et à la capacité de prévoir la réponse du terrain à l'action de creusement ;
- Les risques hydrologiques : ce type de risque est lié à l'insuffisance des informations recueillies en ce qui concerne l'hydrologie souterraine dans la zone du projet ;
- Les risques d'étude : ça diffère surtout à la difficulté du projet à s'adapter aux conditions géo mécaniques rencontrées réellement, aux défauts de construction, à l'expérience du bureau d'étude.
- Les risques de construction ou de creusement : liés au choix de la méthode de construction non appropriée ou mal maîtrisée et aussi à l'expérience de l'équipe du constructeur et aux contraintes contractuelles ;
- Les risques opérationnels liés aux accidents et défauts de fonctionnement.

Selon une échelle de gravité des impacts correspondants expose les instabilités suivantes: [30]

6.1. Les Effondrements

Les effondrements de terrain représentent une menace tangible pour la stabilité des structures souterraines, surtout pendant la phase de construction. Les effondrements peuvent être liés directement à une évolution du comportement du terrain encaissant ou à une défaillance mécanique du système du soutènement. Dans les ouvrages situés à faible profondeur un effondrement se produisant dans le tunnel peut remonter jusqu'à la surface et engendrer des dégâts conséquents.

6.2. Les désordres

Les désordres ont des conséquences moins dangereuses que les effondrements. Les exemples les plus fréquents de désordres rencontrés dans les ouvrages souterrains sont la chute et le glissement de blocs, les éboulements, la fissuration, l'infiltration de l'eau souterraine, le relèvement de radier, les ruptures et les déformations localisées du soutènement.

Afin d'évaluer les risques de désordres, certains auteurs proposent une relation qui classe les dommages selon plusieurs catégories en fonction du degré de sévérité des dégâts et l'extension des dommages. [29]

6.3. Les inondations

C'est le résultat d'une invasion d'un ouvrage souterrain par une grande quantité d'eau souterraine ou une grande quantité d'eau de pluie, ces phénomènes en résultent d'énormes pertes de matériaux et des arrêts de travail dans les ouvrages souterrains affectés.

L'inondation du tunnel routier de Wushantou, Japon (1992) est un bon exemple. La figure (1.3) montre une partie des dégâts observés après cet accident. [29]

6.4. Les tassements en surface

Les profondeurs des tunnels et des ouvrages souterrains généralement creusés à de faibles et dans des terrains meubles engendrent, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface. La cuvette de tassement ou la dépression provoquée à la surface du sol par le creusement d'un tunnel est définie par le tassement maximal (S_{max}) et la distance du point d'inflexion caractérisant l'extension latérale de la cuvette. [29]

7. Les bonnes pratiques santé, sécurité et environnement pour COSIDER

7.1. Responsabilités

Le directeur du projet, le chargé HSE et les sous-traitants du chantier et chacun en ce qui le concerne, sont responsable de l'application de ce plan.

7.1.1. Le Directeur de projet

- Est responsable de la mise en place du plan de gestion de l'environnement.
- Doit s'assurer que toutes les activités du projet sont réalisées conformément aux exigences légales applicables citées dans ce plan et que l'ensemble de l'équipe du projet prend ses responsabilités pour permettre et maintenir : Un environnement et un lieu de travail sûrs ;
- Des méthodes et systèmes de travail sûrs et sains pour l'environnement.
- Des pratiques et une planification de travail structurées ;
- Mettre en place les ressources nécessaires afin de répondre rapidement et de manière appropriée aux différentes situations d'urgences pouvant survenir.

7.1.2. Le Responsable HSE

- Pendant toutes les phases du projet et conformément à la procédure HSE, le responsable HSE du site doit identifier et évaluer périodiquement les aspects et impacts environnementaux ;
- Le pilote du processus HSE identifie les lois et textes réglementaires en matière de protection de l'environnement applicables aux activités de COSIDER TP M28, et le responsable HSE du site veille à ce que l'ensemble des employés impliqués dans le projet y compris les sous-traitants, fournisseurs et visiteurs, se conforme entièrement à la législation en vigueur et au respect de ces lois.
- Il a donc pour mission de conseiller et de donner des instructions aux employés à la fois de COSIDER TP M28 et des sous-traitants en ce qui concerne la gestion des déchets et la protection de l'environnement selon les exigences réglementaires.
- Fait ressortir et intègre les aspects environnementaux au cours de la phase d'installation et de construction ;
- Conduit des actions de formation pour le personnel du projet.

7.1.3. Les employés

Doivent respecter leur engagement vis-à-vis de la protection de l'environnement et appliquer à la lettre les instructions du chargé HSE du site reçus lors des séances de formation et de sensibilisation ainsi que les safety meetings. Ils doivent Informer immédiatement leurs responsables ainsi que le responsable du site de tout incident ou situation dangereuse pouvant avoir un impact négatif sur l'environnement.

7.1.4. Les sous-traitants

- Nettoyage:
 - Pendant les travaux, tous les débris seront évacués des zones de travail, des passages, intérieurs et extérieurs du chantier.
 - Le sous-traitant nettoiera rapidement tous les matériaux de chute et déchets produits par son activité et placera ces déchets dans des poubelles mises sur site.
 - Le sous-traitant maintiendra les routes et d'autres installations concernées par ses activités dans un état propre et dégagé à tout moment. Tous les obstacles doivent être enlevés.
- Prise en charge des déchets:
 - En cas de renversement par terre de n'importe quelle matière liquide par le sous-traitant, autre que l'eau potable, le sous-traitant prendra immédiatement des mesures pour contenir ce liquide et prévient le responsable ou bien le chargé HSE du site. Le nettoyage qui s'en suivra sera conforme aux directives de COSIDER TP M28. Le sous-traitant supportera le coût de ce nettoyage ou réparation.
 - Les liquides tels que les lubrifiants, les dissolvants, les produits chimiques, les peintures, seront convenablement stockés et évacués. Le sous-traitant s'assurera que les récipients provisoires sont conformés. Le sous-traitant étiquettera correctement les récipients pour l'évacuation.

7.2. Procédure HSE de gestion des déchets [31]

La gestion des déchets désigne l'ensemble des opérations et moyens mis en œuvre pour limiter, recycler, valoriser ou éliminer les déchets, c'est-à-dire des opérations de prévention, de pré-collecte, collecte, et transport et toute opération de tri, de traitement, jusqu'au stockage.

Cette procédure vise à établir les différentes procédures et dispositions à suivre pour la gestion des déchets et la maîtrise de leurs impacts sur la santé, la sécurité et l'environnement.

7.2.1. Les différents déchets générés par les activités de COSIDER TP pole M28

Les différents déchets générés par les activités de COSIDER TP sont de natures suivantes :

- Les huiles de vidanges,
- Batteries,
- Pneumatiques,
- Pièces de rechanges usagées,
- Déchets métalliques (façonnage et coupage de la ferraille),
- Papier et carton,
- Bois,
- Plastiques,
- Cartouche d'imprimantes,
- Produits périmés (ciment expansif, adjuvants pour béton,),
- Déchets hospitaliers.

7.2.2. Consignes générale pour la gestion des déchets

- Ne pas mélanger les différents produits usagés, afin d'éviter une identification difficile, et d'autre part une réaction chimique est toujours possible,
- Remettre les produits usagés dans leurs emballages d'origine,
- Veiller à la bonne fermeture de vos emballages,
- Veiller au bon remplissage de vos emballages : afin d'éviter la manutention, le stockage et le transport des fûts à moitié vides,
- Limiter la quantité de produits stockés,
- Des mesures de prévention élémentaires doivent être prises.

7.3. Gestion des déversements accidentels

7.3.1. Procédure en cas de déversement

La procédure suivante permettra de contrôler le ou les fuites et les déversements des produits dangereux tels que le gasoil, les huiles de vidange, et de faciliter le nettoyage et la décontamination de la zone concernée. La personne qui intervient doit être formée et en mesure de neutraliser ou de nettoyer le déversement, elle doit le faire aussi rapidement que possible. Lorsque le déversement est nettoyé ou neutralisé, la personne doit signaler l'incident immédiatement au responsable du site ou du chantier et le responsable HSE. C'est pour cela que tous le personnel du site doit être formé à la gestion des déversements accidentels.

Le responsable HSE du chantier doit mener une enquête afin d'établir la cause, dans l'optique d'améliorer les procédures ou les pratiques d'exécution afin d'empêcher une répétition. Il doit également confirmer que le nettoyage a été effectué de manière satisfaisante, et que tous les matériaux utilisés lors du nettoyage ont été jetés dans le récipient approprié. Si le déversement ne peut être neutralisé ou nettoyé, il est préférable de contacter la protection civile.

7.3.2. Mesures et moyens de gestion de l'intervention en cas de déversement

La première personne qui constate une fuite ou un déversement de gasoil, d'essence, des huiles de vidange ou tout autre produit dangereux doit le plus rapidement possible :

- Localiser l'origine du déversement et tenter lorsque possible, de neutraliser sa progression.
- Déclarer au responsable hiérarchique ou HSE afin d'envoyer le matériel adéquat pour procéder à la décontamination du sol quand celui-ci n'est pas disponible sur place.
- Limiter la dispersion du déversement en versant sur le liquide, du sable sec ou de la sciure de bois, qui sera ensuite enlevé et stocké comme déchet spécial dangereux.
- Le personnel affecté à cette tâche sera équipé de gants de protection contre les risques chimiques.
- Une fois le liquide récupéré, un nettoyage de la zone souillée doit être effectué par décapage de la zone contaminé.

L'équipement nécessaire, approprié destiné à l'intervention en cas de déversement est le suivant :

- **Équipement de protection individuelle**
 - Gants résistant aux produits chimiques
 - Bottes couvrant les mollets et résistant aux produits chimiques,
 - Tenue de travail.
 - Lunettes de protection.
 - Masque respiratoire.
- **Kit d'urgence**
 - Des matériaux absorbants les huiles ou les produits chimiques tel que la sciure de bois, le sable ou tout autre produit disponible sur le marché conçu pour faciliter la collecte des produits chimiques ou des déchets déversés;
 - Cuves ou bacs afin d'arrêter ou de neutraliser les fûts non étanches;
 - Équipement d'élimination, comme des fûts vides afin de contenir les déchets et les résidus;

L'équipement ci-dessus sera placé à des endroits accessibles et sera prêt à être utilisé immédiatement afin de neutraliser, contenir ou absorber les déversements. La vérification de cet équipement fera partie des inspections régulières du responsable HSE du site ou du chantier.

7.4. Gestion des combustibles et produits chimiques

Il est de la responsabilité partagée de COSIDER TP M28 et de ses sous-traitants de veiller à ce que les substances chimiques dangereuses sur site soient contrôlées conformément à la réglementation en vigueur.

Les règles suivantes portant sur la gestion des combustibles et des produits chimiques seront mises en œuvre sur le site :

- COSIDER TP M28 aura la responsabilité d'identifier et de marquer clairement les aires d'entreposage, de manipulation et élimination des produits chimiques.
- Un inventaire des matières dangereuses utilisées sur le chantier sera mis à jour dans la documentation HSE et sera déclaré aux autorités concernées conformément à la réglementation en vigueur.
- Conserver un fichier de Fiches de Données de Sécurité (FDS) de chaque produit chimique signalétiques et communiquer les renseignements de ces fiches concernant les substances utilisées à tous ceux qui pourraient se trouver dans la zone où ils sont utilisés.
- Des aires d'entreposage destinées aux matières dangereuses doivent être fournies et comporter un confinement adéquat afin d'empêcher que les déversements ne se transforment en rejets.
- Les contenants seront fermés lorsqu'ils ne sont pas utilisés.

- Des bacs récepteurs doivent être disponibles ou utilisés comme il convient pendant les opérations de transfert de matières.
- L'équipement qui contient de l'huile hydraulique ou lubrifiante doit être entretenu adéquatement afin d'empêcher les fuites.
- L'équipement qui fuit doit être réparé ou retiré du chantier.
- Les matériaux d'intervention en cas de déversement, seront situés dans des secteurs où les déversements sont prévisibles.
- Tous les contenants de produits chimiques stockés et utilisés sur le chantier doivent être étiquetés. Aucune étiquette ne doit être retirée ou barbouillée.
- Les produits chimiques transférés dans des contenants secondaires pour utilisation doivent être étiquetés ou marqués des renseignements suivants :
 - La désignation du produit chimique dangereux.
 - Un symbole de danger ou un texte descriptif.
- Un programme d'information et de sensibilisation concernant les produits chimiques doit être préparé pour les chantiers.

7.5. L'émission des bruits

Sont considérés comme une atteinte à la quiétude du voisinage, une gêne excessive, une nuisance à la santé et une compromission de la tranquillité de la population toutes les émissions sonores supérieures aux valeurs limitées par la réglementation en vigueur.

L'objectif général de la gestion des impacts potentiels en termes de bruits et vibrations est de contrôler et limiter à la source les niveaux de bruits et vibrations dus aux travaux :

- Isolation des groupes électrogènes fonctionnant en permanence.
- Vérification de la conformité des engins et véhicules générateurs de bruit aux exigences réglementaires.
- Contrôle technique et mise en œuvre du programme d'entretien périodique conforme à la procédure.
- Les chantiers implantés dans une zone urbaine, doivent limiter dans la mesure du possible les activités générant du bruit.
- Dans le cas, d'impossibilité de réduire le risque du bruit, COSM28 payera les taxes sur les nuisances sonores dans un milieu urbain aux organismes étatiques.

7.6. Pollution atmosphérique

Selon la législation en vigueur, une pollution atmosphérique est constituée dès l'introduction, directement ou indirectement, dans l'atmosphère et les espaces clos, de substances de façon à :

- Mettre en danger la santé humaine ;
- Influencer sur les changements climatiques ou appauvrir la couche d'ozone ;
- Nuire aux ressources biologiques et aux écosystèmes ;
- Compromettre la sécurité publique ;

- Incommoder la population ;
- Provoquer des nuisances ;
- Nuire à la production agricole et aux produits agro-alimentaires ;
- Altérer les constructions et porter atteinte au caractère des sites ;
- Détériorer les biens matériels ;

Dans notre cas qui est celui lié aux activités de construction et réalisation d'ouvrages souterrains, les principales considérations à l'égard de la pollution atmosphérique portent sur les nuisances engendrées par la poussière et le rejet d'autres matières polluantes associées à des émissions aériennes telles que l'émission volatil issue d'échappement des véhicules mal entretenus, fumées de soudures, de solvants, de peintures...

L'objectif général de la gestion des répercussions possibles sur la pollution atmosphérique est de pratiquer les travaux, dans la mesure du possible, de manière à minimiser les émissions de poussière et autres matières polluantes dans l'air, y compris les odeurs, conformément à la législation concernée.

COSIDER TP M28 devra prendre toutes les dispositions adéquates pour éviter de créer de la poussière, y compris :

- Faire l'acquisition d'écrans, de bâches et arroser les tas de terre et les stocks de matériaux de construction, particulièrement par temps sec et venteux.
- Mouiller la terre et les autres matériaux avant de les stocker.
- Recouvrir la terre et autres matériaux laissés en réserve.
- S'assurer que tous les déblais et déchets sont recouverts d'une bâche adaptée les empêchant de s'éparpiller ou de tomber des poids lourds.

COSIDER TP M28 devra également appliquer les mesures suivantes pour minimiser la pollution atmosphérique :

- S'assurer que les voies de circulation pour les véhicules ne soient pas génératrices de salissures importantes pour les véhicules les empruntant.
- Faire nettoyer les voiries salies par les véhicules en sortie de site si nécessaire.
- Réaliser des inspections régulières des activités pour évaluer la mise en place effective des mesures de réduction des poussières et salissures.
- Bien entretenir les véhicules pour éviter l'émission exagérée des gaz d'échappement, entretien périodique et préventif.

7.7. Pollution de l'eau, des milieux aquatiques et du sol

La protection des milieux hydriques et aquatiques a pour objet de satisfaire et de concilier les exigences :

- De l'alimentation en eau, de ses usages et de ses effets sur la santé publique et l'environnement conformément à la législation en vigueur ;

- De l'équilibre des écosystèmes aquatiques et des milieux récepteurs et spécialement de la faune aquatique ;
- De la conservation et de l'écoulement des eaux ;
- De l'interdiction de déversement dans les eaux maritimes de substances et matières susceptibles d'altérer la qualité des eaux maritimes.

Les principaux fluides utilisés ou générés sur le chantier pouvant polluer le sol et par conséquent les eaux souterraines sont :

- Les huiles de décoffrage ;
- Les laitances de béton issues du lavage des bennes, des centrales à béton ou de malaxeurs ;
- Les peintures, solvants, vernis, et autres colles utilisées dans les phases de second œuvre ;
- Les carburants et lubrifiants utilisés pour les engins de chantier ;
- Les différents types d'adjuvants utilisés pour la fabrication du béton.

Les produits énumérés ci-dessus sont, dans l'ensemble, assez peu biodégradables et peuvent présenter des risques pour l'environnement.

7.7.1. Les principales causes de pollution du sol et des eaux

- Le remblayage de terrains avec la terre potentiellement polluée ;
- Les déversements et fuites lors de l'application ou manipulation de produits ;
- Des déversements lors de transport, de l'entreposage et du transbordement de toutes sortes de produits ;
- Des fuites des citernes mobiles et de conduites de combustible ;
- De l'entreposage ou le transbordement négligé de matière première (dangereuse) ou des déchets ;
- Le mauvais entretien (fuites d'huiles ou de carburants) ou le déversement de polluant lors de l'entretien des engins.

7.7.2. Prévention contre la pollution des eaux et du sol

Toute activité nécessitant une consommation d'eau et son rejet ainsi que l'utilisation de produits dangereux pour l'environnement, doit faire l'objet d'une concertation préalable avec le responsable HSE et le responsable du site ou du chantier de COSIDER TP M28 afin de déterminer les aléas et les mesures supplémentaires à mettre en œuvre.

7.8. L'identification des aspects environnementaux significatifs AES

L'identification des aspects environnementaux significatifs s'effectue conformément au mode opératoire d'identification des aspects environnementaux significatifs annexé à ce présent plan, pour ce qui concerne les puits de ventilation, les stations ou autres sites. Tout aspect environnemental qui génère un impact environnemental significatif est considéré comme significatif.

7.8.1. Dispositions générales de protection de l'environnement

La protection de l'environnement dans le cadre du développement durable a pour objectifs :

- De prévenir toute forme de pollution ou de nuisance causée à l'environnement en garantissant la sauvegarde de ses composantes ;
- De restaurer les milieux endommagés ;
- De promouvoir l'utilisation écologiquement rationnelle des ressources naturelles disponibles, ainsi que l'usage de technologies plus propres ;
- De renforcer l'information, la sensibilisation et la participation des différents intervenants sur site.

7.8.2. Inspection environnementale

- Une inspection environnementale est effectuée par le responsable HSE du site régulièrement.
- Une vérification de la conformité du management environnemental s'effectue périodiquement lors des audits internes du Système de Management et du Processus HSE.

7.8.3. Les principes du développement durable

- Le principe de préservation de la diversité biologique.
- Le principe de non dégradation des ressources naturelles : selon lequel il est évité de porter atteinte aux ressources naturelles telles que l'eau, l'air, les sols et sous-sols qui, en tout état de cause, font partie intégrante du processus de développement et ne doivent en aucun cas être prises en considération isolément pour la réalisation d'un développement durable ;
- Le principe de substitution : selon lequel si, à une action susceptible d'avoir un impact préjudiciable à l'environnement, peut être substituée une autre action qui présente un risque ou un danger environnemental bien moindre, cette dernière action est choisie même, si elle entraîne des coûts plus élevés, dès lors que ces coûts sont proportionnés aux valeurs environnementales à protéger ;
- Le principe d'intégration.
- Le principe d'action préventive et de correction : par priorité à la source, des atteintes à l'environnement, en utilisant les meilleures techniques disponibles, à un coût économiquement acceptable et qui impose à toute personne dont les activités sont susceptibles d'avoir un préjudice important sur l'environnement, avant d'agir, de prendre en considération les intérêts d'autrui ;
- Le principe de précaution.
- Le principe de pollueur payeur : selon lequel toute personne dont les activités causent ou sont susceptibles de causer des dommages à l'environnement assume les frais de toutes les mesures de prévention de la pollution, de réduction de la pollution ou de remise en état des lieux et de leur environnement ;
- Le principe d'information et de participation.

8. Conclusion

Les travaux en souterrain sont des infrastructures sensibles à plusieurs causes qui peuvent menacer pas seulement la stabilité de ces ouvrages, la sécurité des équipements ainsi que des travailleurs et des usagers, mais aussi la sécurité de l'environnement et des ouvrages implantés au voisinage.


À travers de ce chapitre, des notions de bases ont été mis en évidence brièvement sur les concepts et définitions générale relative à HSE, les moyens de prévention et les instabilités rencontrées pendant la construction souterraine on a cité : les 5 catégories principales ; il s'agit des effondrements, les désordres, les inondations et bien sûr les tassements.

Partie 02: Partie pratique



- ✓ **Chapitre 5** : Les méthodes empiriques et évaluation des charges
- ✓ **Chapitre 6** : La méthode de confinement convergence
- ✓ **Chapitre 7** : Modélisation numérique par le logiciel Plaxis 2D

Chapitre 5: Les méthodes empiriques et évaluation des charges

- 
- 1.** Introduction.
 - 2.** Les méthodes empiriques
 - 3.** Evaluation des charges et calcul des pressions
 - 4.** Conclusion.

CHAPITRE 5 : Les méthodes empiriques et évaluation des charges

1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons explorer les différentes méthodes empiriques utilisées pour évaluer les charges verticales et horizontales d'une galerie souterraine. Les méthodes empiriques sont largement utilisées dans l'industrie de la construction pour estimer les charges et les contraintes dans les structures. Nous allons nous concentrer sur trois méthodes empiriques principales : la méthode de Terzaghi, la méthode de l'Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain (AFTES), et la méthode du poids des terres.

2. Les méthodes empiriques

2.1. Définition

Les méthodes empiriques sont des approches qui se basent sur l'observation, l'expérience et la pratique pour résoudre des problèmes ou évaluer des phénomènes. Les données sont collectées à partir d'observation sur le terrain, d'expériences en laboratoire ou de mesures sur des échantillons de terrain. Les relations ou équations empiriques sont alors développées à partir de ces données pour décrire ou prédire les phénomènes.

Les méthodes empiriques sont souvent utilisées dans des domaines tels que la géologie, la géotechnique et la construction, où les conditions et les propriétés du sol et de la roche sont difficiles à modéliser mathématiquement. [32]

Les méthodes empiriques et semi-empiriques les plus utilisées sont :

- La méthode de TERZAGHI
- La méthode de LAUFFER
- La méthode de BIENIAWSKI
- La recommandation d'AFTES

2.1.1. La méthode de TERZAGHI

La méthode de Terzaghi a pour but d'évaluer les pressions latérales du sol sur les murs de soutènement. Elle suppose qu'une certaine quantité de roche ou de sol se décomprime et a tendance à converger vers le tunnel sous l'effet de la gravité (fig.5.1).

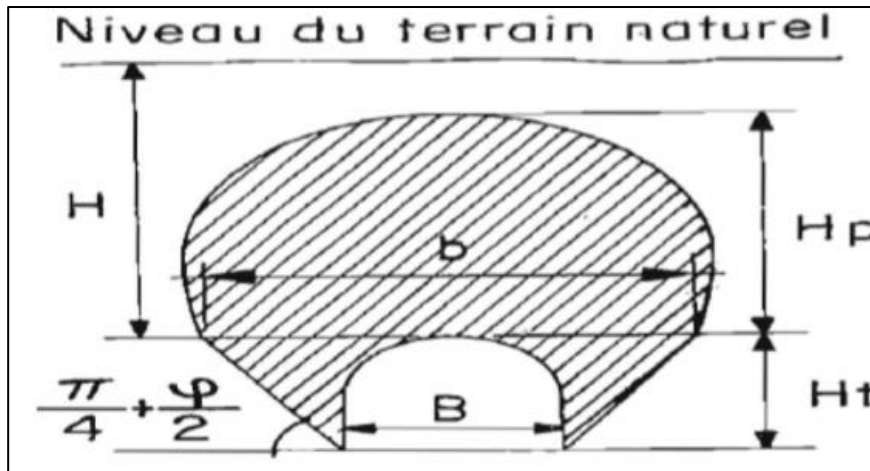


Figure 5.1: Répartition des charges selon TERZAGHI (MFETL, juill.1998) [33]

Cette méthode permet de calculer la charge active verticale descendante en voute du tunnel par une formule analytique suivante :

$$\sigma = \frac{\gamma \cdot B - 2C}{2 \cdot K \cdot \tan \phi} \left(1 - e^{-k \cdot \tan(\phi) \cdot \frac{2K}{B}} \right) + Q \left(e^{-(K \cdot \tan \phi \cdot 2 \cdot H)} \right)$$

Tels que :

C : Cohésion de terrain,

φ: Angle de frottement interne,

H : La couverture.

H_t: Hauteur du tunnel.

Q : La surcharge de terrain + la surcharge en surface.

K : Coefficient des terres au repos variant de 1 à 1,5. Pour une hauteur correspondante à B, K=1.

B : La largeur de prisme proposé par TERZAGHI

$$B = b + 2H_t \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

H_p: Hauteur de terrain décomprimé au-dessus de la voûte.

b: Largeur du tunnel.

Terzaghi procure une estimation sommaire de la charge existante sur le support de la voûte sous la forme d'une hauteur équivalente de sol. Sur l'imprécision de la valeur donnée, TERZAGHI affirme « Même si des programmes de calcul peuvent donner des valeurs plus correctes vis-à-vis de situations précises, ils ne donnent que des valeurs peu pratiques pour un pré-dimensionnement, au vu de l'incertitude des conditions de roches voisines à l'excavation » [33]

Tableau 5.1: Classification de TERZAGHI [33]

Nature de la roche	Charge Hp (m)	Remarques
Dure et intacte	0-0.25 B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
Dure et stratifiée	0-0.5 B	Soutènement léger
Massive avec quelques joints	0-0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à l'autre
Modérément ébouleuse	0.25-0.35 (B+Ht)	Pas de pression latérale
Très ébouleuse	0.35-1.1 (B+Ht)	Peu ou pas de pression latérale
Complètement broyée Chimiquement inerte	1.1 (B+Ht)	Pression latérale considérable
Roche fluente à profondeur modérée	1.1-2.1 (B+Ht)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche fluente à grande profondeur	2.1-4.5 (B+Ht)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche gonflante	Jusqu'à 75 m indépendant de (B+Ht)	Cintres circulaires Dans les cas extrêmes, cintres coulissants

2.1.2. La méthode de LAUFFER [34]

La méthode de Lauffer est utilisée pour estimer la vitesse de l'écoulement de l'air dans les conduits de ventilation à partir de l'observation du dépôt de poussière et de la quantité de particules en suspension dans l'air conduit. Cette méthode considère deux paramètres fondamentaux caractéristiques du comportement en souterrain :

- La portée active, longueur "l" d'excavation stable sans soutènement, c.-à-d la plus petite des longueurs suivantes :
 - Soit la dimension maximale de l'excavation ;
 - Soit la distance entre le front de taille et le soutènement ;
 - La durée "t" de cette stabilité.

En fonction des valeurs de ce couple de paramètres, LAUFFER distingue septes (07) classes de terrains pour chacune desquelles est préconisé un type de soutènement. Bien que d'une mise en pratique très difficile parce que, a priori, les valeurs des paramètres "I" et "t" ne sont pas connues, cette classification est très intéressante parce que LAUFFER introduit pour la première fois le principe de l'interaction terrain-soutènement dans la stabilité de l'excavation au voisinage du front et l'importance de la longueur découverte.

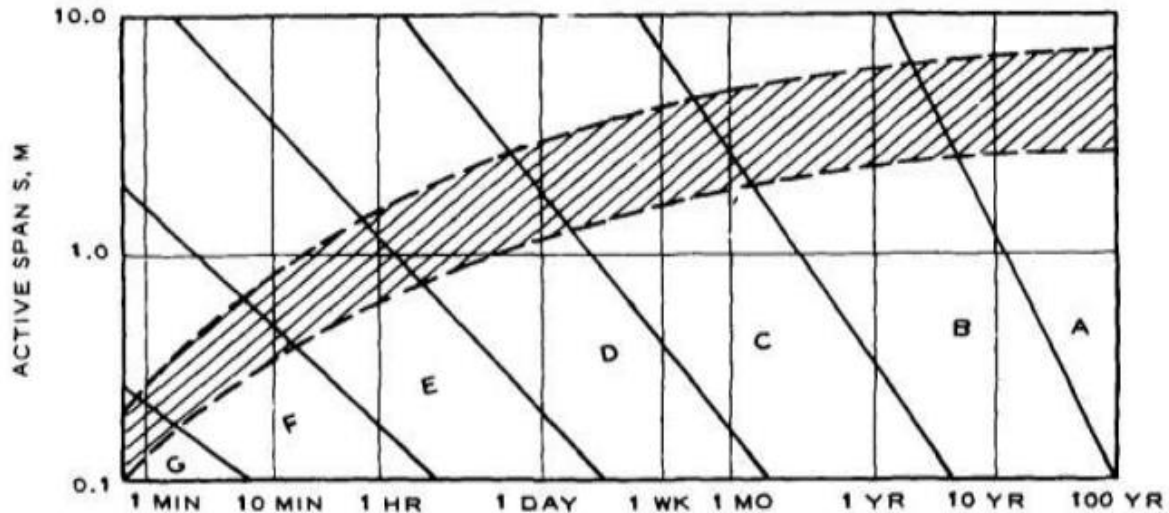


Figure 5.2 : La relation entre la portée active et le temps de stabilité pour différentes classes de masse rocheuse

2.1.3. La méthode BIENIAWSKI [35]

La méthode de Bieniawski est une méthode empirique utilisée pour évaluer la stabilité des excavations et des pentes rocheuses. Cette méthode se base sur six paramètres dans sa classification (Hoek & Brown, 1980; Baroudi, 1988; Bouvard & al. 1988) qui sont :

- La résistance de la matrice rocheuse.
- La qualité de la roche via RQD de Deere.
- L'espacement de la discontinuité de la roche.
- La qualité des discontinuités de la roche.
- Les conditions hydrogéologiques.
- L'orientation de la discontinuité.

2.1.3.1. La résistance de la matrice rocheuse

Bieniawski reprend la classification de la résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte proposée par Deere.

Tableau 5.2: résistance à la compression de la roche

Description de la résistance	Résistance à la compression Rc (MPa)	Exemple
Très faible	1-25	Craie, sel
Faible	25-50	Charbon, calcaire, schiste
Moyenne	50-100	Grés, ardoise, argilites
Forte	100-200	Marnes, granites, gneiss
Très forte	> 200	Quartzite, dolérite, gabbro, basalte

2.1.3.2. La qualité de la roche via RQD de deere

A partir d'un sondage carotté, d'un diamètre de l'ordre de 50 mm, le RQD est calculé sur la longueur de passe de sondage :

$$RQD=100 * \frac{\sum \text{des longueurs de carottes de longueur} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur de la passe de sondeuse}}$$

2.1.3.3. L'espacement de la discontinuité de la roche

Le terme discontinuités reprend ici les joints, failles, stratifications et autres de faiblesse. A nouveau. BINIAWSKI s'inspire de la classification proposée par Deere.

Tableau 5.3: Classification de l'espacement des diaclases

Description	Espacement (m)	Etat du massif
Très large	>3	Solide
Large	1-3	Massif
Moyennement serrée	0,3-1	A blocs
Serrée	0,05-0,3	Fracturé
Très serrée	< 0,05	Ecrasé_ broyé

2.1.3.4. La qualité des discontinuités de la roche

Ce paramètre prend en considération l'ouverture des joints, leur continuité, leur rugosité et la présence éventuelle de matériaux de remplissage.

2.1.3.5. Les conditions hydrauliques

Des tentatives de prise en considération de l'influence de l'eau souterraine sur la stabilité des excavations, sont présentées sous diverses formes :

- La mesure du débit d'eau entrant dans l'ouvrage.
- Le rapport entre la pression d'eau dans les joints et la contrainte principale maximale. une observation qualitative des venues d'eau.

2.1.3.6. L'orientation des discontinuités

Ce dernier paramètre est traité séparément, car l'influence de l'orientation des joints se marque différemment suivant le type d'application; à savoir les tunnels, les talus ou les fondations. Remarquons que la valeur prise par cette note d'ajustement est le fruit d'une estimation qualitative.

2.1.4. La recommandation AFTES

L'AFTES a établi des recommandations pour une description des massifs rocheux qui s'inspire des définitions proposées par la SIMR (Société Internationale de Mécanique des Roches). L'AFTES a également établi des recommandations relatives au choix de type de soutènement. Pour chaque critère de classification et pour tous les types de soutènement, un tableau indique en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question, chaque critère doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié.

Tableau 5.4 : Classification de la roche selon la résistance à la compression. Et le tableau suivant nous aide à tirer le soutènement recommandé.

Catégorie	Désignation	Exemples	Rc (MPa)
R1	Roche de résistance très élevée	Quartzites et basaltes de résistance élevée	>200
R2a	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grés et calcaires de très haute résistance	200 à 120
R2b		Granits, grés et calcaires de très bonne tenue ou légèrement	
R3a	Roche de résistance moyenne	Dolités, marnes, dolomies, conglomérats compacts, grés ordinaires, schistes siliceux ou grés schisteux, gneiss	120 à 60
R3b		Schiste argileux, grés et calcaire de résistance moyenne	60 à 40
R4	Roche de faible résistance	Marnes compactes, conglomérats peu consistants, schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grés très fracturés ou marneux, poudingues, craie	40 à 20 40 à 06
R5a	Roche de très faible résistance et sol cohérent consolidé	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées	6 à 0,5
R5b		Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	< 0,5
R6a	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles fines, sables argileux, limons fins	
R6b		Tourbes silts et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion	

2.1.4.1. Le calcul de la résistance à la compression :

$$R_c = \frac{2C * \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = 2C \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$R_c = 2 * 10 * \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{34}{2}\right)$$

Rc= 37,61 KPa

2.1.4.2. Le soutènement proposé par AFTES :

Rc < 0,5 MPa

D'après AFTES, la roche est classée dans la catégorie R5b, et d'après le tableau suivant le type de soutènement proposé par AFTES est le béton projeté plus cintres métalliques.

Tableau 5.5 : Les différents soutènements recommandés pour la classe R5B.

Comportement mécanique	Pas de soutènement:	Béton projeté	Boulons				Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres tordues	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	biton	Injection			air comprimé	congélation	
R1	•		•		×			×	×	×	×	×	×		
R2a	•		•		×			×	×	×	×	×	×		
R2b		•	•	•	×			×	×	×	×	×	×		
R3a		•	•	•	×		•	×	×	×	×	×	×		
R3b		•		•	×		•		×	×	×				
R4	×	•	×			•	•								
R5a	×	•	×			•	•	•							
R5b	×		×	×		•	•	•	•	•	•	•			
R6a	×	×	×	×	×	Enf	Enf	Enf	Bol		•	•			
R6b	×	×	×	×	×	Enf, BII	Enf, BII	Enf, BII	Bol, BII, BIII	BII	•		•		

2.1.5. La méthode de BARTON

2.1.5.1. Principe de la méthode

Barton, Lien et Lunde de l'Institut Norvégien de Génie Géotechnique (NGI) ont proposé un indice pour juger la qualité de la masse rocheuse du point de vue de l'excavation des tunnels grâce à l'analyse de plus de 200 cavernes souterraines (principalement des tunnels routiers et hydroélectriques).

2.1.5.2. Calcul de l'indice de qualité

La valeur de ce coefficient Q est déterminé par 6 paramètres de la façon suivante (Hoek et Brown, 1980; Baroudi, 1988; Bouvard et al, 1988) :

$$Q = \frac{RQD}{j_n} * \frac{j_r}{j_a} * \frac{j_w}{SFR}$$

Telles que :

RQD : Rock Quality Designation.

j_n : indice de familles principales de discontinuités

j_r : caractérise la rugosité des faces des joints.

j_a : définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).

j_w : spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.

SFR: (Stress Reduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif.

L'indice Q peut varier de 0,001 à 1000. Q est divisé en 9 grades, chaque grade correspond à une qualité de massif rocheux

2.1.5.3. Détermination de mode de soutènement

Pour pouvoir relier l'indice Q aux propositions de structures souterraines, Barton et al ont défini une quantité supplémentaire qui est la dimension équivalente D_e de l'excavation :

$$D_e(m) = \frac{B}{ESR}$$

D_e : La dimensionné équivalente de l'excavation

ESR : (Excavation Support Ratio) étant de facteur dépendant de la finalité de l'excavation, autrement dit, du degré de sécurité recherché pour la stabilité.

B : la largeur de tunnel

Tableau 5.6: le coefficient ESR pour divers ouvrages souterrains

Nature de l'ouvrage		ESR	N
A	Galerie temporaires de mines	Environ 3,5	2
B	Puits verticaux : - Section circulaire ; - Section rectangulaire/ carrée.	Environ 2,5	0
C	Galerie permanentes de mines, galerie hydrauliques d'aménagements hydro-électrique (à l'exclusion des galeries à forte charge), galeries pilotes, etc.	1,6	83
D	Salles de stockages, usines de traitement d'eau, tunnels secondaires routiers et ferroviaires, cheminées d'équilibre, galeries d'accès, etc.	1,3	25
E	Usines électriques, principaux tunnels routiers et ferroviaires, abris atomiques, entrées en galeries, etc.	1	79
F	Usines nucléaires, gares ferroviaires, aménagements sportifs ou publics, installations industrielles, etc.	Environ 0,8	2

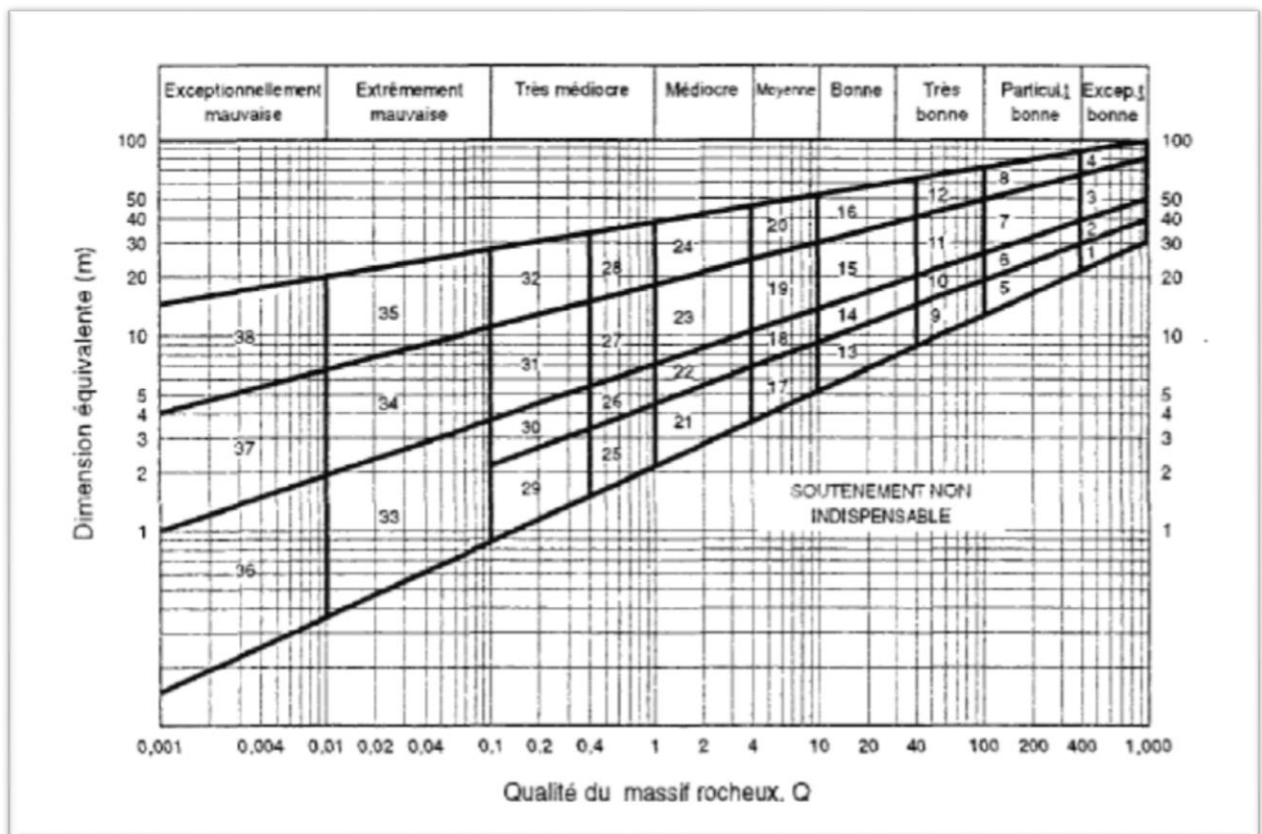


Figure 5.3 : classification de BARTON montre la relation entre Q et D_e et les types de soutènement

3. Evaluation des charges

3.1. L'évaluation des charges verticales

3.1.1. La méthode de TERZAGHI

- La géométrie de notre cas (la galerie souterraine)

Largeur tunnel(b) (m)	du	Hauteur tunnel(m) (m)	du	Rayon (m)	Couverture (m)
20,40		19,36		10	20

- Les paramètres géotechniques de notre terrain

Tableau 5.7: Les paramètres géotechniques des couches

Couche	Symbole	$\gamma(\text{KN}/\text{m}^3)$	C	φ°	L'épaisseur (m)
Remblai	R	20	5	20	5,5
Argiles limoneuses	Qa	20	25	21	4
Sable limoneux argileux	Qs	20	10	32	6
Argiles marneuses	Qm	21	35	22	17
Sable fin, moyen à grossier	Ts	21	10	34	30

➤ Evaluation des charges verticales appliquées sur la section globale

La largeur du prisme proposée par TERZAGHI est la largeur de la voûte de décharge B est calculée en fonction de la hauteur et de la largeur de l'excavation :

$$B=20,4+2*19,36*\tan\left(\frac{\pi}{4}-\frac{34}{2}\right)$$

$$\mathbf{B=41\ m}$$

- **Pour la 1^{ère} couche: Q= 33,3 KPa**

$$\sigma_v = \frac{20 \cdot 41 - 2 \cdot 5}{2 \cdot 1 \cdot \tan 20} \left(1 - e^{-\tan(20) \cdot \frac{2 \cdot 5,5}{41}} \right) + 33,3 \cdot \left(e^{-\frac{(\tan(20) \cdot 2 \cdot 5,5)}{41}} \right)$$

$$\sigma = 133,7 \text{ KPa}$$

- **Pour la 2^{ème} couche : Q= 112,64 KPa**

$$\sigma_v = \frac{20 \cdot 41 - 2 \cdot 25}{2 \cdot 1 \cdot \tan 21} \left(1 - e^{-\tan(21) \cdot \frac{2 \cdot 4}{41}} \right) + 133,7 \cdot \left(e^{-\frac{(\tan(21) \cdot 2 \cdot 4)}{41}} \right)$$

$$\sigma = 196,43 \text{ KPa}$$

Les valeurs des contraintes verticales sont indiquées dans le tableau suivant

Tableau 5.8 : les valeurs finales pour les charges verticales sur la section globale

Couche	Charge verticale (Kpa)
R	133,7
Qa	196,43
Qs	273
Qm	459,5
Ts	543,3

➤ **Evaluation des charges verticales appliquées sur la calotte**

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

$$B = 20,40 + 2 \cdot 10 \cdot \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{34}{2} \right)$$

$$\mathbf{B = 31m}$$

Calcul du coefficient K

$$\left. \begin{array}{l} K=1 \text{ pour } B < H < 2.5B \\ K=1 \text{ et } \sigma_v = \gamma B - 2C \text{ tg } \phi \text{ pour } H > 2.5B \\ 1 < K < 1.5 \end{array} \right\} \text{ pour } H > B$$

On a

$$H = 20 \text{ et } B = 31$$

Donc :

$$\mathbf{K=1}$$

➤ **Couche 1 : Remblais**

$$Q = 33,3 \text{ KPa}$$

$$\sigma_v = \frac{31 \cdot 20 - 2 \cdot 5}{2 \cdot \tan 20} \left(1 - e^{-\tan(20) \cdot \frac{2 \cdot 5,5}{31}} \right) + 33,3 \left(e^{-\tan(20) \cdot \frac{2 \cdot 5,5}{31}} \right)$$

$$\sigma_v = 53,05 \text{ KPa}$$

➤ **Couche 2 : Argiles limoneuses**

$$Q = 53,05 \text{ KPa}$$

$$\sigma_v = \frac{31 \cdot 20 - 2 \cdot 25}{2 \cdot \tan 21} \left(1 - e^{-\tan(21) \cdot \frac{2 \cdot 4}{31}} \right) + 53,05 \left(e^{-\tan(21) \cdot \frac{2 \cdot 4}{31}} \right)$$

$$\sigma_v = 118,07 \text{ KPa}$$

Tableau 5.9 : les charges verticales appliquées sur la calotte

Couche	Charge verticale (Kpa)
R	53,05
Qa	118,07
Qs	195,85
Qm	383,13
Ts	444,8

3.1.2. La méthode des poids des terres

La charge verticale appliquée sur la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage.

La pression verticale définie par l'expression suivante :

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

γ_i : Poids de la couche i.

h_i : Hauteur de la couche i.

Q : surcharge.

$$\sigma_v = (5,5 \cdot 20 + 4 \cdot 20 + 6 \cdot 20 + 17 \cdot 21 + 30 \cdot 21)$$

$$\sigma_v = 1297 \text{ KPa}$$

3.2. Evaluation des charges horizontales

3.2.1. Méthode de Terzaghi

D'après la théorie de TERZAGHI la poussée horizontale peut être calculée par les formules suivantes [36]

- $\sigma_h = 0.3 * \gamma (0.5m + h_p)$ pour le cas général
- $\sigma_h = \gamma * Ht * g^2 * (\pi / 4 - \varphi / 2)$ pour les terrains granuleux ou ébouillis
- $\sigma_v (v / (1 - v))$ pour les roches de bonne tenue
 - h_p : hauteur de noyau

$$h_p = \frac{b}{2 \sin(\varphi_{eq})}$$

$$h_p = \frac{20,40}{2 \sin 28,15} = 21,6 \text{ m}$$

➤ **Evaluation des charges horizontales appliquées sur la calotte**

$$\sigma_h = 0,3 * 20,73 (0,5 * 10 + 21,6)$$

$$\sigma_h = 165,42 \text{ KPa}$$

➤ **Evaluation des charges horizontales appliquées sur la section globale**

$$\sigma_h = 0,3 * 20,73 (0,5 * 19,36 + 21,6)$$

$$\sigma_h = 194,53 \text{ KPa}$$

3.2.2. Méthodes de poids des terres

- La contrainte horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$

$$K_0 = (\tan (\pi / 4 - \varphi / 2))^2$$

- Angle de frottement équivalent

$$\varphi_{eq} = \frac{\sum \tan \varphi_i \times H_i}{\sum H_i}$$

$$\varphi_{eq} = \frac{20 * 4 + 21 * 5 + 32 * 7 + 22 * 18 + 34 * 26}{4 + 5 + 7 + 18 + 26}$$

- $\varphi_{eq} = 28,15^\circ$

Ainsi, $K_0 = (\tan (\pi / 4 - 28,15 / 2))^2$

$$K_0 = 0,78$$

- **Evaluation des charges horizontales appliquées sur la calotte**

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v = 0,78 * 444,8$$
$$\sigma_h = 346,94 \text{ KPa}$$

- **Evaluation des charges horizontales appliquées sur la calotte**

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v = 0,78 * 543,3$$
$$\sigma_h = 423,77 \text{ KPa}$$

4. Interprétation des résultats

Dans ce chapitre traitant des méthodes empiriques telles que celles de Terzaghi, poids des terres et la recommandation d'AFTES, l'interprétation des résultats peut se concentrer sur l'application pratique de ces méthodes pour évaluer les propriétés géotechniques des sols.

1- Comparaison des valeurs trouvées : Les méthodes empiriques (Terzaghi, AFTES, poids des terres) sont basées sur des relations établies à partir de données et d'observation sur le terrain. Lors des calculs effectués, on a trouvé que la méthode de Terzaghi est plus performante car elle prend en considérations tous les paramètres de toutes les couches de notre terrain.

2- Validité des hypothèses : Les résultats obtenus avec les méthodes empiriques pour le calcul des contraintes horizontales et verticales supposent que les pressions interstitielles agissent de manière uniforme et n'affectant pas la résistance du sol. De plus, on a supposé que les cinq couches de sol sont homogènes et isotropes, ce qui signifie que ses propriétés ne varient pas spatialement. Enfin, l'hypothèse de saturation qui que le terrain est saturé, c'est-à-dire tous les vides entre les grains de sol sont remplis d'eau.

3- Sensibilités aux variations des paramètres : Les paramètres essentiels et sensibles dans la méthode de Terzaghi et des poids des terres sont l'angle de frottement interne, l'humidité et la cohésion qui affecte la résistance du sol, ainsi que les paramètres géométriques du tunnel (la hauteur, le rayon et la largeur).

4- Limitation des méthodes empiriques : L'application des méthodes empiriques est restreinte et a une précision limitée par rapport à des méthodes plus avancées telles que les méthodes analytiques ou numériques. Ces approches dépendent sur des données existantes (données historiques et des études antérieures) donc si ces données sont limitées ou peu fiable , cela peut affecter la précision des résultats obtenus.

Il est important de noter que les méthodes empiriques peuvent constituer une première étape utile dans l'analyse géotechnique, en fournissant une estimation approximative du poids des terres. Cependant, pour notre projet, il est recommandé d'utiliser des méthodes analytiques et numériques plus avancées pour obtenir des résultats plus précis et fiables. L'expertise de l'ingénieur est essentielle por le choix de la méthode la plus appropriée.

5. Conclusion

Les méthodes empiriques pour le soutènement de tunnel souterrain montrent l'importance de prendre en compte les différentes forces agissant sur les parois de tunnel. Les méthodes empiriques telles que la méthode de Terzaghi, l'AFTES, la méthode des poids des terres sont des outils précieux pour déterminer et choisir le type de soutènement approprié.

Ces méthodes ont fait leurs preuves dans l'industrie des tunnels et sont largement utilisées pour garantir la sécurité et la durabilité des tunnels souterrains.

CHAPITRE 6 : Méthode de confinement convergence

1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous explorerons la méthode de confinement convergence, une approche efficace utilisée dans la construction de tunnels souterrains. Cette méthode vise à renforcer progressivement le tunnel pendant sa construction afin de prévenir les déformations excessives et les risques d'effondrement.

L'approche de confinement convergence est couramment utilisée pour évaluer la stabilité d'une galerie souterraine. Elle consiste à mesurer la convergence de la galerie sous charge et à estimer la pression de confinement sur les parois de la galerie.

2. La méthode convergence confinement

La méthode convergence-confinement est une méthode analytique. La convergence est le rétrécissement diamétral d'une section de tunnel, elle est liée au déplacement. Le confinement est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation en présence d'un soutènement. Cette méthode est née suite au succès de la NATM dans les années 70. Sa conceptualisation complète remonte au tout début des années 80.

La méthode à convergence limitée peut réduire la déformation plane dans le plan perpendiculaire à l'axe du tunnel à un calcul bidimensionnel, en supposant que tout se passe comme si la convergence était due à la réduction de la pression de retenue virtuelle avec la distance du front de taille.

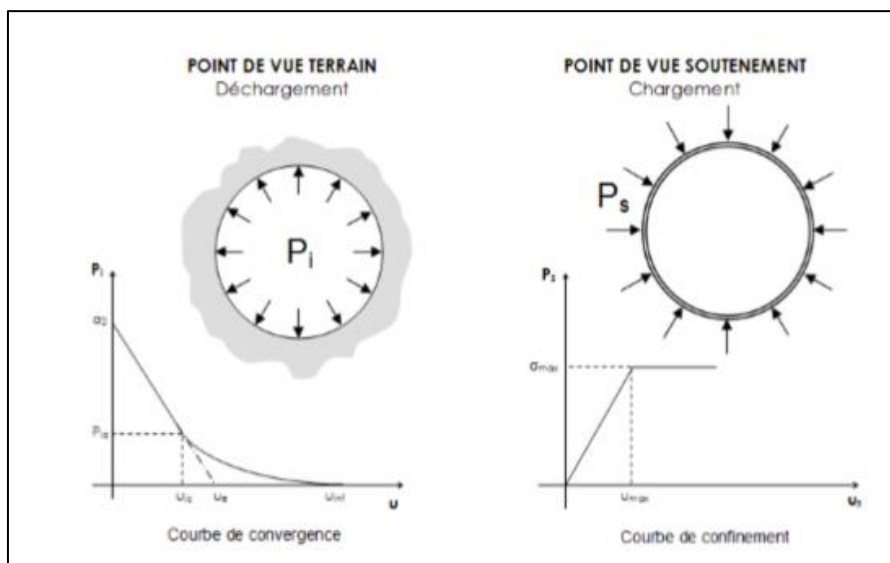


Figure 6.1 : la convergence-confinement [37]

2.1. L'hypothèse générale de la méthode [34]

L'hypothèse forte est la considération unidimensionnelle du problème :

- Hypothèse des déformations planes;
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ($K_0 = 1$) et d'isotropie du massif;
- La cavité étudiée a une forme cylindrique. L'état initial est défini par l'état de contrainte isotrope. H est la hauteur de couverture et γ le poids volumique des terrains sus-jacents. La contrainte initiale dans le massif est donc :

$$\delta_0 = \gamma * H$$

2.2. Le principe général de la méthode [34]

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

Afin de modéliser une galerie, il est supposé, que cette dernière est remplie d'un liquide à une pression P_i correspondant à l'état initial isotrope P .

2.2.1. Le comportement du massif

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain que se déconfiner progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane (que l'on rencontre traditionnellement dans une section éloignée du front), on introduit une pression fictive en paroi. Cette pression, uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front. P_i Varie ainsi de δ_0 à 0, de l'état de contrainte initial à l'état entièrement déconfiné. L'évolution de P_i est donc gouvernée par la distance x , qui permet de se situer par rapport au front de taille (où $x = 0$). On écrit :

$$P_i = (1 - \lambda(x)) \delta_0$$

$\lambda(x)$ est appelé taux de déconfinement car il caractérise l'état du massif à l'endroit x considéré. Il varie de 0 (état initial, en avant du front de taille) à 1 (état complètement déconfiné, loin en arrière du front).

Cette notion de pression fictive (illustrée sur la figure 5.4) permet de ne considérer qu'une tranche de terrain pour l'étude de l'effet de l'excavation, dans un état mécanique de quasi-déformations planes.

La théorie des milieux continus nous donne ensuite les champs de déplacement et de contrainte autour du tunnel. Là où réside encore une forte incertitude, c'est dans l'équation permettant de définir $\lambda(x)$.

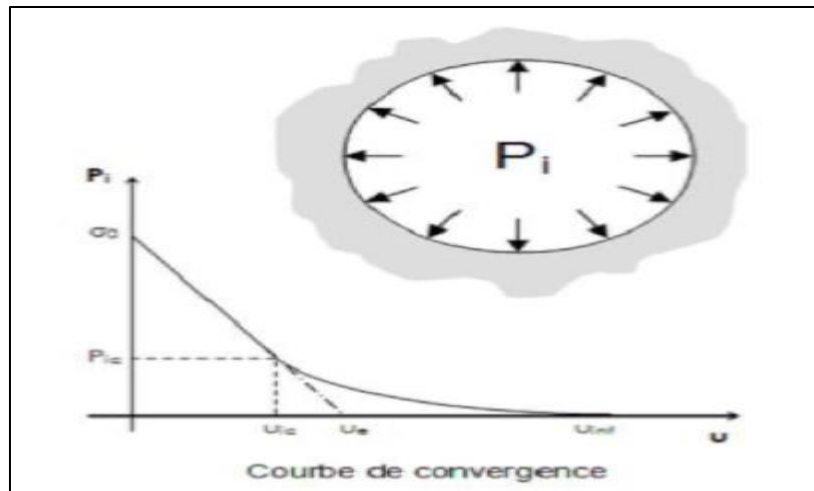


Figure 6.2 : courbe de convergence

2.2.2. Le comportement du soutènement :

Avec le même système d'axes, est aussi représenté le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite, si son comportement est supposé élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

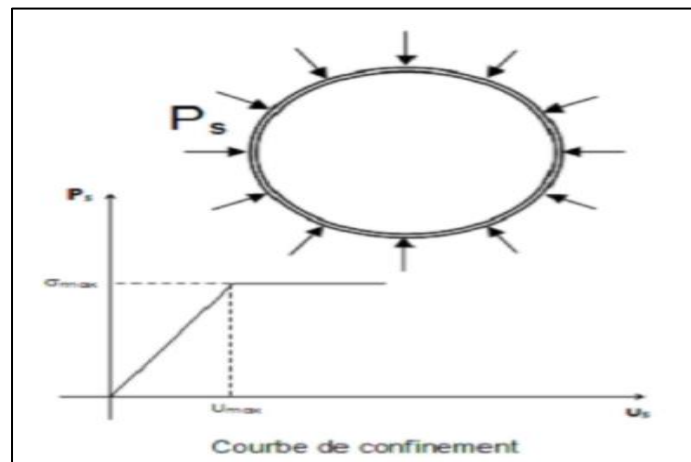


Figure 6.3 : la courbe de confinement

2.2.3. L'équilibre final

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

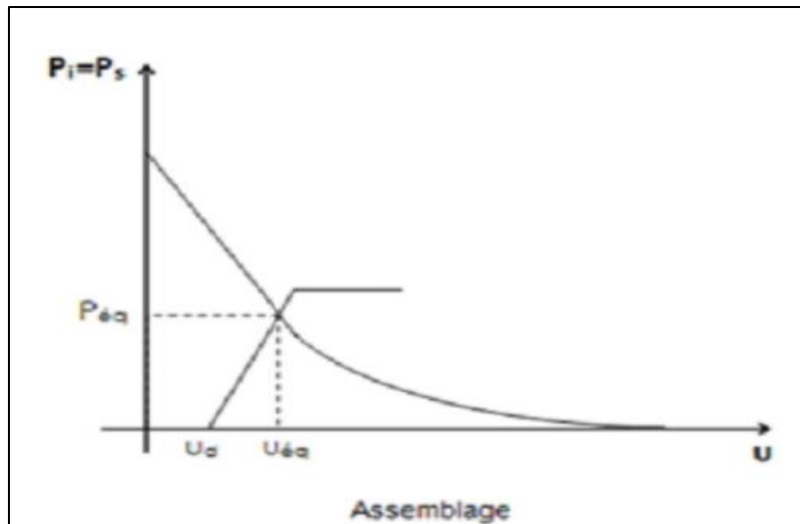


Figure 6.4 : la courbe d'équilibre confinement-convergence

2.3. La méthode de calcul

On a quatre étapes :

- 1^{ère} étape : tracer la courbe de convergence
- 2^{ème} étape : convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place de soutènement.
- 3^{ème} étape : courbe de confinement.
- 4^{ème} étape : équilibre finale.

2.3.1. La courbe de convergence

La contrainte initiale de la courbe calculé dans ce chapitre d'après la méthode de TERZAGHI :

$$\sigma_0 = 133,7 \text{ Kpa}$$

La résistance à la compression calculée d'après AFTES :

$$R_c = 37,61 \text{ Kpa}$$

La méthode de calcul :

- $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$: une fois l'état élastique est dépassé, il se développe autour de la cavité une zone en état limite de rupture, de rayon plastique R_p , caractérisé par la pression P_a , du taux de déconfinement λ_a et du déplacement de la paroi u_a correspondant

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin(\varphi)) - C \cos(\varphi) = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2}\right) \frac{2}{K_p + 1} = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2}\right)(1 - \sin(\varphi))$$

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \sin(\varphi) + \frac{C}{\sigma_0} \cos(\varphi) = \frac{K_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0}}{K_p + 1}$$

$$u_a = u_0 * \lambda_a$$

Pour tracer la courbe caractéristique du terrain ($P_\lambda = f(u_\lambda)$) on utilise les équations suivantes :

$$P(\lambda) = (1 - \lambda)\sigma_0$$

$$U(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{1 + \alpha} \left[2 \left(\frac{R_p(\lambda)}{R} \right)^{1 + \alpha} - 1 + \alpha \right] R$$

$$\frac{\alpha(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{K_p + 1} \times \frac{(K_p - 1)\sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda)(K_p - 1)\sigma_0 + R_c} \right)^{\frac{1}{K_p - 1}}$$

➤ α : le coefficient de dilatation.

- $\alpha = 1$ la déformation plastique
- $\alpha > 1$ il se produit par dilatance une augmentation de volume

$R_p =$ le rayon plastique

Tableau 6.1 : les caractéristiques du terrain

Caractéristique de terrain	symbole	Valeur
Coefficient de poisson	Y	0,45
Cohésion (Kpa)	C	10
Module de déformation (Mpa)	E	100
Angle de frottement (°)	Φ	34
Rayon de l'excavation (m)	R	20

- Le coefficient de butée :

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_p = 3,54$$

- La pression Pa :

$$P_a = 133,7 (1 - \sin(34)) - 10 \cos(34)$$

$$P_a = 50,65 \text{ KPa}$$

- Le taux de déconfinement : λ_a

$$\lambda_a = \frac{133,7 - 50,65}{133,7} = 0,62$$

- Le déplacement u_0 et u_a :

$$u_0 = \frac{(1 + \nu) * \sigma_0 * R}{E} = \frac{(1 + 0,45) * 133,7 * 10}{100}$$

$$u_0 = 0,02 \text{ m}$$

$$u_a = u_0 * \lambda_a$$

$$u_a = 0,02 * 0,62 = 0,013 \text{ m}$$

➤ $P(\lambda) = (1 - \lambda) * 133,7$

$$U(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{1 + \alpha} [2 \left(\frac{Rp(\lambda)}{R} \right)^{1 + \alpha} - 1 + \alpha] R$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{Kp + 1} * \frac{(Kp - 1)\sigma_0 + Rc}{(1 - \lambda)(Kp - 1)\sigma_0 + Rc} \right)^{\frac{1}{Kp - 1}}$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{3,54 + 1} * \frac{(3,54 - 1)133,7 + 37,61}{(1 - \lambda)(3,54 - 1)133,7 + 37,61} \right)^{\frac{1}{3,54 - 1}}$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{166,17}{339,6(1 - \lambda) + 37,61} \right)^{0,4}$$

Donc :

$$U(\lambda) = \frac{1 + 0,45}{100000} * 0,62 * 133,7 * \frac{1}{1 + 1} [2 \left(\left(\frac{166,17}{377,2(1 - \lambda)} \right)^{0,4} \right)^2 - 1 + 1] * 10$$

$$U(\lambda) = 0,012 * \left(\frac{166,17}{339,6(1 - \lambda) + 37,61} \right)^{0,8}$$

Après l'application numérique on obtient le tableau suivant :

Tableau 6.2 : les valeurs de déplacement et la pression du terrain

λ	P	U
0	133,7	0
0,62	50,806	0,01197188
0,65	46,795	0,01259153
0,7	40,11	0,01380349
0,75	33,425	0,01531391
0,8	26,74	0,0172553
0,85	20,055	0,01985512
0,9	13,37	0,02354174
0,95	6,685	0,029237
1	0	0,03938952

$p = (1 - \lambda) * 133,7$
 $u = 0,012 * \left[\left(\frac{166,17}{339,6(1 - \lambda) + 37,61} \right) \right]^{0,8}$

On trace la courbe de pression en fonction de déplacement :

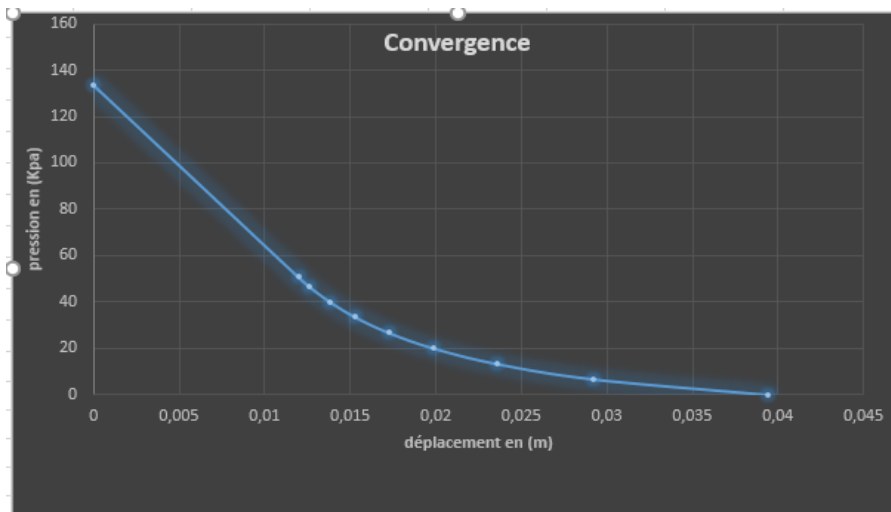


Figure 6.5: Courbe caractéristique du terrain.

2.3.2. Convergence à la paroi au moment de la mise en place du soutènement

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement :

- $U_{s0} > 0,265 U_0$
- $U_{s0} \approx 0,0053 \text{ m}$

2.3.3. La courbe de soutènement

Il faut déterminer la raideur du soutènement choisi et la pression maximale de soutènement (état limite admissible ou état limite de rupture) pour déterminer le déplacement.

Tableau 6.3: caractéristiques du soutènement

Le béton projeté	
f_{c28} :La résistance à la compression	25 Mpa
E_b :Module de young du béton	20 Gpa
e : Epaisseur	0,35 m
ν : Coefficient de poisson	0,2
Cintres HEB-200	
As : section	78,10cm ²
f_u :Module d'élasticité	275 Mpa
E_c : module d'élasticité des cintres	210 Gpa
a : espacement	1 m

- Dans le cas de béton projeté
- Raideur du béton

$$K_b = \frac{E_b * e}{(1 - \nu^2) R} \text{ d'où } K_b = 729,17 \text{ MPa}$$

- La pression maximale du béton projeté

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} * e}{R}$$

$$\sigma_b^{max} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$P_b^{max} = 495,95 \text{ Kpa}$$

- Le déplacement maximal :

$$U_b^{max} = \frac{P_b^{max} * R}{Kb}$$

$$U_b^{max} = 6,8 \text{ mm}$$

➤ Le cas des cintres métallique :

- La raideur du cintre :

$$K_c = \frac{E_c * A_s}{a * R}$$

$$K_c = 164 \text{ Mpa}$$

- La pression maximale :

$$P_b^{max} = \frac{f_u * A_s}{a * R}$$

$$P_b^{max} = 187,44 \text{ Kpa}$$

- Le déplacement maximal :

$$U_c^{max} = \frac{P_b^{max} * R}{Kc}$$

$$U_c^{max} = 11,4 \text{ mm}$$

➤ Le cas de combinaison (cintres+béton projeté)

- La pression maximale :

$$P_t^{max} = P_b^{max} + P_c^{max}$$

$$P_t^{max} = 683,39 \text{ Kpa}$$

- Le déplacement :

$$U_c^{max} = \frac{(P_b^{max} + P_c^{max}) * R}{Kc + Kb}$$

$$U_c^{max} = 7,65 \text{ mm}$$

La courbe de confinement est une droite définie par les 2 points suivants :

P (Kpa)	U (m)
0	0,0053
683,39	7,65

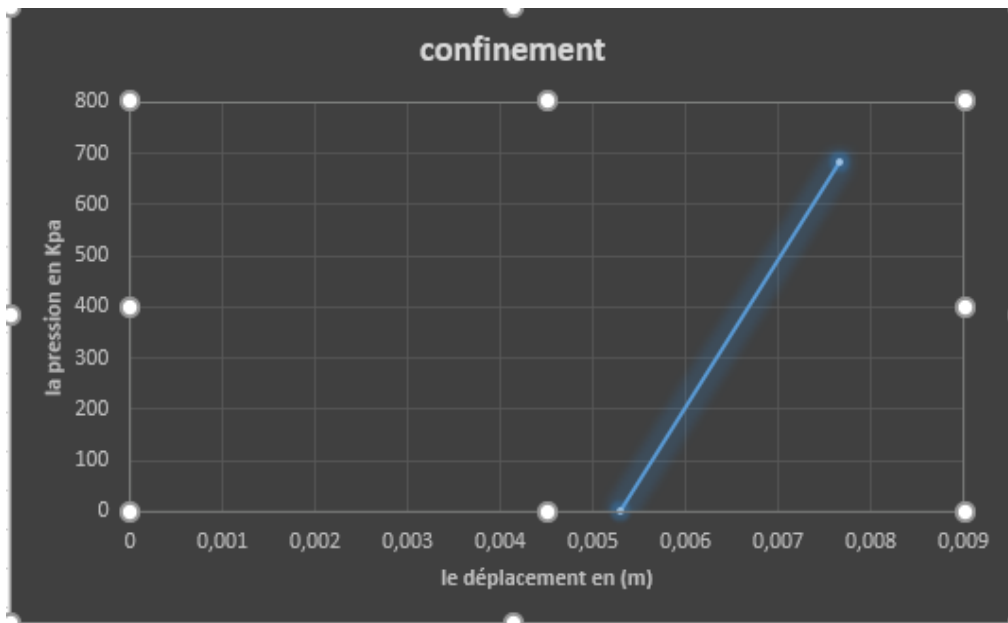


Figure 6.6 : la courbe de confinement

2.3.4. L'équilibre final :

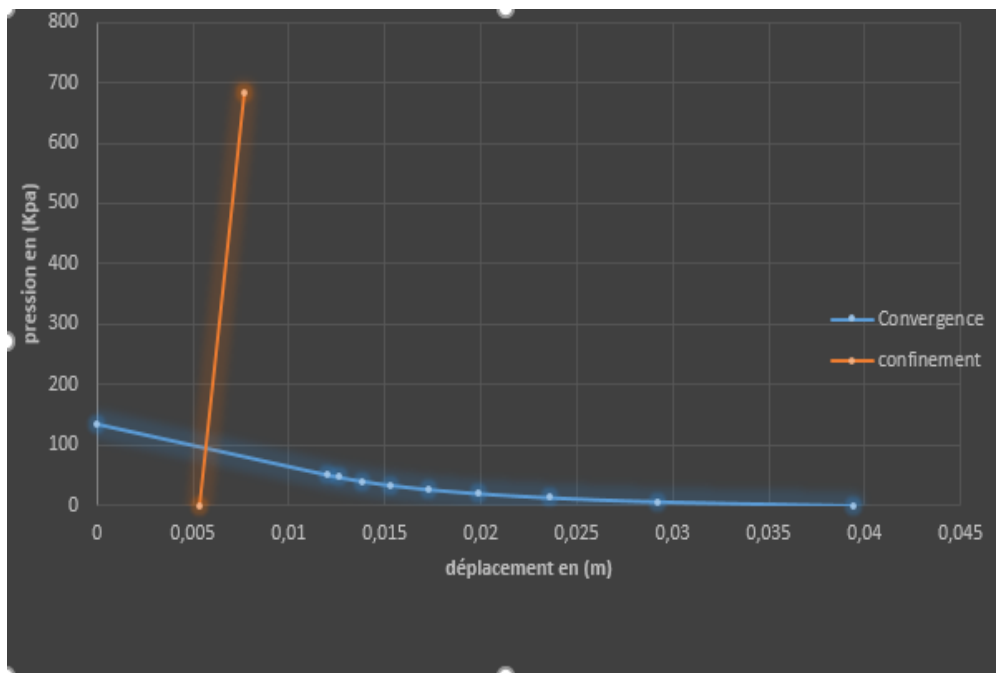


Figure 6.7 : l'intersection entre la courbe de confinement et convergence

Grace à l'étude graphique, on a déterminé le point d'intersection entre la courbe caractéristique de soutènement et la courbe caractéristique du terrain :

- $U_{\acute{e}q} = 0,0058 \text{ m}$
- $P_{\acute{e}q} = 96 \text{ Kpa}$

3. Interprétation

La méthode de confinement de convergence est utilisée lors de l'excavation de tunnels ou d'autres travaux pour contrôler les déformations et maintenir la stabilité des parois. L'objectif est d'éviter des déplacements excessifs et des effondrements potentiellement dangereux. Les résultats de cette approche impliquent généralement l'analyse de divers paramètres mesurés ou surveillés pendant le processus d'excavation.


- 1- Déplacement des parois : Ces déplacements sont mesurés à l'aide des capteurs spéciaux. Dans notre cas d'étude, on a trouvé que les déplacements observés sont de 7 mm et inférieure aux déplacements calculés qui égale à 5,8 mm, ce qui veut dire que l'ouvrage est stable.
- 2- Contraintes dans les parois: Les contraintes exercées sur les parois sont également importantes. Des mesures de contraintes peuvent être effectuées en utilisant des méthodes indirectes telles que la mesure des pressions de gaz ou de liquide dans les forages. Ces contraintes nous permettent de déterminer si les parois sont soumises à des charges excessives ou si elles sont suffisamment soutenues.
- 3- Etat de soutènement : Le soutènement utilisé dans notre ouvrage (béton projeté et cintres métalliques HEB 200) nous a permet de garantir la stabilité de l'ouvrage et fournir des informations sur son efficacité et sa capacité à maintenir la convergence souhaité.

4. Conclusion

La méthode de confinement convergence est une technique efficace pour renforcer les structures souterraines. Son utilisation stratégique de technique de soutènement, de précontrainte et de renforcement progressif permet de contrôler les déformations et d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Les cas d'étude examinés ont illustré l'efficacité de cette méthode pour prévenir les instabilités géologiques, réduire les risques d'effondrement et garantir la sécurité des travailleurs et des usagers.

Cependant, malgré ses avantages, la mise en œuvre de la méthode de confinement convergence nécessite une expertise approfondie, une planification minutieuse et une surveillance continue pour s'adapter aux conditions géologiques spécifiques.

Chapitre 7: Modélisation numérique par le logiciel Plaxis 2D

- 
- 1.** Introduction.
 - 2.** Bref aperçu sur la méthode des éléments finis
 - 3.** Introduction générale au logiciel PLAXIS 2D
 - 4.** Modélisation numérique
 - 5.** Vérification de soutènement provisoire
 - 6.** Vérification de la stabilité du front de taille
 - 7.** Conclusion.

CHAPITRE 07 : Modélisation numérique par logiciel Plaxis 2D

1. Introduction

Le choix d'un soutènement approprié pour une excavation souterraine est crucial pour assurer la sécurité des travailleurs et la stabilité du sol environnant. Pour ce faire les ingénieurs utilisent des outils de modélisation pour simuler le comportement du sol et déterminer les forces et les contraintes qui agissent sur la structure. L'une des méthodes les plus couramment utilisées pour cette tâche est la méthode des éléments finis, qui permet de modéliser les interactions complexes entre le sol et la structure de manière précise et détaillée.

Dans ce chapitre, nous explorerons en détail l'utilisation de la méthode des éléments finis en conjonction avec le logiciel de modélisation Plaxis pour choisir un soutènement optimal pour notre tunnel. Nous examinons les différentes étapes de la modélisation, y compris la collecte des données sur le terrain, la création d'un modèle numérique, la simulation des conditions de chargement et l'analyse des résultats

En utilisant des techniques, les ingénieurs peuvent prendre des décisions éclairées sur la conception et la mise en œuvre d'un soutènement efficace et sûr pour un tunnel.

2. Bref aperçu de la méthode des éléments finis

2.1. Définition [38]

La méthode des éléments finis (MEF) est une méthode de résolution numérique de problèmes qui permet de discrétiser un domaine en petits éléments, sur lesquels les équations gouvernant le comportement physique de la structure physique sont appliquées et résolues. Ensuite, les résultats obtenus pour chaque élément finis permettent de modéliser des structures complexes et de résoudre des problèmes de mécanique des solides, de mécanique des fluides, de transfert thermique, etc.

2.2. Principe de la méthode des éléments finis

Le principe de la méthode des éléments finis est d'exprimer les équations gouvernant le comportement physique d'un système sous forme d'un système algébrique linéaires en utilisant les fonctions de base élémentaires, puis de résoudre numériquement le système d'équations algébriques pour obtenir une approximation de la solution.

2.3. L'objectif de la méthode des éléments finis [39]

- Résoudre des problèmes complexes en les modélisant avec précision et efficacité.
- Simplifier la résolution de problèmes en découpant le domaine continu en éléments plus petits.
- Développer des modèles numériques pour simuler les phénomènes physiques avec précision.
- Analyser l'effet de plusieurs comportements du système modélisé.

2.4. Les étapes de la méthode des éléments finis

Parmi les points principaux de la méthode des éléments finis, on cite :

- Discrétiser un problème continu pour obtenir un système d'équations fini.
- Transformer les équations continues en équations discrètes en utilisant des fonctions d'interpolation.
- Etablir un ensemble d'équations algébriques pour résoudre le problème.
- Déterminer les solutions approchées pour chaque élément et les assembler pour obtenir la solution globale.

2.5. La discrétisation du domaine physique des éléments finis (le maillage) [40]

Selon Hughes, la discrétisation du domaine physique ou appelé également (le maillage) est la première étape clé de la méthode des éléments finis. Elle consiste à diviser le domaine physique continu en un certain nombre d'éléments finis, chacun étant une forme géométrique simple telle qu'un triangle, un rectangle ou un tétraèdre en 3D. Les éléments finis sont ensuite assemblés pour former un maillage qui représente le domaine physique.

2.6. Les conditions aux limites de la méthode des éléments finis

Les conditions aux limites ont des informations sur le comportement de la solution à la frontière du domaine physique.

- Les conditions de Dirichlet : Elles imposent une valeur fixe de la solution à la frontière.
- Les conditions de Neumann : Elles imposent une valeur de la dérivée de la solution normale à la frontière.
- Les conditions mixtes : Ces conditions combinent les deux types de conditions aux limites.

Pour discrétiser les conditions aux limites, des fonctions test sont utilisées sur les éléments de la frontière pour obtenir les équations correspondantes.

2.7. Les avantages de la méthode des éléments finis [41]

La méthode des éléments finis représente plusieurs avantages notamment :

- Elle permet de résoudre des problèmes complexes pour lesquels il n'existe pas de solution analytique.
- Elle peut être utilisée pour modéliser une grande variété de phénomènes physiques, tels que la mécanique des structures, la thermique, l'électromagnétisme, la mécanique des fluides, etc.
- Elle permet de diviser le domaine d'étude en plusieurs éléments pour faciliter la résolution numérique, ce qui permet de réduire considérablement le temps de calcul par rapport aux méthodes analytiques.

- Elle peut prendre en compte des conditions aux limites et des propriétés matérielles complexes, ce qui la rend versatile.
- Elle permet de réaliser des simulations numériques et des tests virtuels avant de passer à la réalisation physique, ce qui permet de réduire les coûts développement et de prototypage.

3. Introduction générale au logiciel PLAXIS 2D

3.1. Définition

Plaxis 2D est un logiciel de modélisation géotechnique basé sur la méthode des éléments finis. Il est utilisé pour la modélisation numérique de problèmes géotechniques en 2 dimensions, tels que les excavations souterraines, les fondations, les remblais, les murs de soutènement, etc. Plaxis 2D permet de modéliser le comportement des sols et des structures en prenant en compte les interactions sol-structure et les conditions aux limites spécifiques à chaque problème. Il est largement utilisé dans l'industrie de la construction pour la conception et l'analyse de projets géotechniques.

L'interface d'utilisation de Plaxis se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

3.2. Les sous-programmes de Plaxis 2D [42]

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) :

- Plaxis-Input : le sous-programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient tous les outils nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

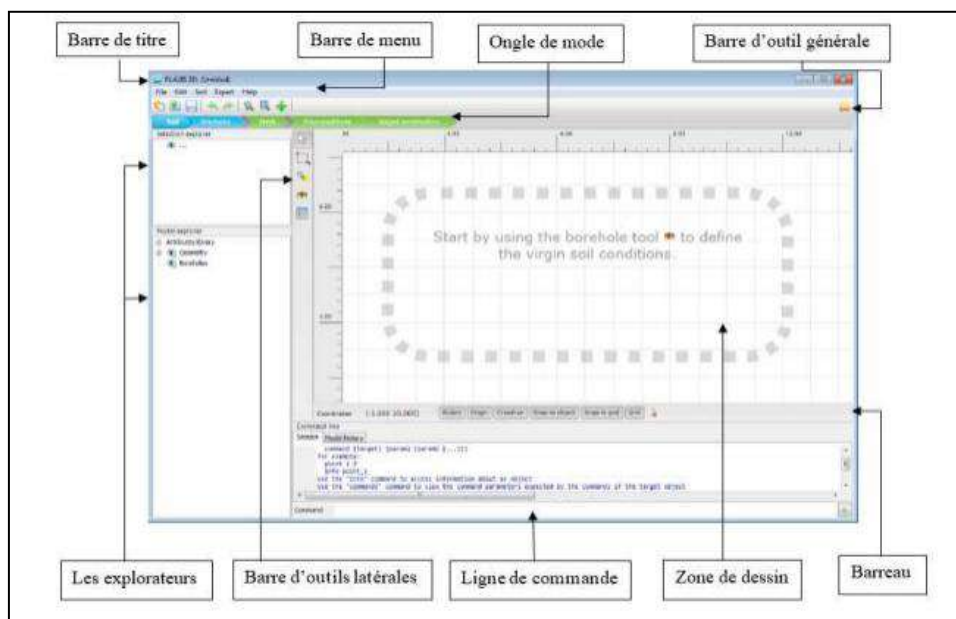


Figure 7.1 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données

- Plaxis-Calculations: le processing programme ou le sous-programme de calculs contient les outils nécessaires à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul par éléments finis.
- Plaxis-Output: ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats des différentes phases de calcul comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes et les forces dans les éléments structuraux.
- PLAXIS-Curves : le sous-programme curve sert à la construction des courbes de chargement –déplacement, des chemins de contraintes, plus de divers autres programmes.

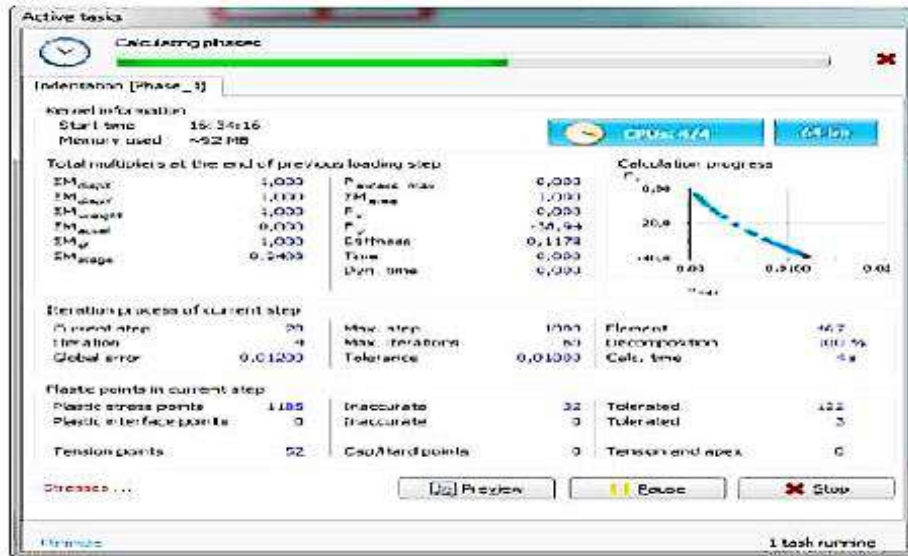


Figure 7.2: Fenêtre de calcul

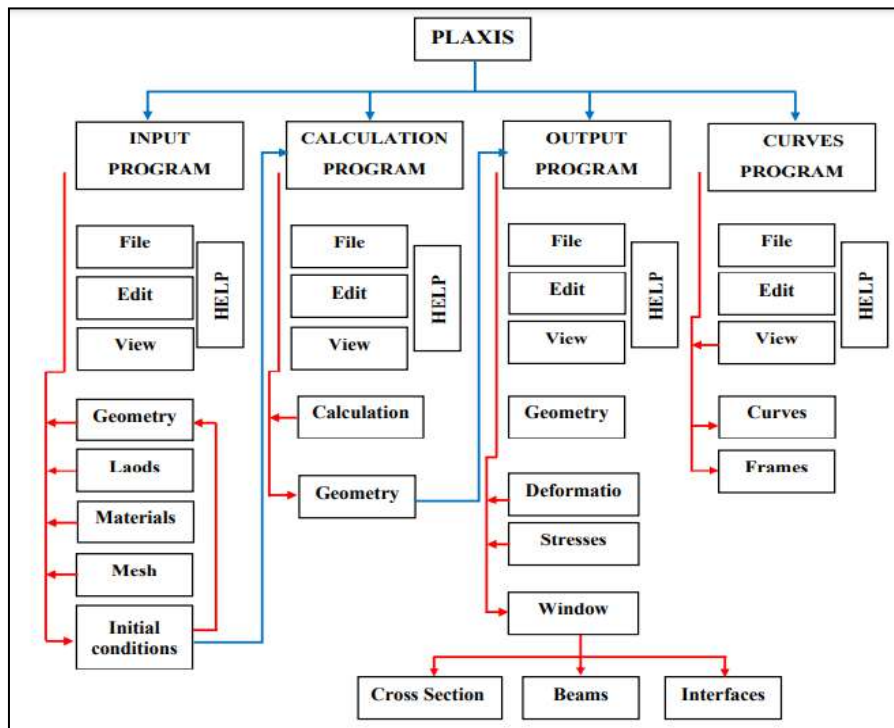


Figure 7.3 : Organigramme des sous-programmes de code Plaxis 2d.

3.3. Les fonctionnalités de Plaxis [43]

Plaxis 2D est un logiciel de modélisation numérique en géotechnique qui permet d'analyser et de simuler des problèmes de stabilité des sols et des structures géotechniques en 2D. Les fonctionnalités de Plaxis 2D sont :

- La modélisation géométrique: Création de la géométrie de la structure géotechnique, y compris les couches de sol, les éléments structurels et les conditions aux limites.
- La modélisation matérielle: Le choix des modèles de comportement des sols et des matériaux de construction, tels que le modèle de Mohr-Coulomb, le modèle Hardening Soil, le modèle Soft Soil Creep, etc.
- Le maillage: Création du maillage de la structure géotechnique, qui détermine la précision de la solution numérique.
- Les chargements: Définition de types de chargements qui seront appliqués sur la structure géotechnique, tels que les charges statiques, les charges dynamiques, les variations de température, etc.
- L'analyse numérique: Résolution des équations de la mécanique des sols par la méthode des éléments finis.
- Post-traitement: Visualisation des résultats de l'analyse numérique, tels que les déformations, les contraintes, les courbes de convergences, les contours de pression, les courbes de tassement, etc.
- Optimisation: Ajustement des paramètres de la modélisation pour obtenir une meilleure correspondance entre les résultats numériques et les observations sur le terrain.

L'organigramme de la figure ci-dessous représente le cheminement et les principales étapes d'un calcul sous PLAXIS.

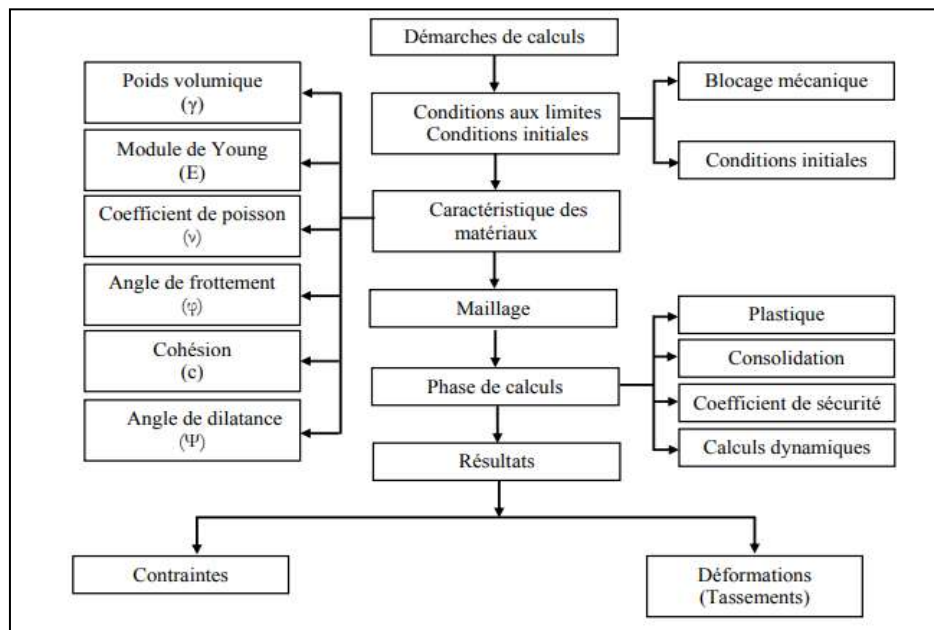


Figure 7.4 Organigramme de modélisation avec PLAXIS

3.4. Les types de calculs [44]

Le code de calcul PLAXIS 2D utilise quatre types de calcul :

- Calcul plastique
- Calcul de consolidation
- Calcul phi/C réduction (coefficient de sécurité)
- Calcul dynamique

Mais pour notre cas, on va seulement utiliser le calcul plastique et le calcul phi/C réduction.

3.4.1. Calcul plastique

Il doit être sélectionné pour réaliser une analyse en déformations élasto-plastiques pour laquelle il n'est pas nécessaire de prendre en compte la dissipation des surpressions interstitielles avec le temps.

3.4.2. Calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction)

Ce calcul peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol. Ce processus constitue un type de calcul à part entière. Ce calcul doit être sélectionné lorsque l'utilisateur souhaite calculer un coefficient de sécurité global pour une situation donnée.

3.5. Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis 2D [44] [45]

Les propriétés d'un massif rocheux dépendent des propriétés de la roche Constitutive (matrice), des propriétés des discontinuités (joints de stratification, diaclases et failles) et enfin de l'orientation et de la fréquence de ces discontinuités (Brinkgereve et Vermeer, 2003).

3.5.1. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infinie (correspondant à $\nu = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation : $E = 2G(1 + \nu)$.

3.5.2. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont c ; Φ et Ψ respectivement, la cohésion ; l'angle de frottement et l'angle de dilatance. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Dans le plan de Mohr–Coulomb, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c$$

- σ_n et τ : Sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement;
- c et ϕ : Sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

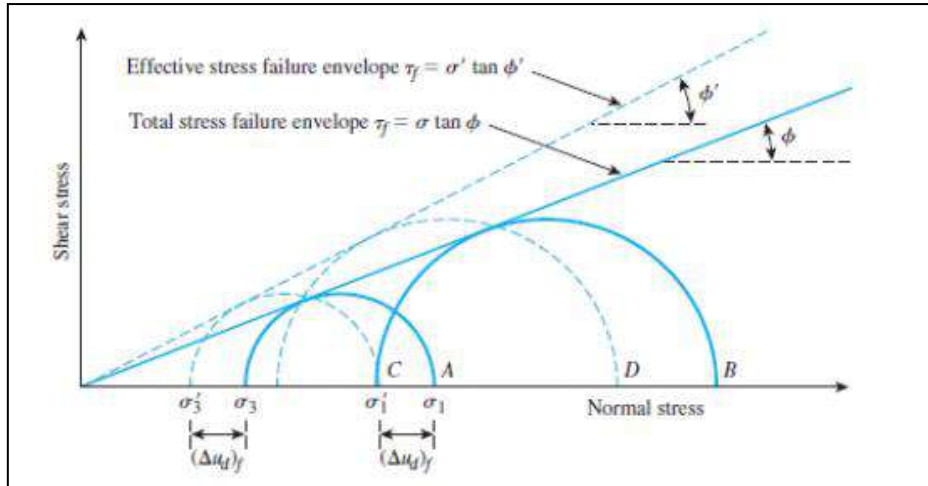


Figure 7.5 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

4. Modélisation numérique

➤ Le soutènement proposé

D'après le chapitre 5, on a trouvé que :

- $R_c < 0,5$ MPa donc d'après la classification d'AFTES faite dans le chapitre précédent la roche est de très faible résistance et sols cohérents consolidés.

Ainsi, le soutènement recommandé est : est le béton projeté plus cintres métalliques.

- Caractéristiques des cintres HEB200

Résistance de l'acier : 340 MPa

- ✓ Section de cintre HEB 200 : 78,10 cm²
- ✓ Module d'élasticité de l'acier : 210 GPa
- ✓ Limite d'élasticité : 275 MPa
- ✓ Espacement des cintres : 1m

- Caractéristiques du béton projeté (Classe C25/30 XC2)

Résistance à la compression : 25GPa

- ✓ Module de Young : 30 GPa
- ✓ Coefficient de poisson : 0,2
- ✓ Epaisseur de béton : 0,38m
- ✓ Couche : 0,3 m

➤ Les hypothèses lors de la modélisation numérique avec PLAXIS 2D

Tableau7.1 : les données géotechniques du terrain

La géométrie				La surcharge	Le niveau de la nappe
Longueur	Hauteur	largeur	Couverture	33,3 KPa	6,5 m
54 m	19,4 m	20,4 m	20 m		

➤ Les données géotechniques du terrain

Tableau7.2 : les données géotechniques du terrain

Les couches	γ_{sat} (KN/m ³)	γ_{insat} (KN/m ³)	E' (MPa)	C (KPa)	φ_0	La profondeur (m)
Remblais (R)	20	17	10	5	20	5,5
Argiles limoneuse (Q_a)	20	17	32	25	21	4
Sables limoneux argileux parfois mêlés de cailloux (Q_s)	20	17	35	10	32	6
Argiles marneuses (Q_M)	21	17,5	90	35	22	17
Sables fins, moyennes à grossiers, jaunâtres avec présence de grès sous forme de fragments (T_s)	21	18	100	10	34	30

4.1. La partie I : construction du modèle

- Etape 1 :

Introduction des différentes profondeurs de sols.

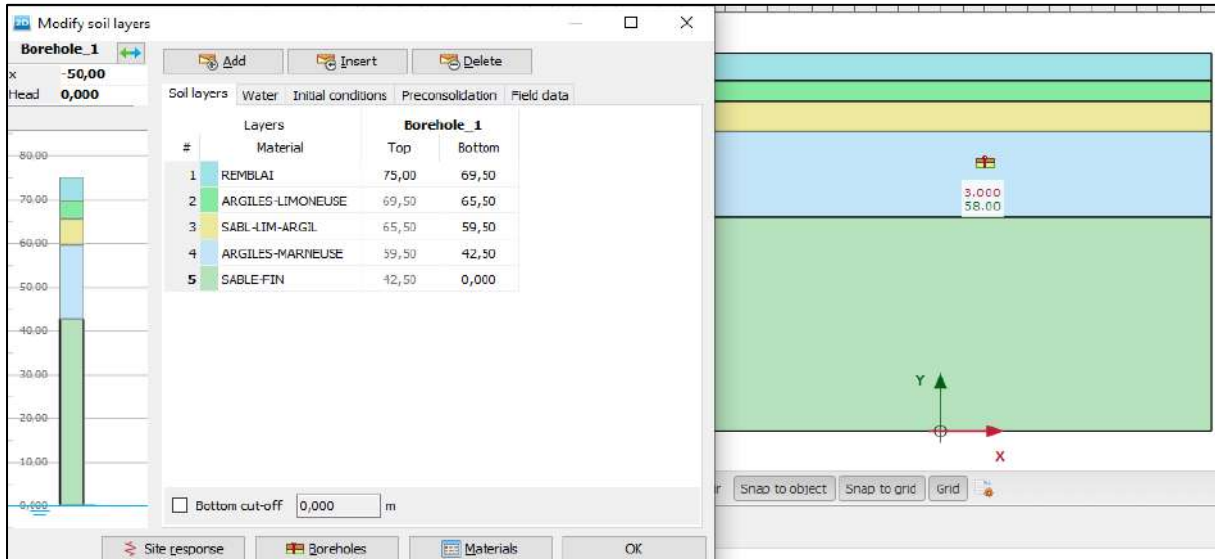


Figure 7.6 : Introduction des profondeurs des couches de sol

Le tunnel est creusé à une profondeur de 19,95m de profondeur par rapport au terrain naturel.

- Etape 2 : Les éléments structuraux utilisés

Un élément structural présent dans PLAXIS est utilisé pour simuler des appuis placés lors du creusement d'un tunnel. Les dalles (plans ; éléments structuraux) permettent de simuler des ouvrages posés au sol (suspentes, béton projeté) et possèdent des propriétés mécaniques.

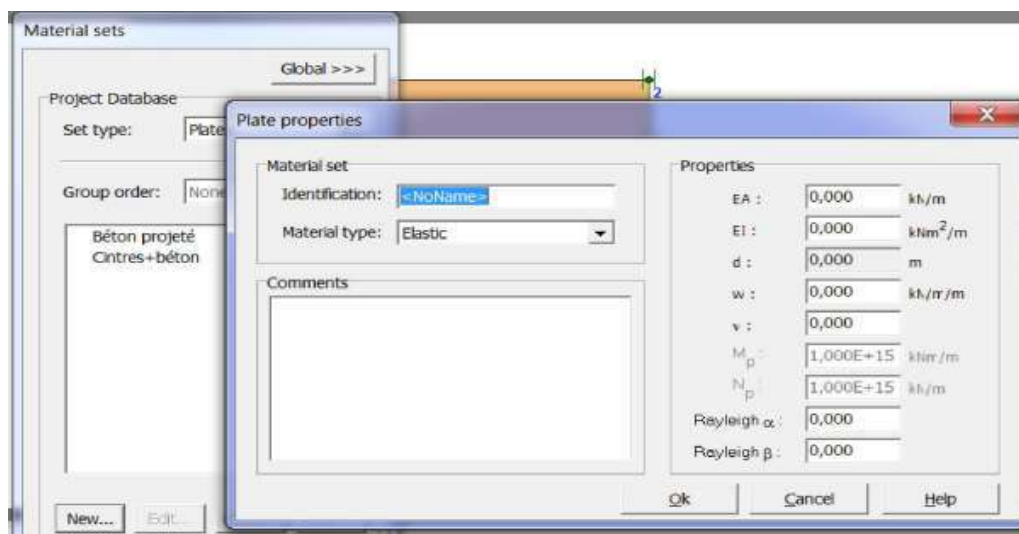


Figure 7.7:insertion des propriétés mécaniques de soutènement

Les caractéristiques mécaniques de la calotte :

✚ Cas du béton :

- La rigidité à la compression :

$$E_A = E(\text{béton}) * A(\text{béton})$$

Tels que :

- E_b : Module de Young du béton (MPa)
- A : La section transversale de l'élément en béton (en mm²)
- $E = 20$ GPa

$$A_{\text{béton}} = 0,35 \text{ m}^2$$

$$E_A = 7,0 * 10^6 \text{ KN/m}$$

- La rigidité à la flexion E_I du béton projeté

$$EI = E_{\text{béton}} * I_{\text{béton}}$$

Moment d'inertie :

$$\frac{l * e^3}{12} = 357291,67 \text{ cm}^4$$

$$E_I = 71458,33 \text{ KN.m}^2/\text{m}$$

✚ Cas de cintre HEB 200

- La rigidité à la compression

$$E_A = E_{\text{cintre}} * A_{\text{cintre}}$$

$$E_{\text{cintre}} = 210 \text{ GPa}$$

$$A_{\text{cintre}} = 0,00781 \text{ m}^2$$

$$E_A = 1640,1 * 10^3 \text{ KN/m}$$

- La rigidité à la flexion

$$E_I = E_{\text{cintre}} * I_{\text{cintre}}$$

Le moment d'inertie

$$I_{\text{cintre}} = 5700 * 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$E_I = 11970 \text{ KN.m}^2/\text{m}$$

Les caractéristiques mécaniques du radier :

- La rigidité à la compression :

$$EA = E_{\text{béton}} * A_{\text{béton}}$$

$$EA = 7 * 10^6 \text{ KN/m}$$

- La rigidité à la flexion :

$$EI = E_{\text{béton}} * I_{\text{béton}}$$

$$EI = 7,146 * 10^4 \text{ KN.m}^2/\text{m}$$

Les treillis soudés ont été négligées dans l'homogénéisation car leur rigidité est très petite par rapport à la rigidité du béton.

Le poids de soutènement dans la calotte :

$$w1 = \text{poidsducintreHEB200} + \text{poiddubétonprojeté}$$

$$w1 = 846,34 \text{KN/m/m}$$

Le poids de soutènement dans le radier :

$$w2 = \text{poiddubétonprojeté (poiddansleradier)}$$

$$w2 = 245,807 \text{KN/m/m.}$$

Tableau 7.3 : les caractéristiques mécaniques du soutènement

		E_A KN.m ² /m	E_I KN.m ² /m	$E_A e_q$ KN.m ² /m	$E_I e_q$ KN.m ² /m	e (m)	Poids (KN)	Y
Calotte	Cintres	$1,6 * 10^6$	11970	$8,6 * 10^6$	83428,33	0,35	846,34	0,2
	béton	$7,0 * 10^6$	71458,33					
Radier	béton	$7 * 10^6$	$7,146 * 10^4$	$7 * 10^6$	$7,146 * 10^4$		245,807	

- Etape 3 : la géométrie

D'après cette étape, on introduit les paramètres géométriques de la galerie et le type de tunnel et on choisit « NATM »

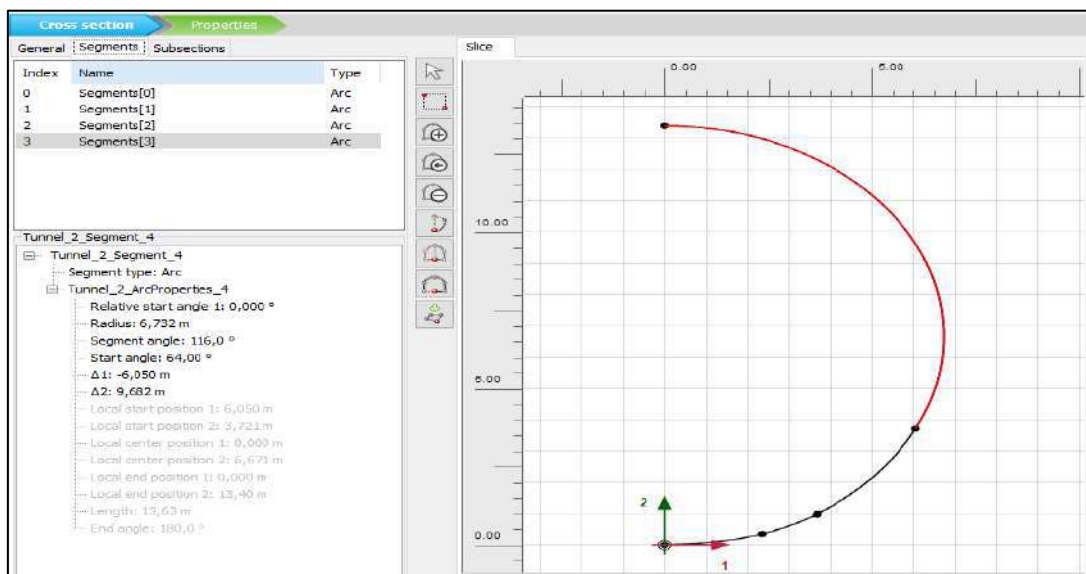


Figure 7.8 : introduction des paramètres géométriques du tunnel

Après on fait la symétrie

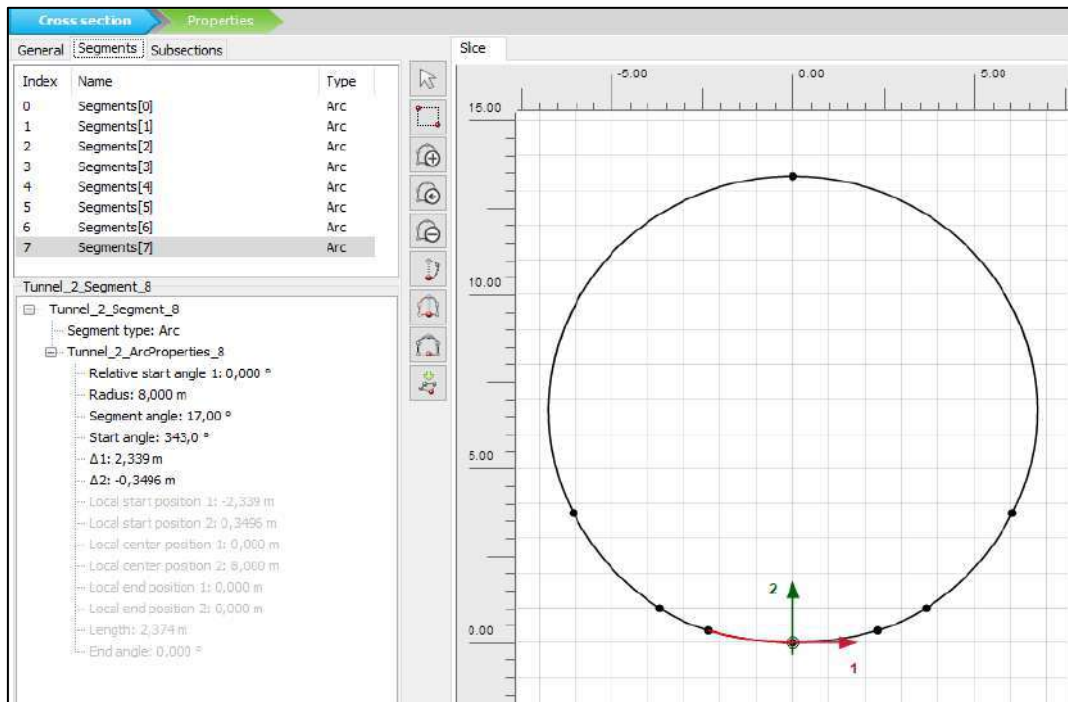


Figure 7.9 : la géométrie finale du tunnel

- **Etape 4: Génération de la maille**

Il est préférable d'augmenter la densité du maillage autour de la section du tunnel pour des résultats plus fiables et plus précis.

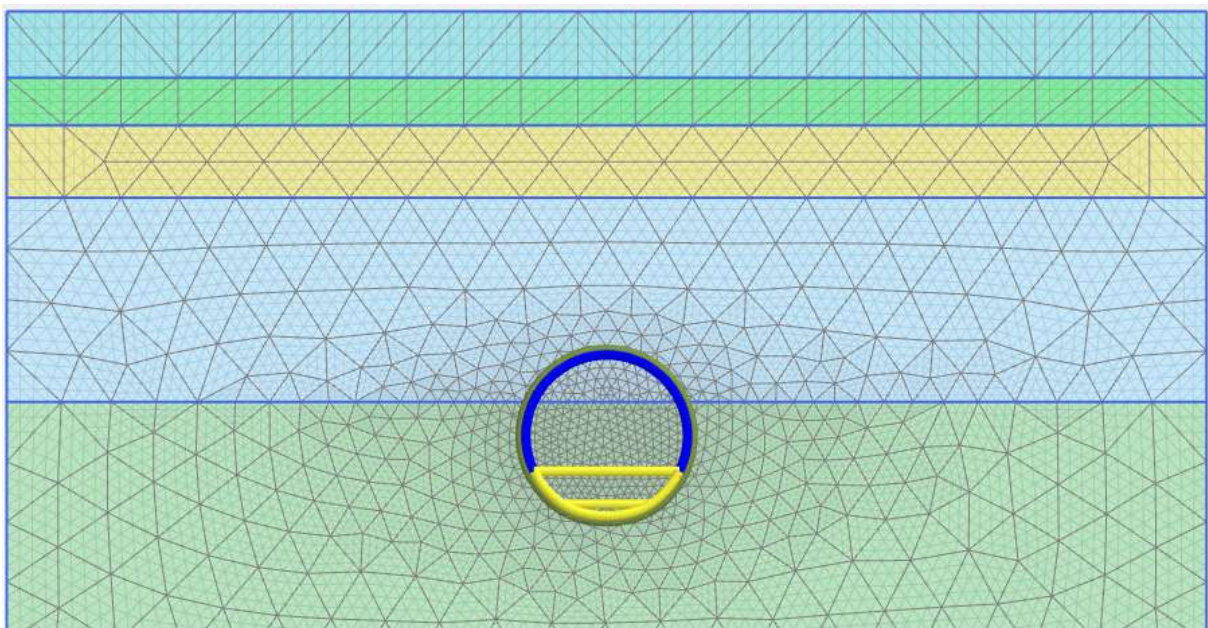


Figure 7.10 : la génération de la maille (maille fine)

• **Etape 5 : Introduction des conditions initiales**

Comme mentionné précédemment dans l'étude géotechnique, des tests piézométriques ont confirmé l'existence d'une nappe phréatique à une profondeur de 6,5 mètres, pour laquelle nous avons dû définir cette nappe phréatique dans notre modèle.

4.2. Partie II : modélisation de l'excavation du tunnel :

La modélisation se fera en phases :

- **Phase 0** : phase initiale.
- **Phase 1** : le creusement de la calotte.
- **Phase 2** : activation de soutènement.
- **Phase 3** : le creusement de stross supérieur.
- **Phase 4** : activation de soutènement provisoire.
- **Phase 5** : le creusement de stross inférieur.
- **Phase 6** : l'activation du soutènement final.

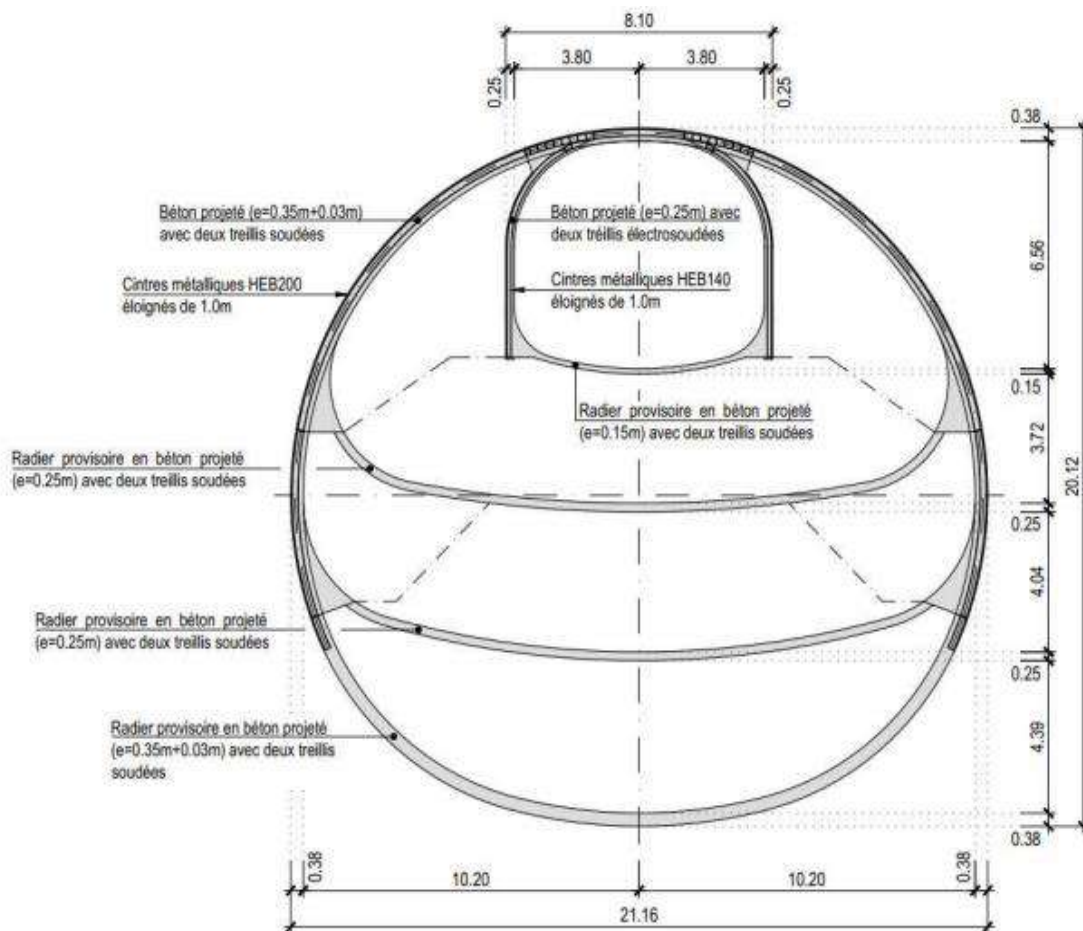


Figure 7.11 : les différentes hases d'excavation et de soutènement

4.3. Partie III : Résultats Plaxis 2D (Voir l'annexe A-A)

Dans cette partie on va présenter les résultats obtenus:

4.3.1. Calcul des déformations des terrains (déplacements) dus au creusement du tunnel :

Le tableau suivant résume les valeurs des déplacements horizontaux, verticaux ainsi que les valeurs des contraintes avant excavation et après (les phases 1,3 et 5)

Figure 7.3 : Les de terrain après chaque phase d'excavation

	Unité	Phase 1	Phase 3	Phase 5
Déplacements horizontaux	(m)	0,01327	0,02393	0,04957
Déplacements verticaux	(m)	0,04152	0,04473	0,04733

4.3.1.1. Les déformations dus au creusement selon l'axe x :

a) Les déformations de la phase 1 : $U_x = 0,01327$ m

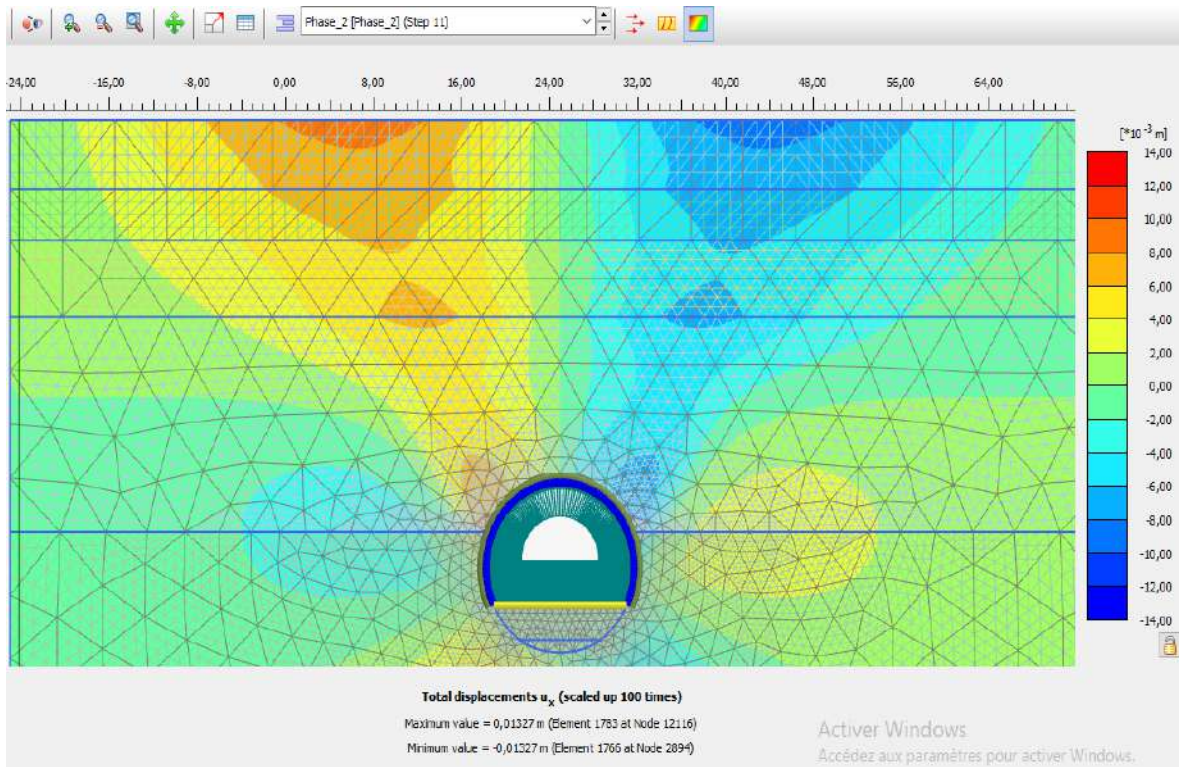


Figure 7.12 : les déplacements selon x de la phase 1

b) Les déformations de la phase 3 : $U_x = 0,02393 \text{ m}$

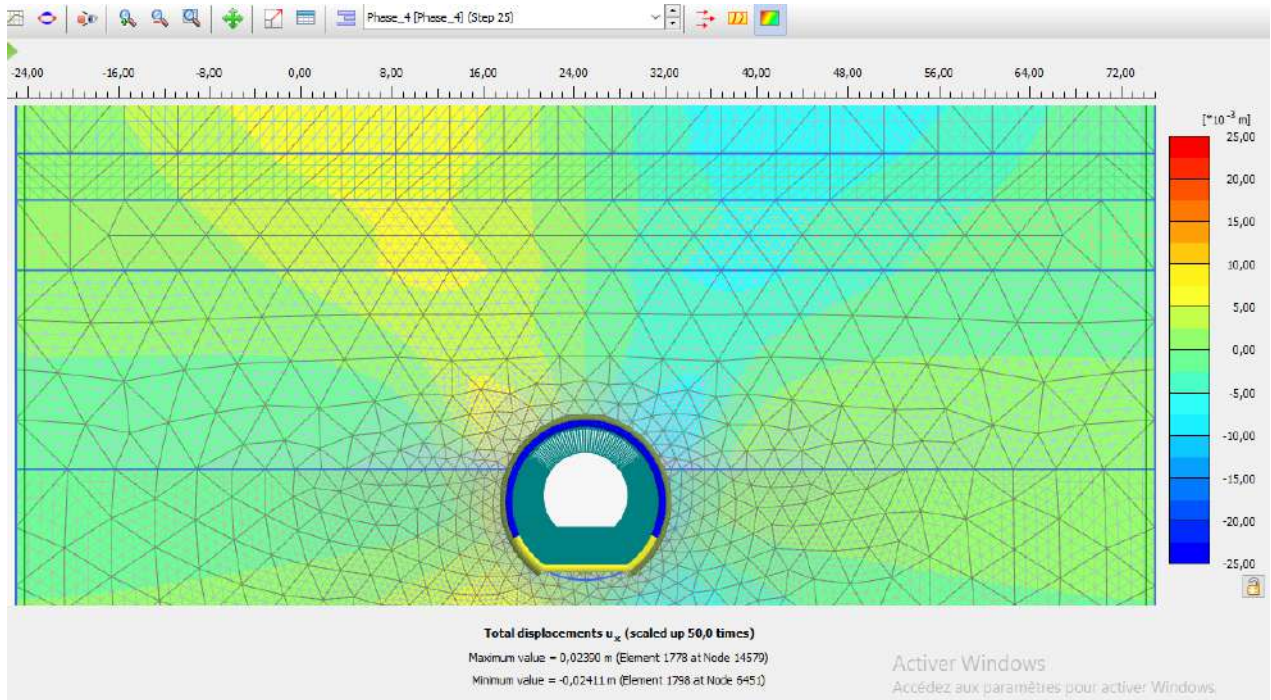


Figure 7.13 : les déplacements de la phase 3 selon l'axe x

c) Les déformations de la phase 5 : $U_x = 0,04957 \text{ m}$

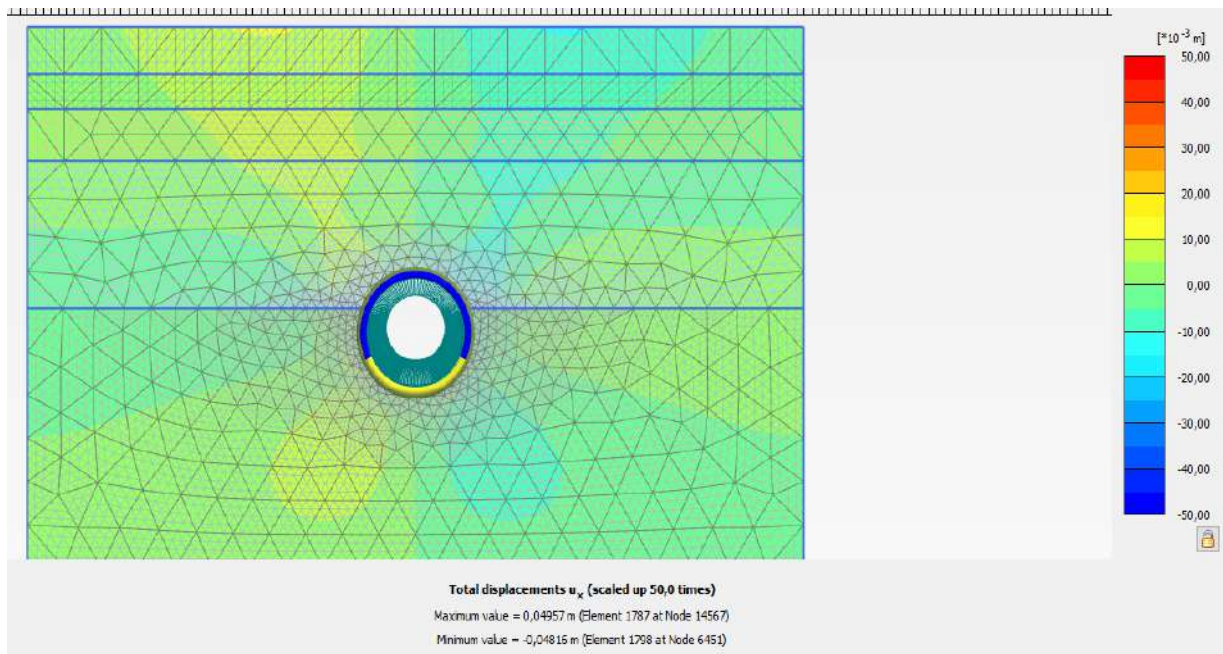


Figure 7.14 : les déplacements de la phase finale selon l'axe x

On remarque, que les déplacements horizontaux augmentent au fur et à mesure qu'on avance dans les phases. Ces derniers sont concentrés au voisinage du tunnel.

4.3.1.2. Les déformations dus au creusement selon l'axe y

a) Les déformations de la phase 1 : $U_y = 0,04152 \text{ m}$

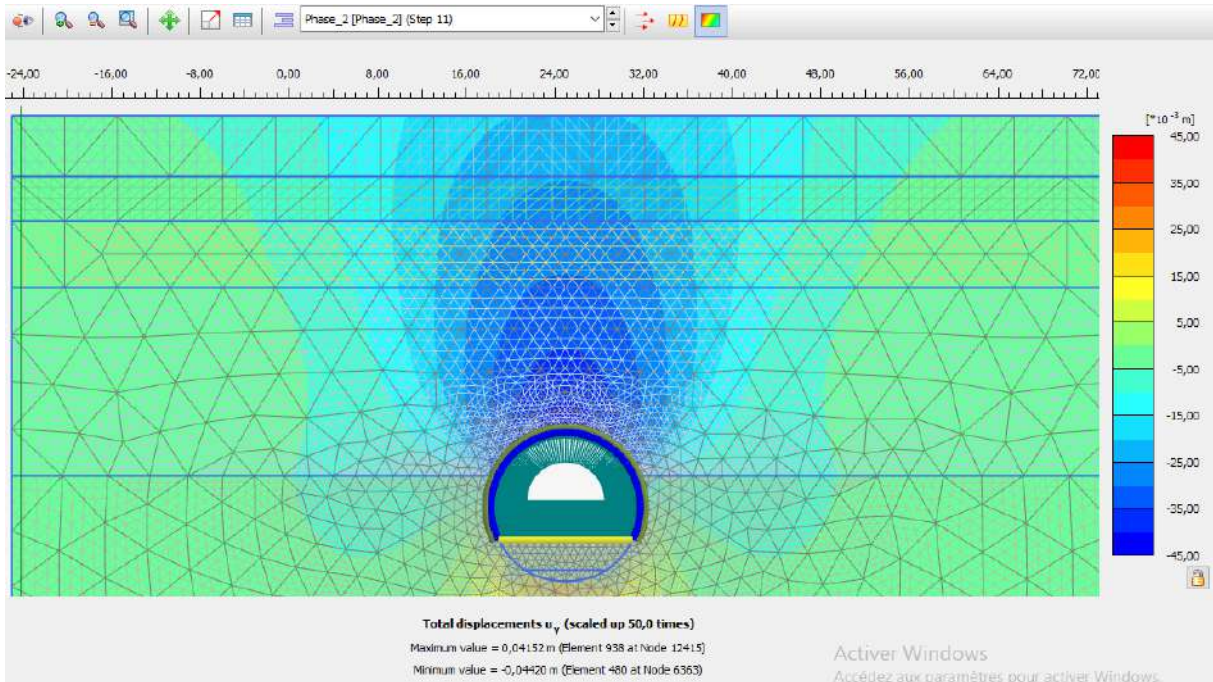


Figure 7.15 : les déplacements de la phase 1 selon l'axe y

b) Les déformations de la phase 3 : $U_y = 0,04473 \text{ m}$

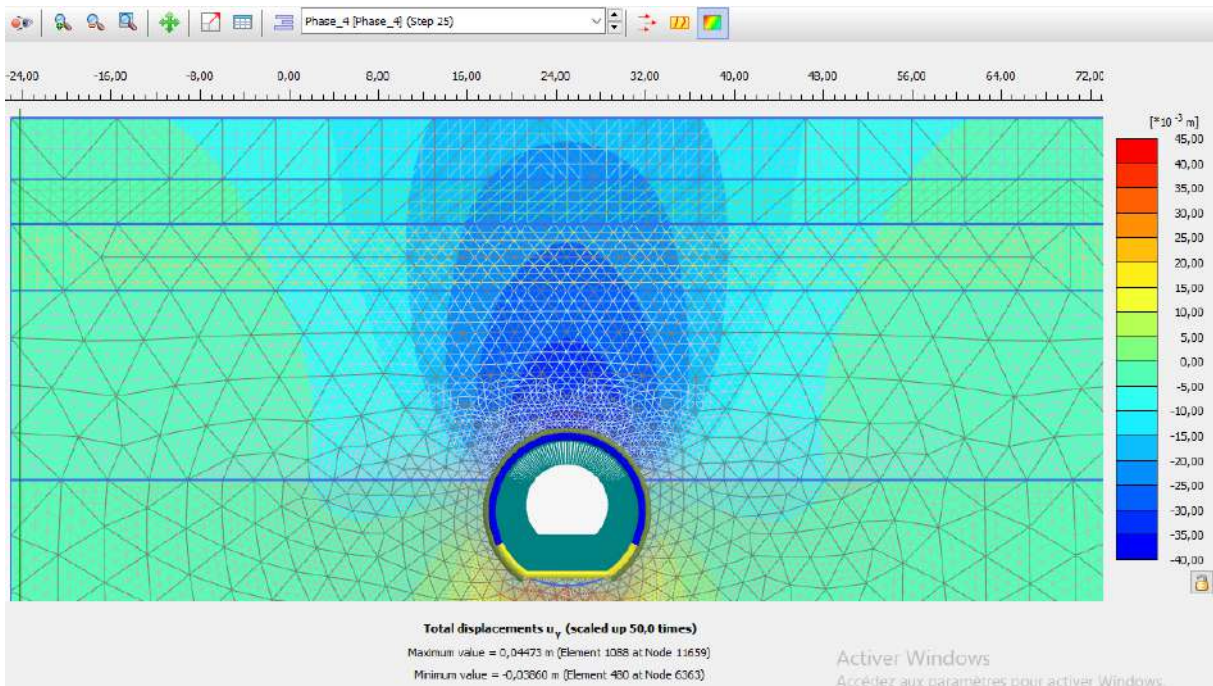


Figure 7.16 : les déplacements de la phase 3 selon l'axe y

c) Les déformations de la phase 5 : $U_y = 0,04733$ m

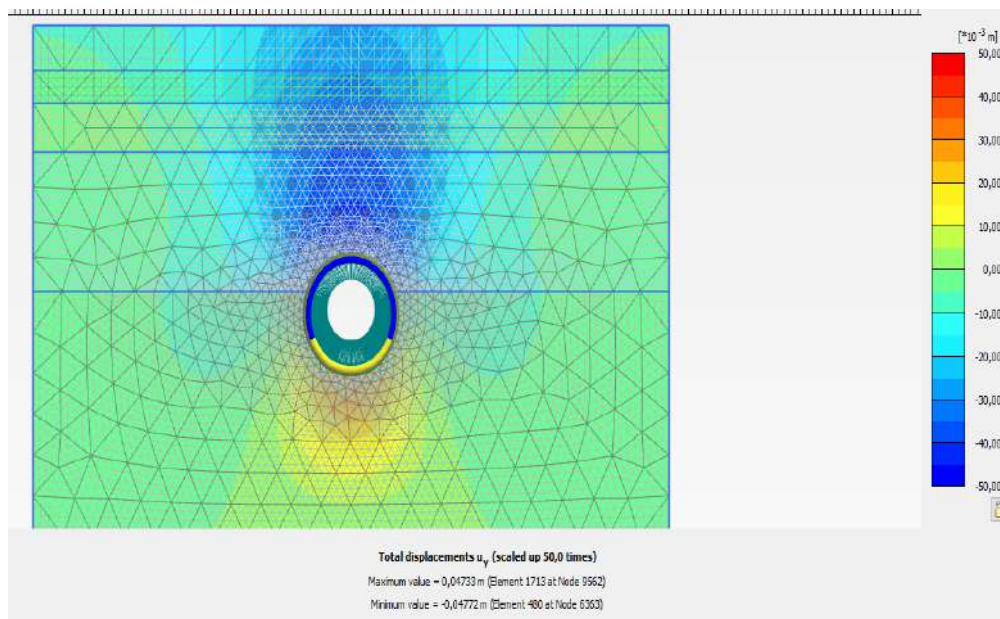


Figure 7.17 : les déplacements de la phase finale selon l'axe y

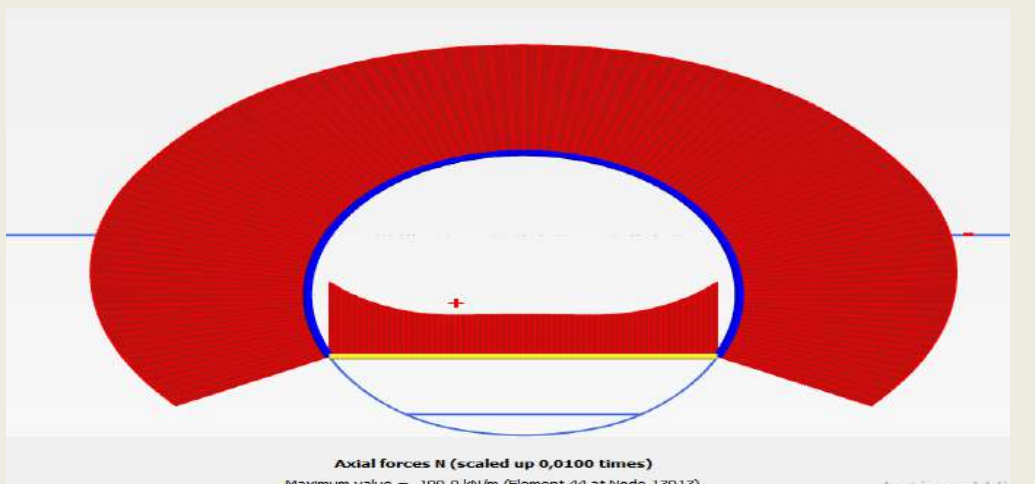
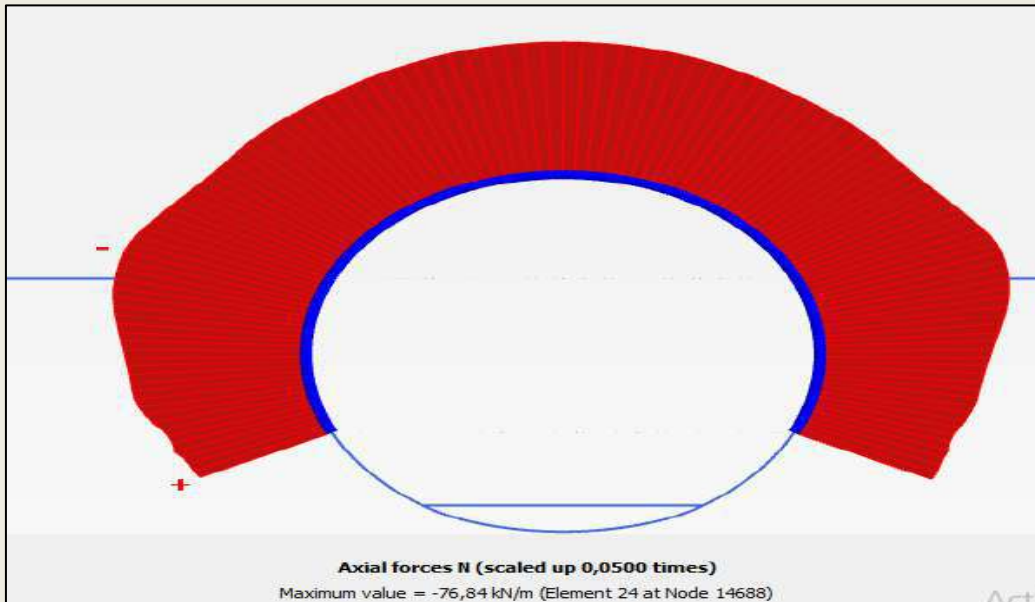
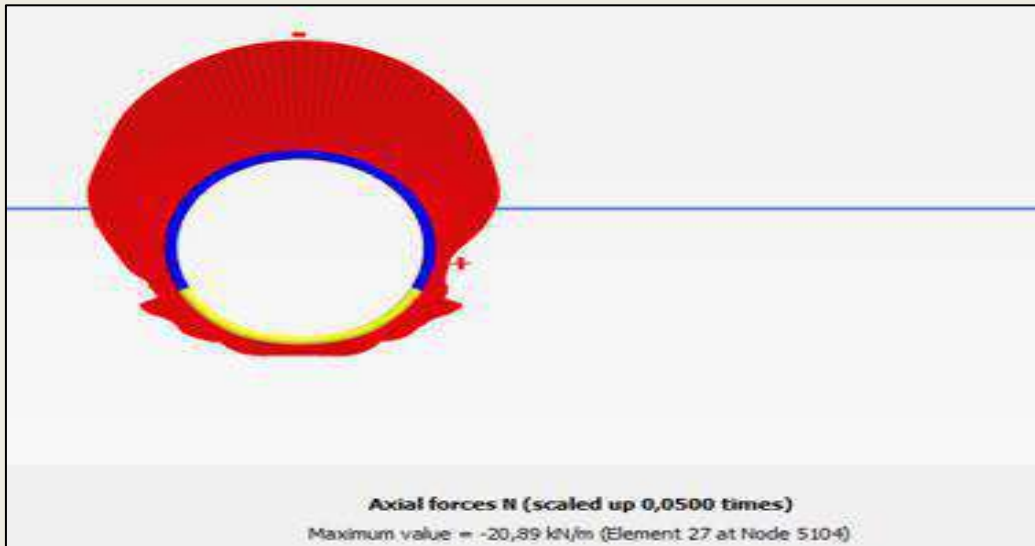
De ces figures on remarque, que les déplacements verticaux varient de 4,152 cm au début de creusement du tunnel à 4,73 cm à la fin de la mise en place du soutènement d'où il y a augmentation de 14%, cela peut être expliqué par les perturbations induites au sol qui était en équilibre initialement par cette excavation, après la fin de la mise en place du soutènement ces déplacements se stabilisent.

4.3.2. Calcul des déformations au niveau de la voute

4.3.2.1. Les forces exercées

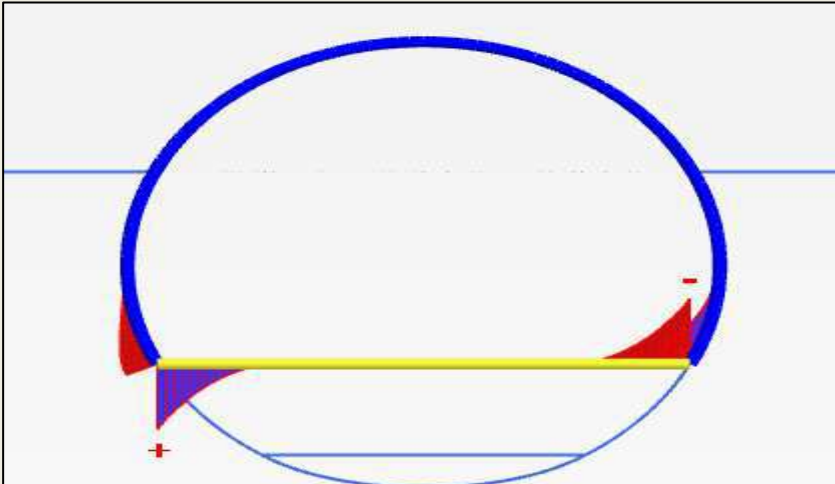
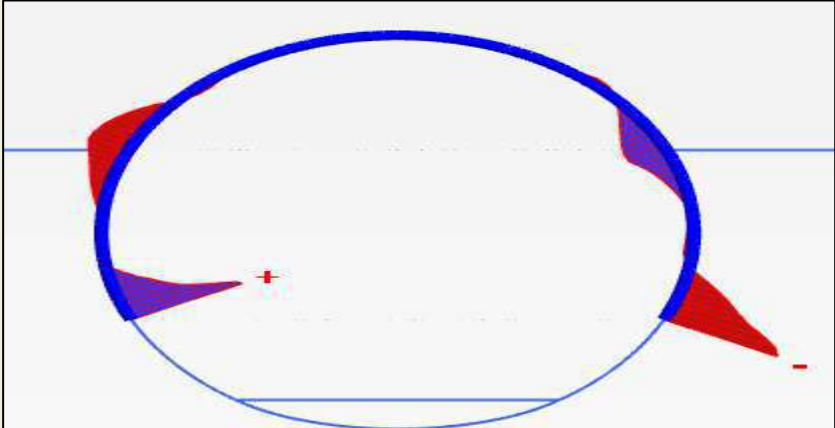
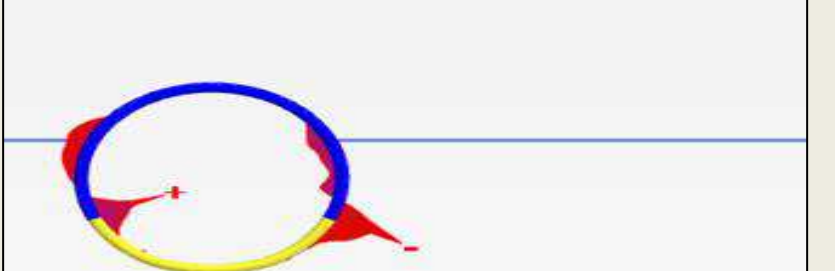
a) Les forces axiales

Tableau 7.4 : les forces axiales exercées par le soutènement

<p>Phase 2</p> <p>N=-199 KN</p>	 <p>Axial forces N (scaled up 0,0100 times) Maximum value = -199,0 kN/m (Element 44 at Node 13913)</p>
<p>Phase 4</p> <p>N= -76,84 KN</p>	 <p>Axial forces N (scaled up 0,0500 times) Maximum value = -76,84 kN/m (Element 24 at Node 14688)</p>
<p>Phase6</p> <p>N= -20,89 KN</p>	 <p>Axial forces N (scaled up 0,0500 times) Maximum value = -20,89 kN/m (Element 27 at Node 5104)</p>

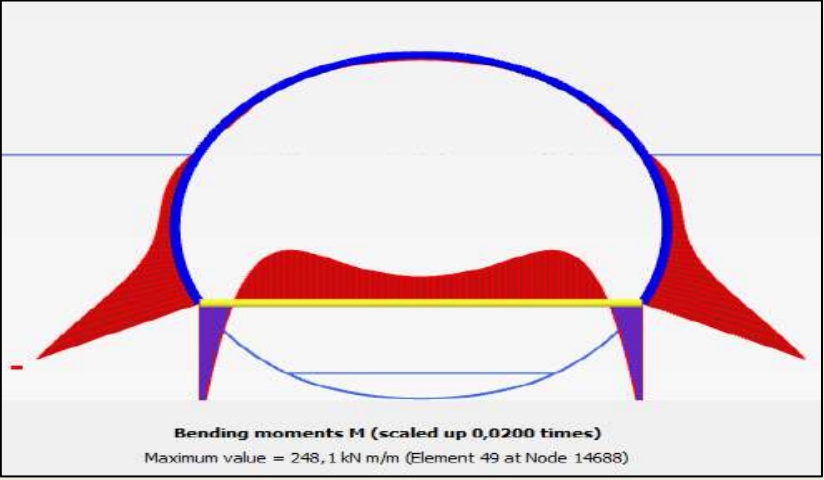
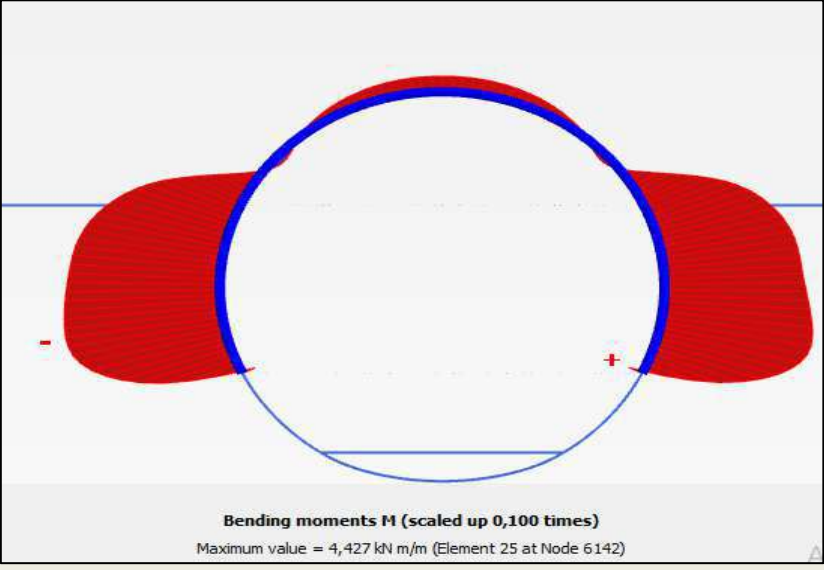
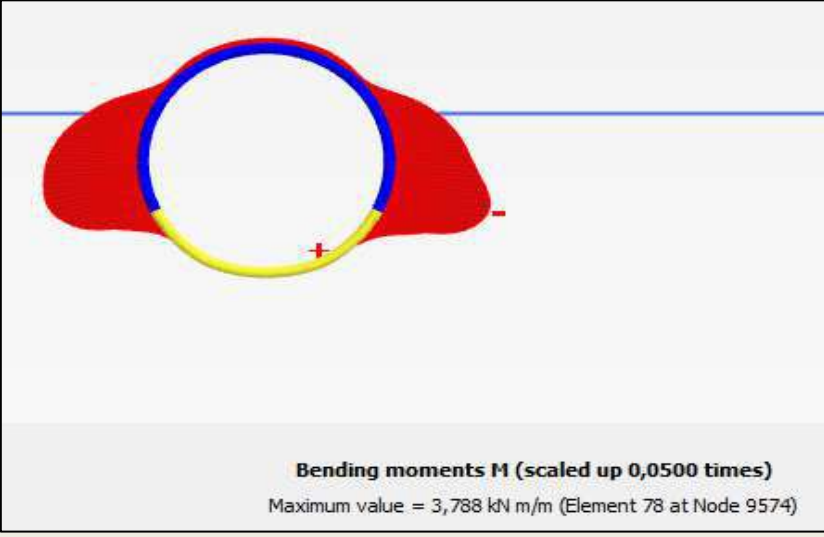
b) Les forces de cisaillement :

Tableau 7.5 : les forces de cisaillement exercées par le soutènement

<p>Phase 2</p> <p>Q= 394,5 KN</p>	 <p>Shear forces Q (scaled up $5,00 \cdot 10^{-3}$ times) Maximum value = 394,5 kN/m (Element 49 at Node 14688)</p>
<p>Phase 4</p> <p>Q= 56,11 KN</p>	 <p>Shear forces Q (scaled up 0,0500 times) Maximum value = 56,11 kN/m (Element 24 at Node 14688)</p>
<p>Phase 6</p> <p>Q= 79,97 KN</p>	 <p>Shear forces Q (scaled up 0,0500 times) Maximum value = 79,97 kN/m (Element 24 at Node 14688)</p>

c)- Le moment fléchissant :

Tableau 7.6 : les résultats de moment fléchissant

<p>Phase 2</p> <p>M= 248,1 KNm</p>	 <p>Bending moments M (scaled up 0,0200 times) Maximum value = 248,1 kN m/m (Element 49 at Node 14688)</p>
<p>Phase 4</p> <p>M= 4,427 KNm</p>	 <p>Bending moments M (scaled up 0,100 times) Maximum value = 4,427 kN m/m (Element 25 at Node 6142)</p>
<p>Phase 6</p> <p>M= 3,788 KN m</p>	 <p>Bending moments M (scaled up 0,0500 times) Maximum value = 3,788 kN m/m (Element 78 at Node 9574)</p>

4.3.2.2. Les déplacements de soutènement :

a) Les déplacements selon l'axe x :

- **Phase 02** : $U_x = 0,01321$ m

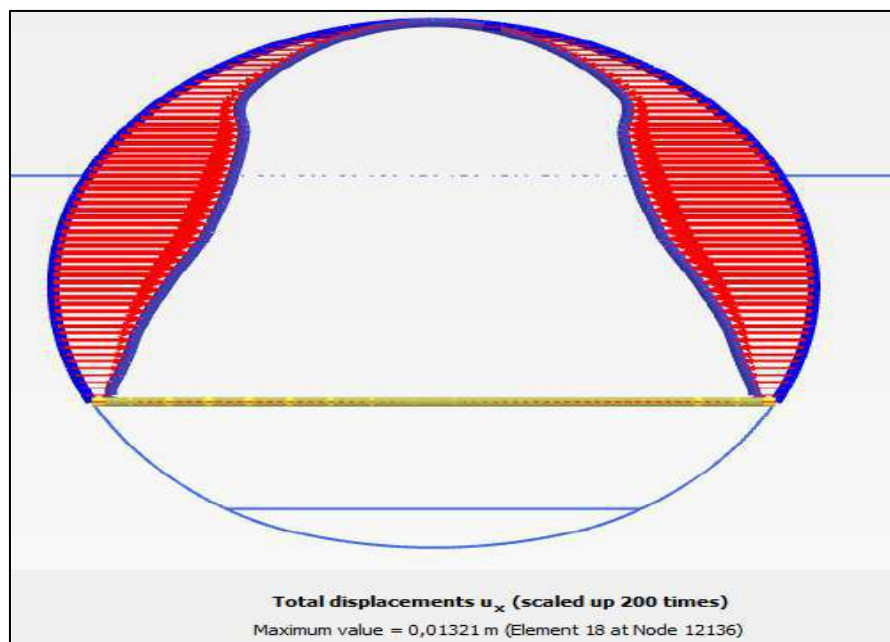


Figure 7.18 : les déplacements de la phase 2 selon x

- **Phase 04** : $U_x = 0,03207$ m

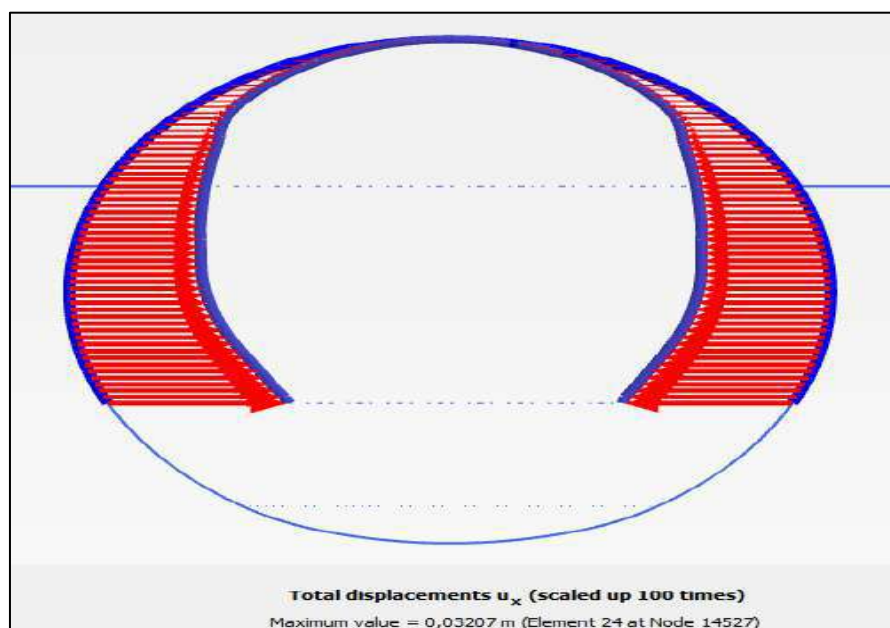


Figure 7.19 : le déplacement de la phase 4 selon l'axe x

- **Phase 06** : $U_x = 0,04952$ m

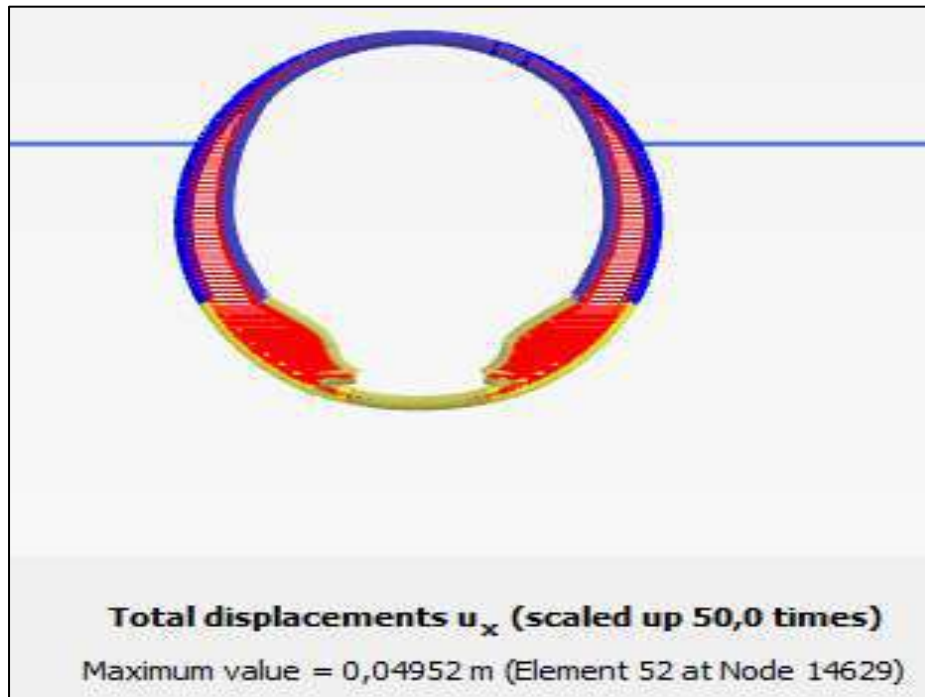


Figure 7.20 : le déplacement de la phase finale selon x

b) Les déplacements selon l'axe y :

- **Phase 02** : $U_y = 0,003837$ m

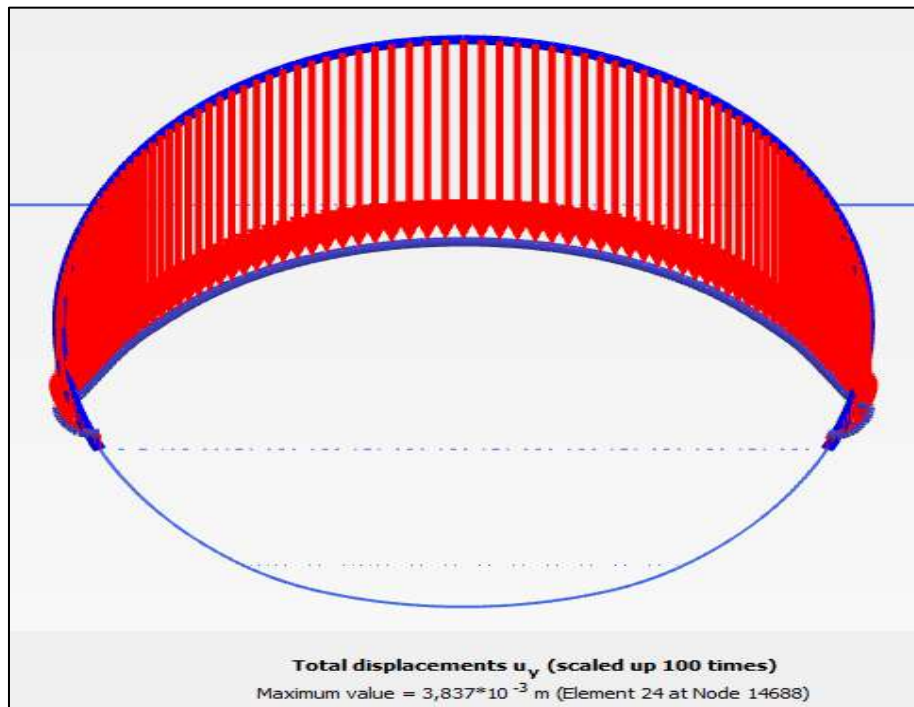


Figure 7.21 : Le déplacement de la phase 2 selon l'axe y

- **Phase 04** : $U_y = 0,0415$ m

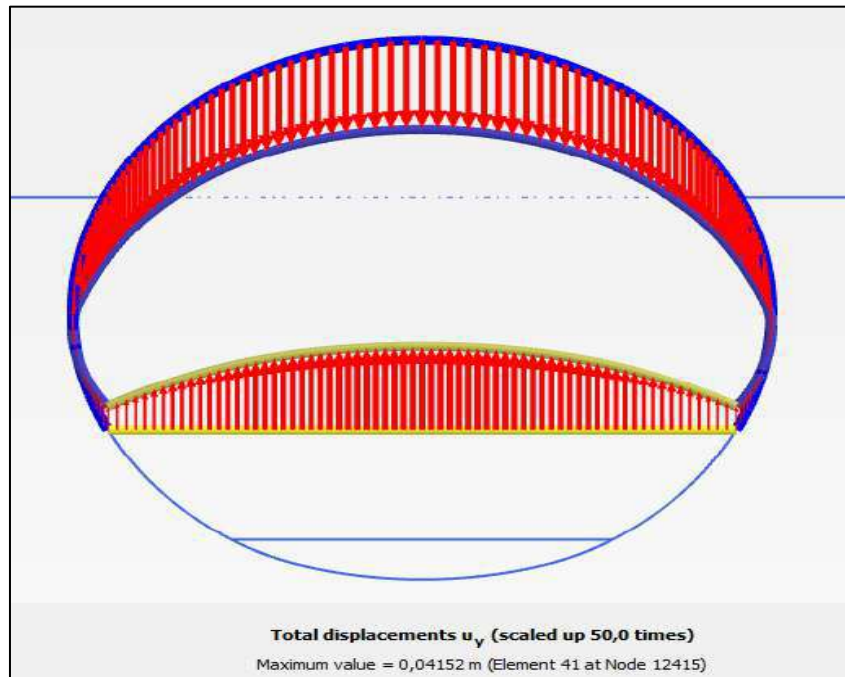


Figure 7.22 : Le déplacement de la phase 4 selon l'axe y

- **Phase 06** : $U_y = 0,04741$ m

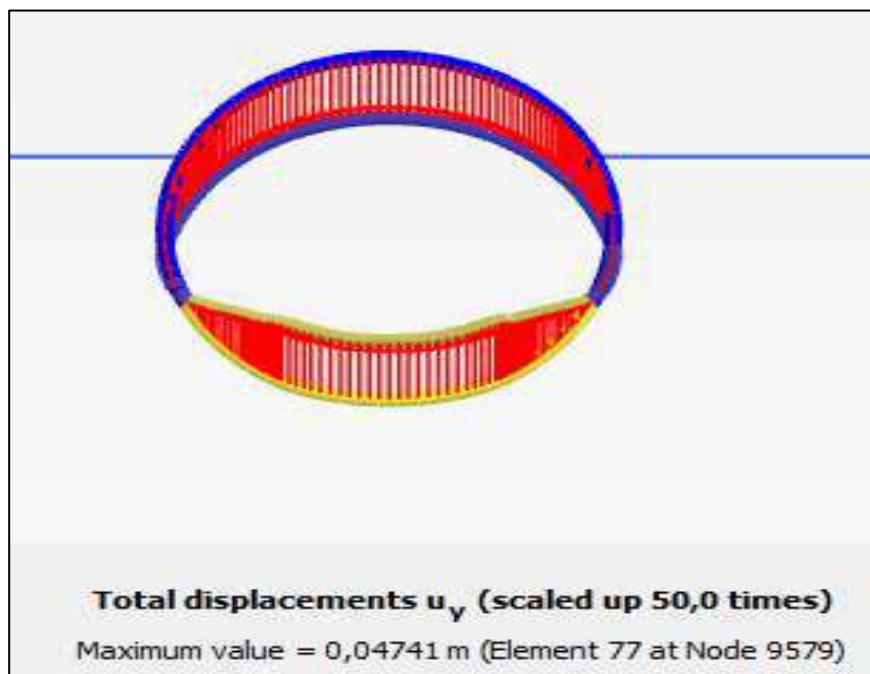


Figure 7.23 : Le déplacement de la phase finale selon l'axe y

Le tableau ci-dessous représente tous les résultats de déformation des phases de soutènement :

Tableau 7.7 : les résultats de Plaxis 2D

	Unité	Phase 02	Phase 04	Phase 06
Les forces normales (N)	KN	-199	-76,84	-20,89
Les forces de cisaillement (Q)	KN	394,5	56,11	79,97
Le moment fléchissant (M)	KN m	248,1	4,427	3,788
Les déplacement selon l'axe x (U _x)	m	0,01321	0,03207	0,04952
Les déplacements selon l'axe y (U _y)	m	0,003837	0,0415	0,04741

On remarque que les déplacements dans le tunnel sont pratiquement les mêmes que ceux produit dans le sol, ce qui permet de conclure que l'ensemble reste stable.

5. Vérification de soutènement provisoire

5.1. Calcul des efforts internes entres le béton projeté et les cintres métalliques

$$\Theta_n = \frac{E_b * A_b}{E_c * A_c}$$

$$\Theta_n = \frac{20 * 0,35 * 10^4}{210 * 78,10}$$

$$\Theta_n = 4,26$$

$$\Theta_m = \frac{E_b * I_b}{E_c * I_c}$$

$$\Theta_m = \frac{20 * 357291,67}{210 * 5700}$$

$$\Theta_m = 5,96$$

Telle que

- ✓ Θ_n : Rapport de rigidité à la compression entre le béton projeté et le cintre.
- ✓ Θ_m : Rapport de rigidité à la flexion entre le béton projeté et le cintre.

• Les efforts portés par chaque élément du soutènement donné

a) Béton projeté

- ✓ $N_b = \frac{\Theta_n}{1+\Theta_n} N_{max} = 0,806 N_{max}$
- ✓ $M_b = \frac{\Theta_m}{1+\Theta_m} M_{max} = 0,85 N_{max}$
- ✓ $T_b = \frac{\Theta_n}{1+\Theta_n} T_{max} = 0,806 T_{max}$

M_{max} et N_{max} sont les valeurs du moment fléchissant maximum et de l'effort normal de la section de soutènement équivalente trouvés lors de la modélisation avec Plaxis 2D.

b) Cintres métalliques

- ✓ $N_b = \frac{1}{1+\Theta_n} N_{max} = 0,19 N_{max}$
- ✓ $M_b = \frac{1}{1+\Theta_m} M_{max} = 0,17 M_{max}$
- ✓ $T_b = \frac{1}{1+\Theta_n} T_{max} = 0,19 T_{max}$

Tableau 7.8: Résultats et répartitions des efforts internes

		Moment fléchissant (M)	Effort normal (N)	Effort tranchant (T)
Sollicitations extrême (PLAXIS) dans la phase 06		3,788 KN	20 KN	79,77 KN
Sollicitations corrigées (Béton projeté)		3,22	16,12 KN	64,29
Sollicitations corrigées (Cintres HEB200)		0,547	3,8	15,156

5.2. Vérification des contraintes normales

a) Béton projeté

Pour vérifier la résistance à la compression, la contrainte de compression doit être inférieure à la contrainte limite de la rupture de béton, donc :

$$\sigma_b = \gamma_s \left(\frac{N_b}{A'_b} \pm \frac{M_b}{W'_b} \right) < f_{bu}$$

$$W'_b = \frac{I_b}{a * y} = \frac{0,00357}{1 * \frac{0,35}{2}} = 0,02 * 10^{-3} m^2$$

- ✓ f_{bu} : Contrainte limite à la rupture du béton.
- ✓ W'_b : Module de résistance.
- ✓ γ_s : Coefficient de sécurité.
- ✓ a = Espacement.
- ✓ $y = \frac{e}{2}$.
- ✓ I_b : Moment d'inertie du béton.
- ✓ M_b : Moment fléchissant porté sur le béton projeté.
- ✓ N_b : Effort normal porté sur le béton projeté.

D'où

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A'_b} \pm \frac{M_b}{W'_b} \right) = 1,35 \left(\frac{16,12 * 10^3}{1 * 0,35} + \frac{3,22 * 10^3}{0,02 * 10^{-3}} \right) = 22 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1 * 1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

- ✓ f_{c28} : Résistance à la compression après 28 jours égale à 25 Mpa.
- ✓ γ_b : Coefficient de sécurité = 1,5
- ✓ $\theta = 1$ si la durée de l'essai de résistance à la compression est supérieure à 24h

Ainsi,

$$\sigma_b = 0,22 \text{ MPa} < f_{bu} = 14,16 \text{ Mpa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

b) Cintres métalliques HEB 200

La contrainte de compression doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_c = \gamma_s \left(\frac{N_c}{A'_c} \pm \frac{M_c}{W'_c} \right) < \sigma_e = \frac{f_y}{\gamma_s}$$

$$W'_c = \frac{I_c}{a * y} = \frac{5700 * 10^{-8}}{1,1 * \frac{1,1}{2}} = 9,42 * 10^{-5}$$

- ✓ A'_c : Section d'acier dans 1 ml.
- ✓ Wc' : module de résistance
- ✓ $y = \frac{a}{2}$
- ✓ γ_s : module de sécurité
- ✓ σ_e : Résistance de l'acier
- ✓ f_y : Limite d'élasticité
- ✓ $\gamma's$: module de sécurité

D'où

$$\sigma_c = \gamma_s \left(\frac{N_c}{A'_c} \pm \frac{M_c}{W'_c} \right) = 1,35 \left(\frac{3800}{0,00781} + \frac{547}{9,42 \cdot 10^{-5}} \right) = 8,4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_e = \frac{f_y}{\gamma'_s} = \frac{275}{1,15} = 239,13 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 8,4 \text{ MPa} < \sigma_e = 239,13 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifié)}$$

5.3. Vérification des contraintes de cisaillement

a) Béton projeté

La contrainte de cisaillement doit vérifier la condition suivante

$$\tau_b = \frac{T_b}{a * d} < \tau_{lim}$$

- ✓ **a**: entre axe des cintres
- ✓ **d**: hauteur utile de la section

$$\tau_{lim} = \min \left(0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma'_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

Avec $\gamma'_b = 1,5$

$$\tau_{lim} = \min \left(0,15 * \frac{25}{1,5}, 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{T_b}{a * d} = \frac{0,15}{1 * 0,2} = 0,75 \text{ MPa}$$

Ainsi,

$$\tau_b = 0,75 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

b) Cintres métalliques HEB200

La contrainte tangentielle τ due à l'effort tranchant T doit vérifier la condition suivante

$$\tau_c = \frac{T_s * s}{I * t_w} < \tau_{lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

- ✓ **I** : Moment d'inertie du profilé.
- ✓ **S** : Moment statique du profilé
- ✓ **tw**: Épaisseur de l'âme du profilé.
- ✓ **f_y** : Limite d'élasticité

$$\tau_{lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{275}{\sqrt{3}} = 158,77 \text{ Mpa}$$

$$\tau_c = \frac{T_s * s}{I * t_w} = \frac{1515,6 * 111,6 * 10^{-3}}{5700 * 10^{-8} * 12 * 10^{-3}} = 2,97 \text{ Mpa}$$

$$\tau_c = 2,97 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 158,77 \text{ Mpa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

6. Vérification de la stabilité du front de taille

En ce concerne les formations argileuses, de nature purement cohésives et avec réponse non-drainée, le ratio N, donné par l'expression présentée suivante, se revêt une grande importance pour l'étude de la stabilité du front de l'excavation

$$N = \frac{\sigma_v}{C_u} = \frac{507,12}{183,07} = 2,77$$

Ce ratio, appelé de « facteur de charge », représente le niveau de cisaillement, σ_v étant la contrainte verticale à la profondeur du tunnel (24.15m) et C la cohésion du terrain à la même profondeur.

La valeur obtenue permettrait, dans les cas caractérisés par plus grandes hauteurs de couverture, d'affirmer l'inexistence de problèmes significatifs au niveau de la stabilité de front de l'excavation, selon les références du Tableau 7.6.

Tableau 7.6 : Critère de stabilité pour les matériaux argileux (Peck, 1969)

N	Problèmes éventuels
1 < N < 5	Sans problèmes
5 < N < 6	Les matériaux argileux peuvent décompresser rapidement pour l'intérieur de l'excavation
6 < N < 7	Rupture du front de taille avec des importants mouvements pour l'intérieur de l'excavation
N > 7	Instabilité globale du tunnel avec des importants mouvements du sol

7. Conclusion

En conclusion, la modélisation numérique d'un tunnel par Plaxis 2D et la vérification du soutènement sont des outils essentiels dans la conception et l'analyse de la stabilité des tunnels, cas de projet de notre étude.

Logiciel Plaxis 2D nous permet de représenter de manière réaliste le comportement géotechnique du sol et des structures de soutènement, en simulant les charges, les contraintes et les déformations. Il évalue aussi l'efficacité des différents types de soutènements, cela permet de garantir la stabilité du tunnel, de prévenir les déformations excessives et d'assurer la sécurité et la durabilité du projet.

CONCLUSION GENERALE

En conclusion, ce projet de fin d'études pour l'obtention d'un diplôme d'ingénieur en génie minier, porte sur l'étude de la stabilité d'une l'excavation souterraine, dans le cadre des travaux de projet de l'entreprise de Cosider Travaux Publiques pour l'extension du métro d'Alger (Station de Hacén Badi).

Lors de ce travail, nous avons pu appliquer trois approches pour l'étude du comportement dynamique du tronçon d'un tunnel: les approches empiriques, les approches analytiques et les approches numériques. De plus, on a pu vérifier le soutènement provisoire appliqué dans cet ouvrage et le valider grâce à la confirmation des conditions de vérifications de soutènement.

Avec les approches empiriques, on a utilisé la méthode de Terzaghi et la méthode des poids des terres pour l'évaluation des charges horizontales et verticales de la calotte et de la section globale de l'ouvrage. Dans notre cas, l'approche de Terzaghi est plus adéquate car elle prend en considération toute les couches lors des calculs. La valeur de ces charges est entre 53,05 KPa (charge verticale du remblai) et 543,3 KPa (charge verticale de sable fin, moyen à grossier). La méthode des poids des terres est la somme des poids volumique et la hauteur de toutes les couches en ajoutant la surcharge du terrain. La charge verticale est égale 1297 KPa et la charge horizontale est égale à 423,77 KPa. A la fin, la recommandation d'AFTES qui se base sur des relations simplifiées et des tableaux de référence pour calculer la résistance à la compression et choisir le soutènement approprié (béton projeté et cintre métallique HEB 200 pour notre cas d'études).

De façon générale, les méthodes empiriques sont basées sur l'expérience pratique et les observations des performances passées. Elles offrent une approche rapide et simplifiée pour évaluer la stabilité d'une excavation souterraine. Cependant, elles peuvent manquer de précision et ne pas prendre en compte que des paramètres limités. Pour cette raison, on a fait appel aux méthodes analytiques.

De plus, les méthodes analytiques ont été appliquées pour modéliser le comportement du sol et évaluer la stabilité de l'excavation. Elles se basent sur des équations mathématiques et des hypothèses simplificatrices, qui sont l'isotropie des contraintes initiales, une

| Conclusion générale

déformation plane et la cavité étudiée doit avoir une déformation plane pour représenter le comportement du sol. Elles offrent une meilleure précision par rapport aux méthodes empiriques, mais elles nécessitent une connaissance approfondie des propriétés du sol et des hypothèses appropriées. Cependant, l'utilisation de la méthode analytique peut nécessiter des compétences spécialisées et des ressources supplémentaires en termes de modélisation et de calculs.

Puis, la méthode numérique par Plaxis 2D basé sur la théorie des éléments finis a été utilisée pour simuler le comportement du sol et prédire la stabilité de l'excavation de manière plus réaliste. Cette méthode prend en compte les propriétés spécifiques du matériau et des couches du site, en utilisant le modèle de comportement du sol de Mohr-Coulomb. Dans ce chapitre, nous avons analysé les efforts internes, les déformations et les déplacements de manière détaillée.

Enfin, ces trois approches sont toutes utilisées dans le domaine de l'ingénierie pour analyser et évaluer les problèmes géotechniques. Elles sont complémentaires et peuvent être utilisées conjointement pour obtenir une évaluation complète et précise d'un problème. Les méthodes empiriques peuvent servir de point de départ rapide pour une évaluation préliminaire, tandis que la méthode analytique peut être utilisée pour une analyse plus détaillée et une prise de décision finale. Donc, il faut choisir le bon choix du terrain et effectuer une étude géotechnique rigoureuse afin d'éviter les problèmes d'instabilités des ouvrages souterrains, un très faible pourcentage du cout des ouvrages et la sécurité de personnel.

Références bibliographiques



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] SAIFI Insaf, infrastructures souterraines, université Mouloud Maameri, Tizi-Ouzou.
- [2] Cours travaux souterrains et tunnels, université de Naama.
- [3] SEKIO Hadhia, technique de creusement des tunnels, université Larbi Ben M'hidi, Oum-El-Bouaghi, 2018.
- [4] <https://val-de-fontenay.metro-ligne1.fr/trace/>
- [5] <https://fr.scribd.com/document/545976277/>, Chapitre-I-Tunnel-M2
- [6] GHUIRAUD Patrick, Novembre 2020, article dans le site Info ciments de l'industrie cimentaire.
- [7] MARTIN François, cours mécanique des roches et travaux souterrains, huitième édition, janvier 2012.
- [8] GESTA Pierre, travaux souterrains, l'école centrale de Paris.
- [9] TAKI Iman, étude analytique et modélisation numérique du tronçon de tunnel de Texanna de Jijel, 2020.
- [10] K. KOVÂRI, Concepts erronés de la « Nouvelle méthode autrichienne » de construction de tunnels, institut de géotechnique, école polytechnique fédérale, Zurich POB 133 CH-8093, Suisse.
- [11] YAHYAOUI Sami, cours soutènement, école nationale polytechnique d'Alger.
- [12] DERIAS Teldja, SOUFI Abderrahmane, mémoire fin d'étude génie civile, étude comparative d'un tunnel calculé en éléments frame et en éléments Shell, école national polytechnique, Juin 2008.
- [13] Recommandations relatives à la conception et dimensionnement du béton projeté utilisé en travaux souterrains, TOS, 2001.
- [14] ASQUAPRO, Fascicules techniques et recommandations de l'association pour la qualité de projection des mortiers et bétons.
- [15] Recommandations relatives à l'organisation de l'auscultation des tunnels, TOS, 1998.
- [16] BENHAMED Dhiaeddine, mémoire de projet de fin d'études, étude de la stabilité et conception du rameau de connexion par la contribution des approches analytique et numérique, école nationale polytechnique d'Alger, 30 juin 2019.

Références bibliographiques

- [17] J.MOREY, revue française géotechnique, le domaine d'application de jet grouting, décembre 1992.
- [18] R-M FAURE, GHOUARI Mohamed, revêtement définitif.
- [19] Dossier pilote des tunnels génie civile session (étanchement et revêtement).
- [20] TRAD Rim, Étude du comportement des revêtements de tunnels creusés au tunnelier : modélisation numérique du contact entre voussoirs. Génie civil. Université de Lille, 2021.
- [21] Le béton dans les travaux souterrains. Centre d'information sur le ciment et ses applications.
- [22] BENYAKA Yazid, Aperçu géomorphologique de la région de littoral Algérois, Document de l'entreprise de Cosider TP-Station Hacen Badi.
- [23] Document N°: L1B1-GCG-COSM28-3170-A10-40-001-B (Hypothèses géotechniques de la station de Hassen Badi.
- [24] <https://www.finesoftware.fr>
- [25] S. DAAS, La Réglementation et Norme en HSE, 2013/2014- 2014/2015- 2015/2016- 2016/2017-2017/2018- 2018/2019- 2019/20.
- [26] Polycopie de cours, d'Hygiène Sécurité et Environnement « HSE ».
- [27] La sécurité dans les carrières, institut national de recherche et de sécurité.
- [28] Guide des bonnes pratiques pour la sécurité et la protection de la santé lors des travaux souterrains.
- [29] ADDOUN Oualid, AMIRAT Yassine, stabilité des excavations souterraines sous les terrains en pentes, mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil.
- [30] Valson, Makoviski et Merkin, accidents in transportation and subway tunnels, construction to operational exam, Mosco, Russia. 2001.
- [31] Plan d'environnement de la station de Hacen Badi.
- [32] Catherine CASTEL, empirical methods on geotechnical engineering, publié dans le "Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering", 2015.
- [33] http://www.pentes_tunnels.eu/didact/didactu/tunnel/dimensionnement/empiriques/terzaghi/Theorie.php

Références bibliographiques

[34] AMARA Idir, « Etude de comportement d'un tronçon du tunnel d'Ait Yahia Moussa », Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, 2018.

[35] http://www.pentes_tunnels.eu/didact/didactu/tunnel/dimensionnement/empiriques/bienia_wski/theorie.php

[36] MAGHOUN Abdelhak et Amine Satriawan THOHA, étude d'un tunnel souterrain, mémoire de fin d'étude de l'université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene en vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil, Juin 2017.

[37] Ministère français de l'Equipement des Transports et du Logement, dossier pilote des tunnels, juillet 1998.

[38] MOAVENI Saeed, Finite Element Analysis Theory and Application with ANSYS.

[39] T.J.R HUGHES, the Finite Element Method: Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis. Prentic-Hall, 1987.

[40] R. RADHAKRISHNAN, Finite Element Method: An Overview, publié dans la revue International Journal of Engineering Science and Technology.

[41] S. SESHU, Introduction to finite élément analysis, publié dans la revue journal of failure analysis and prévention.

[42] <http://www.terrasol.fr:catalogue/plaxis-2d>

[43] <https://www.plaxis.com/products/plaxis-2d/>

[44] Dhiaeddine BENHAMED, mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Minier, école nationale polytechnique d'Alger, étude de la stabilité et conception du rameau de connexion par la contribution des approches analytique et numérique.

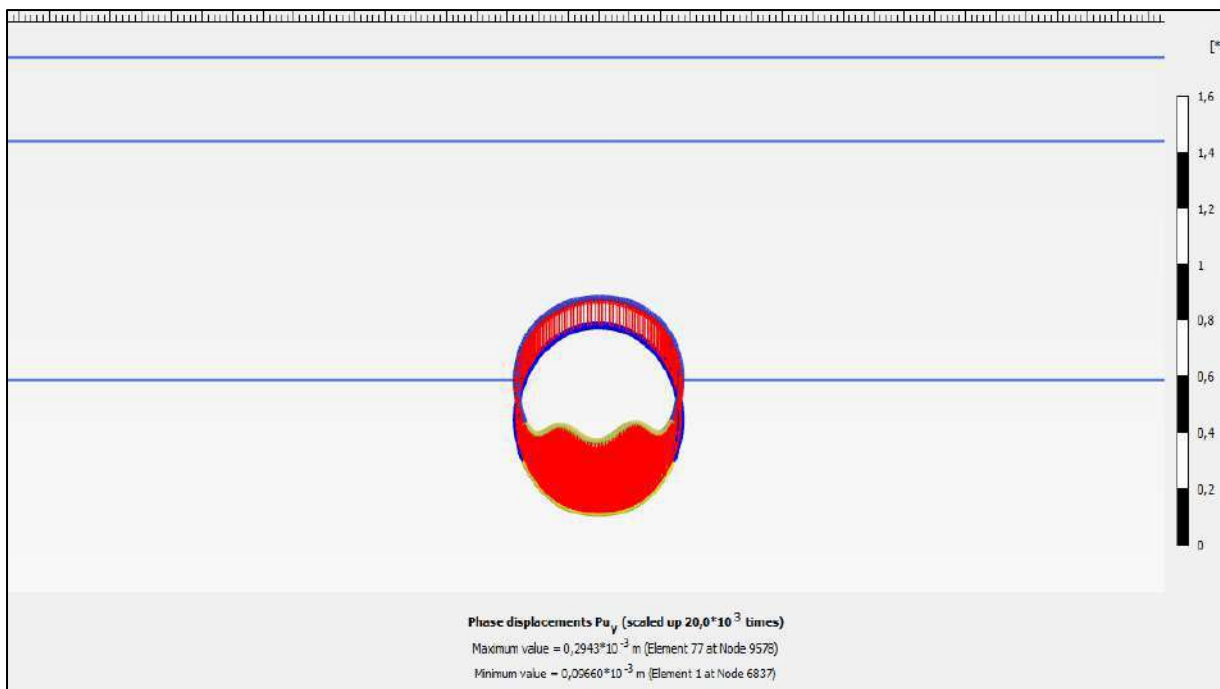
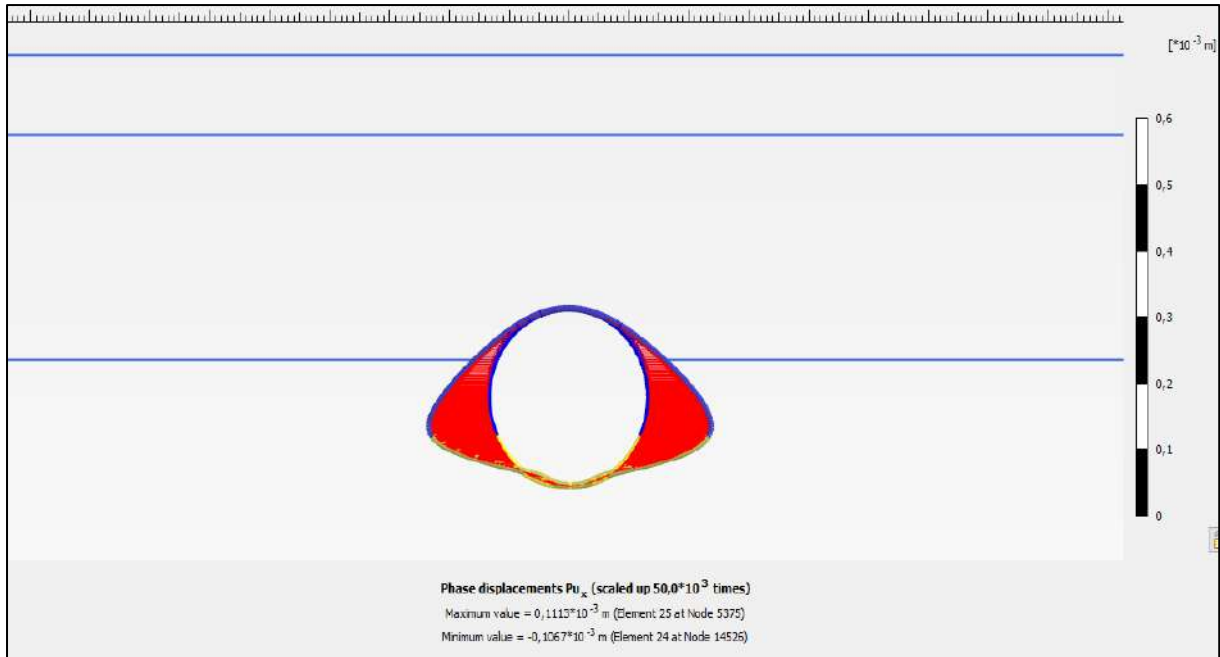
[45] ZAIR Ania, mémoire de fin d'études en vue de l'obtention d'un diplôme de master en Génie Civil, effet du séisme sur les tassements d'un sol au voisinage de la zone d'excavation d'un tunnel –Cas du métro d'Alger, université de Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou.

ANNEXES

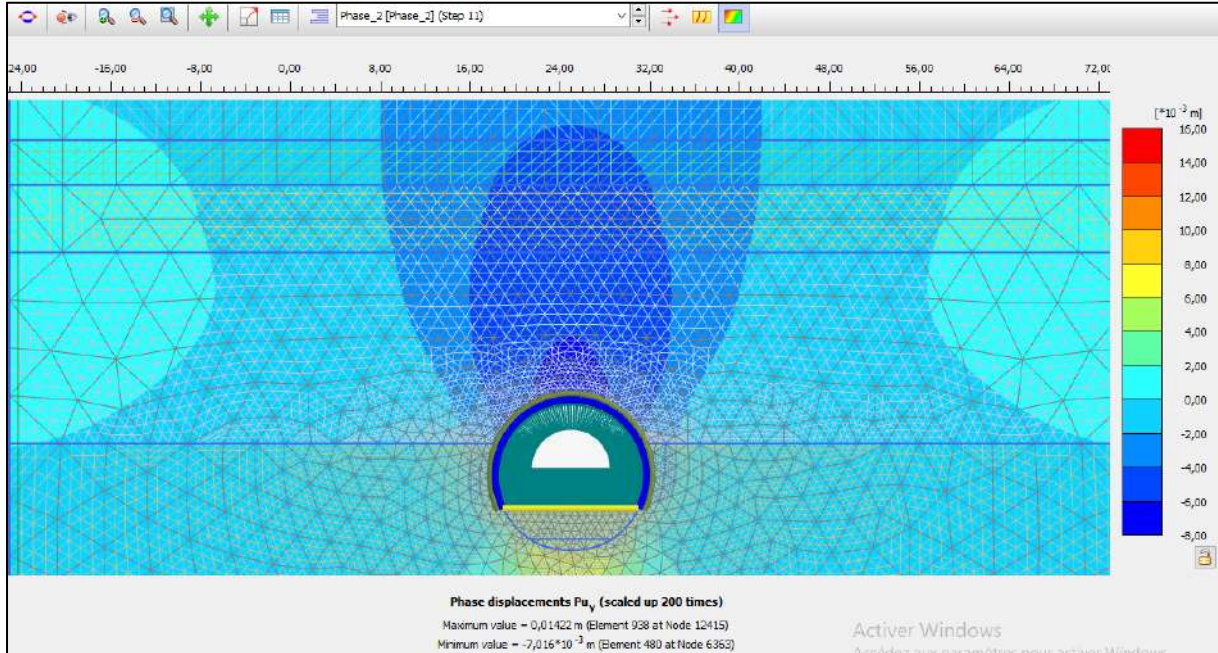
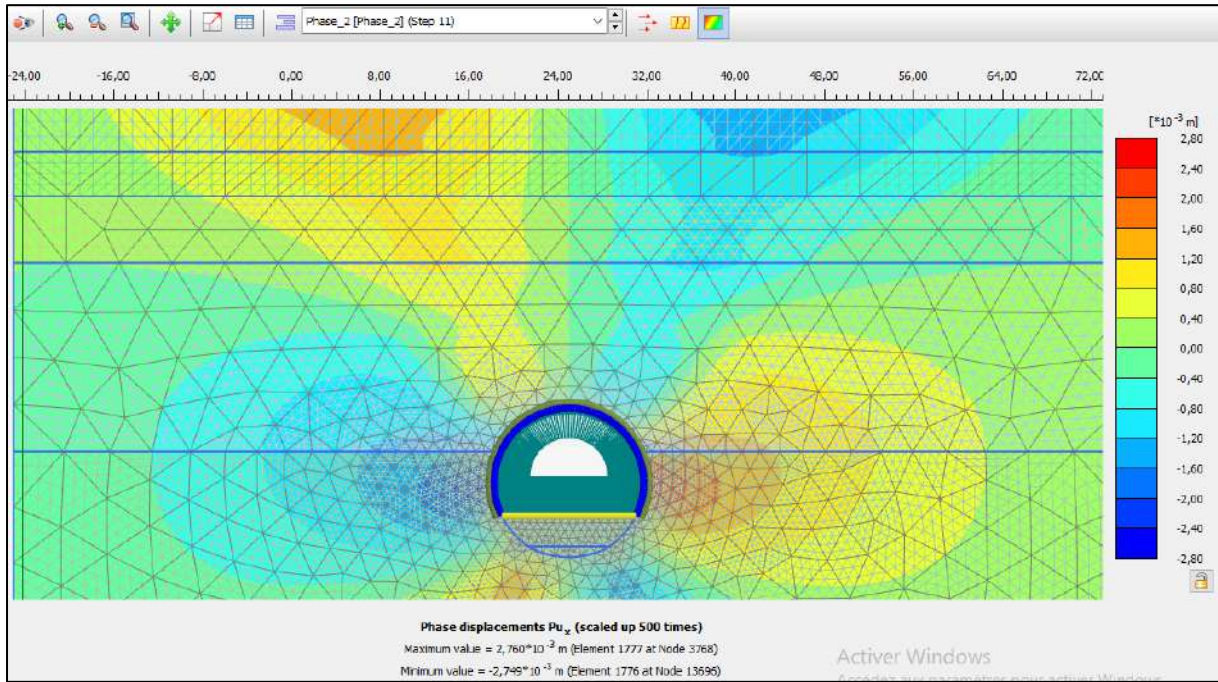


ANNEX A-A Plaxis output

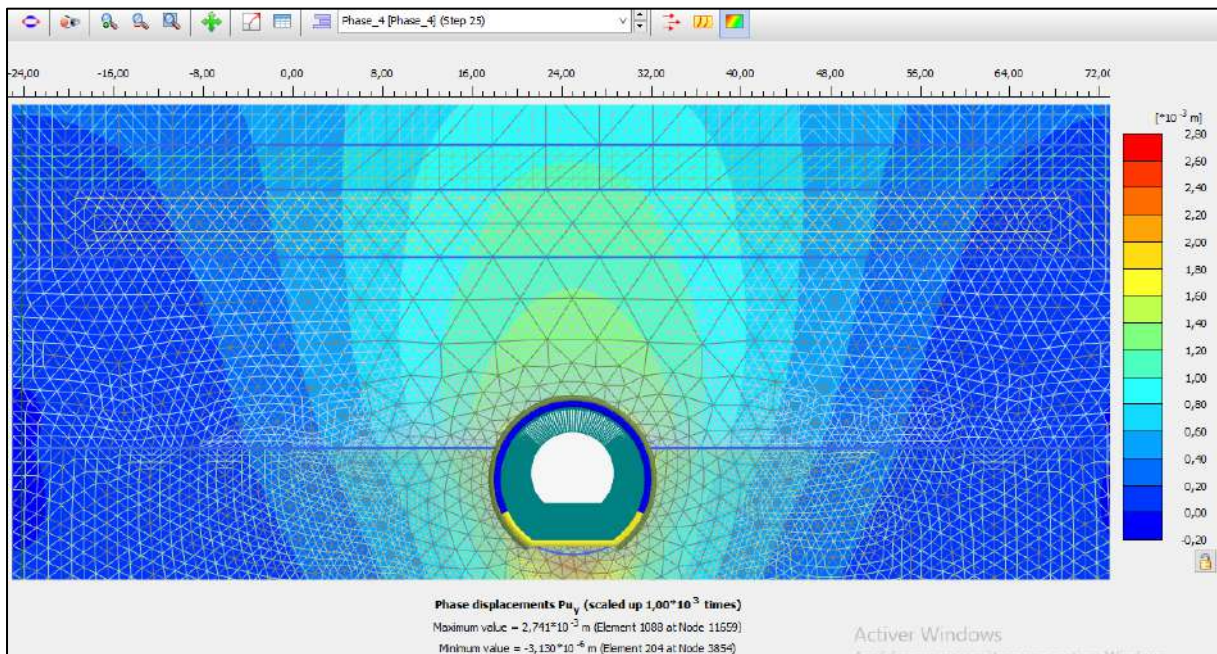
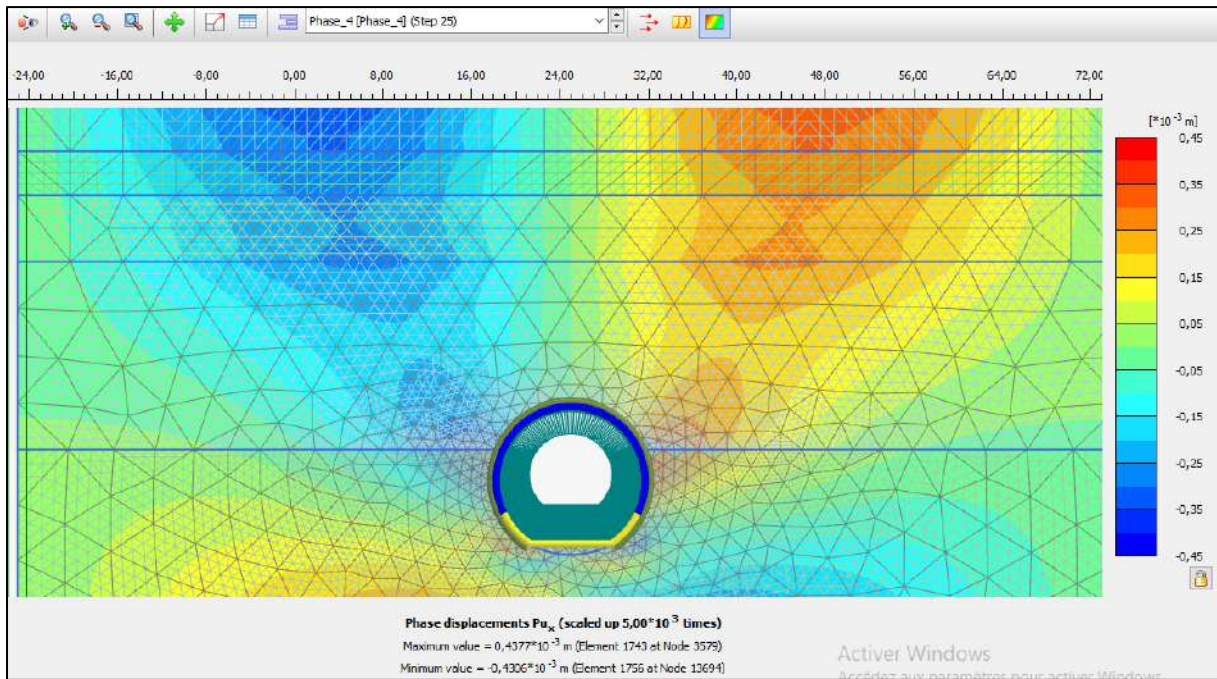
- Les déplacements de chantier selon l'axe x et y :



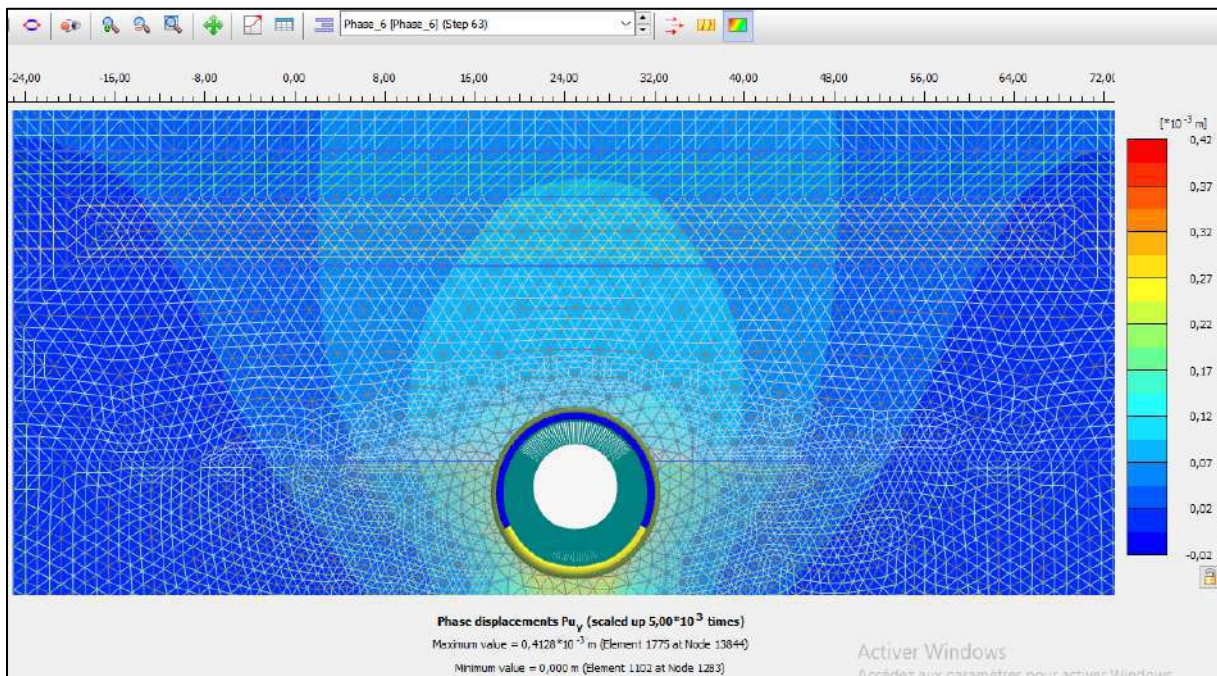
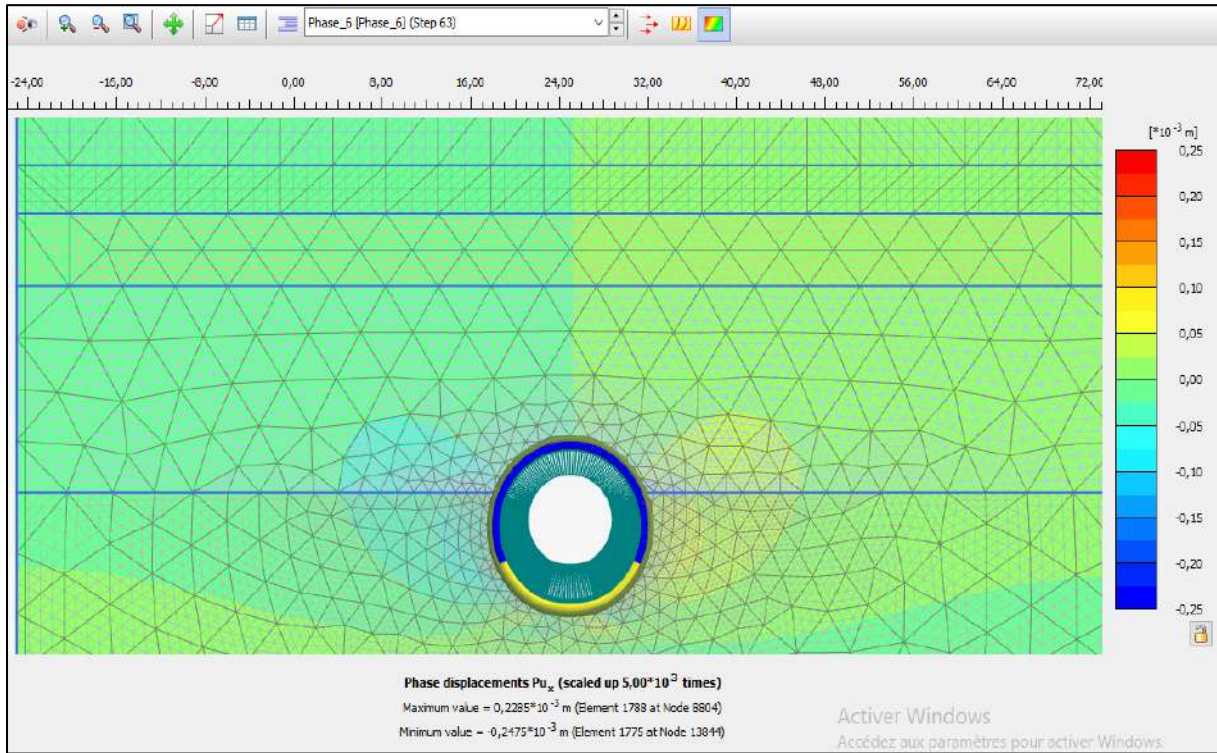
- Les déplacements de terrain au cours de phasage :
 - La phase 1 :



○ La phase 3 :



○ La phase 5 :



➤ Les contraintes normales de la phase finale :

