

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique



DEPARTEMENT GENIE MINIER

Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie
Minier

**ETUDE DE LA STABILITE DE RAMEAU DE
CONNEXION DU PV#01**

Cas du projet d'Extension du Métro d'Alger El -Harrach Centre
–Aéroport International

Réalisé par : **M^{lle}.BOUKHECHE Marwa**

M.IZRI Zakaria

Sous la direction de Dr. Sami YAHYAOUI

Présenté et soutenu publiquement le 06 septembre 2020

Composition du Jury :

Président	Dr. Rezki AKKAL	M.C.A	ENP
Promoteur	Dr. Sami YAHYAOUI	M.C.A	ENP
Examineur	M. Laroussi CHANANE	M.A.A	ENP

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique



DEPARTEMENT GENIE MINIER

Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie
Minier

**ETUDE DE LA STABILITE DE RAMEAU DE
CONNEXION DU PV#01**

Cas du projet d'Extension du Métro d'Alger El -Harrach Centre
–Aéroport International

Réalisé par : **M^{lle}.BOUKHECHE Marwa**

M.IZRI Zakaria

Sous la direction de Dr. Sami YAHYAOUI

Présenté et soutenu publiquement le 06 septembre 2020

Composition du Jury :

Président	Dr. Rezki AKKAL	M.C.A	ENP
Promoteur	Dr. Sami YAHYAOUI	M.C.A	ENP
Examineur	M. Laroussi CHANANE	M.A.A	ENP

تلخيص

الهدف من عملنا هو دراسة الاستقرار والحركات التي من المحتمل أن تحدث على مستوى الفرع الذي تم انجازه وفقاً لطريقة الأنفاق النمساوية الجديدة NATM. تحقيقاً لهذه الغاية، قمنا بتقييم الأحمال المطبقة على نموذجنا من أجل تصميم الدعم المؤقت والتلبس النهائي المناسب، وذلك باستخدام المحاكاة العددية والتي تمثلت في برنامج PLAXIS 2D القائم على نظرية العناصر المحدودة FEM لدراسة الاستقرار، الأزاحة، والضغوط التي تم الحصول عليها، بالإضافة الى برنامج SOCOTEC لتحديد التعزيز الذي يتوافق مع نموذجنا.

الكلمات المفتاحية: فرع التوصيل، الدعم المؤقت، الطلاء النهائي، الطريقة النمساوية الجديدة، العناصر المحدودة، PLAXIS 2D، SOCOTEC

Abstract

The Aim of our work is the study of the stability and movements that are likely to occur at the branch level connexion which has been carried out according to the New Austrian Tunneling Method (NATM). for this purpose, we evaluated the loads applied to our structure in order to subsequently design the provisional support and the appropriate final coating, by using numerical simulations such as software PLAXIS 2D based on finite element theory FEM to study the stability, displacements and the stresses obtained, as well as the SOCOTEC software to define the reinforcement which corresponds to our work.

Key words: Connection branch, provisional support, Final coating, the new Austrian method, finite elements, PLAXIS 2D, SOCOTEC.

Résumé

L'objectif de notre travail de recherche est l'étude de la stabilité et des mouvements qui sont susceptibles de se produire au niveau de Rameau de connexion qui a été réalisé selon la Nouvelle Méthode Autrichienne NATM (New Austrian Tunneling Method). À cet effet, nous avons évalué les charges appliquées sur notre ouvrage afin de concevoir par la suite le soutènement provisoire et le revêtement définitif approprié, en utilisant des simulations numériques tel que : logiciel PLAXIS 2D basé sur la théorie des éléments finis FEM (Finit element method) qui sert à l'étude de la stabilité, les déplacements et les sollicitations obtenues, ainsi que le logiciel SOCOTEC pour définir l'armature qui correspond à notre ouvrage.

Mots clés : Rameau de connexion, soutènement provisoire, Revêtement définitif, la nouvelle méthode autrichienne, les éléments finis, PLAXIS 2D, SOCOTEC.

Remerciements

En premier lieu, nous tenons à remercier Allah qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage et en particulier notre Promoteur Mr YAHYAOUI Sami, ainsi que notre co-promoteur Mr BENBETKA Yazid pour leur disponibilité permanente, pour leur aide et leurs orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons aussi à adresser notre reconnaissance à l'équipe présente sur chantier PV#01, pour la disponibilité et l'aide précieuse qu'ils nous ont accordé. Avec une pensée particulière à M. Karim.

Nous tenons à exprimer également notre profonde gratitude à Mr. BENHAMED DHIAEDDINE, Mr. LARIBI Zaki, Mr. Farid, Mme Asma, Mme Moufida pour leur soutien et leurs conseils.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, Mr Rezkî AKKAL "président du jury", et Mr Laroussi CHANANE "L'Examineur", pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie minier, en particulier Mr OULD Hamou Malek le chef du département, qui ont contribué à notre formation de master.

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

Enfin, nous ne saurions terminer nos remerciements sans les adresser à nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faites pour que nous terminions nos études.

IZRI Zakaria

BOUKHECHE Marwa

Dédicaces

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

Je dédie ce travail :

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

A celui pour lequel je dois tout et je ne rendrais jamais assez, mon très cher père ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

A tous les membres de ma famille, spécialement mon frère Amine et mes sœurs Hind et Fatima, Veuillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.

A vous BRITH Ahmed, SMAILI Chafik et KARADANIZ Yacine je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour moi des frères et des amis sur qui je peux compter. En témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passé ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

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

Sans oublier Mon binôme Marwa, sans toi ce mémoire n'aurait jamais pu être fini à temps merci

Veuillez trouver dans ce modeste travail ma reconnaissance pour tous vos efforts.

Zakaria.

Dédicaces

*À tous ceux et celles que j'aime.
À tous ceux et celles qui m'aiment.*

Marwa.

Table des matières
Liste des tableaux**Liste des figures****Liste des abréviations****Liste des symboles****Introduction générale 17**

PREMIERE PARTIE : THEORIQUE.

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES TUNNELS.

1.1.	Introduction.....	21
1.2.	Ouvrages souterraines	21
1.2.1.	Puit.....	21
1.2.2.	Rameaux.....	21
1.3.	Mode de creusement.....	22
1.3.1.	Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères.....	22
1.3.2.	Exécution du creusement dans les terrains durs	23
1.4.	La nouvelle méthode Autrichienne NATM	26
1.5.	Méthodes de creusement.....	27
1.5.1.	Creusement en plein section.....	27
1.5.2.	Creusement en demi – section supérieure	27
1.5.3.	Creusement en sections divisés	28
1.6.	Purge et marinage.....	29
1.7.	Mouvements de sol lors du creusement d’un tunnel	29
1.7.1.	Description générale des mouvements de sol.....	29
1.7.2.	Principaux phénomènes d’instabilité	29
1.8.	SOUTÈNEMENT	30
1.8.1.	Rôle du soutènement :.....	30
1.8.2.	Classification des modes de soutènement	30
1.9.	Étanchéité et drainage des tunnels	30
1.10.	Revêtement définitif	30
1.10.1.	Fonctions de revêtement.....	30
1.10.2.	Les différents types de revêtement	31

CHAPITRE 2 : DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE.

2.1.	Description technique de l'ouvrage.....	39
2.1.1.	Localisation du PV1.....	39
2.1.2.	Présentation du projet.....	40
2.2.	Compagne de reconnaissance	40
2.2.1.	Conditions géologiques.....	40
2.2.1.1.	Géologie générale de la région d'Alger.....	41
2.2.1.2.	Géologie régionale du site (PV 1).....	43
2.2.2.	Conditions hydrogéologiques	45
2.2.2.1.	Hydrogéologie générale de la région d'Alger.....	46
2.2.2.2.	Hydrogéologie régionale du site (PV 1).....	46
2.2.3.	Conditions sismiques	47
2.2.3.1.	Conditions Sismiques dans le territoire Algérien.....	47
2.2.4.	Conditions géotechniques	49
2.2.4.1.	Conditions géotechnique dans la zone d'étude (PV 1).....	49

DEUXIEME PARTIE : PRATIQUE.

CHAPITRE 3 : EVALUATION DES CHARGES.

3.1.	Introduction	61
3.2.	Les pressions souterraines	61
3.2.1.	Poussées de détente (ou de dislocation)	61
3.2.2.	Poussées géologiques (Poussées souterraines réelles)	61
3.2.3.	Poussées de gonflement	61
3.3.	Différentes méthodes de détermination des pressions souterraines et application sur le projet	62
3.3.1.	Evaluation des pressions verticales σ_v	63
3.3.2.	Evaluation de la pression horizontale σ_h	67
3.4.	Evaluation de la pression agissant au niveau du radier	69
3.4.1.	Théorie de TSIMBAREVITCH	69
3.5.	CONCLUSION	72

CHAPITRE 4 : Modélisation numérique par le logiciel PLAXIS 2d.

4.1.	Introduction.....	74
4.2.	La méthode des éléments finis (MEF).....	74
4.2.1.	L'objectif de la méthode des éléments finis	75
4.2.2.	Domaines d'application de la MEF	75
4.2.3.	Concepts de base.....	75

4.2.4.	Les avantages de la MEF :	75
4.3.	Présentation du logiciel Plaxis	76
4.3.1.	Le logiciel PLAXIS	76
4.3.2.	Les sous-programmes de PLAXIS.....	76
4.3.3.	Les types de calculs	76
4.3.4.	Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis.....	76
4.4.	Modélisation numérique du Rameau de connexion de PV1.....	78
4.4.1.	Les données géotechniques de calcul introduites dans PLAXIS	80
4.4.2.	Les étapes à suivre pour la modélisation	81
4.5.	Résultats de calcul (OUTPUT)	90
4.6.	Conclusion	92

CHAPITRE 5 : TASSEMENT ET STABILITE DU FRONT DE TAILLE.

5.1.	INTRODUCTION.....	94
5.2.	TASSEMENT EN SURFACE.....	94
5.2.1.	Définition.....	94
5.2.2.	Tassement théorique de surface	94
5.2.3.	Tassement maximal du terrain	95
5.2.4.	Déplacement de la clé de voute	96
5.2.5.	Calcul du tassement par le logiciel PLAXIS 2D	96
5.3.	STABILITÉ DU FRONT DE TAILLE.....	97
5.3.1.	Calcul de la stabilité au cours du creusement	97
5.3.2.	Calcul du pré-soutènement	98
5.4.	CONCLUSION.....	101

CHAPITRE 6 : SOUTÈNEMENT PROVISOIRE.

6.1.	INTRODUCTION.....	101
6.2.	CRITERES DE CHOIX DE TYPE DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE	101
6.3.	CONVERGENCE CONFINEMENT.....	101
6.3.1.	Hypothèses de calcul	101
6.3.2.	Principe générale de la méthode	102
6.3.3.	Procédure de calcul	103
6.3.4.	Convergence à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.....	106
6.3.5.	Courbe caractéristique du soutènement	107
6.3.6.	Tracé de la courbe de confinement	109

6.3.7.	Equilibre finale	110
6.4.	TYPES DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE PROPOSES	110
6.4.1.	Hypothèses et calculs	110
6.4.2.	Pré dimensionnement du profilé du cintre.....	111
6.4.3.	CALCUL DE LA PORTANCE MAXIMALE DU CINTRE	114
6.5.	VERIFICATION DE SOUTÈNEMENT	115
6.5.1.	Vérification des contraintes normales	116
6.5.2.	Vérification des contraintes DE CISAILLEMENT	118
6.5.3.	Vérification des assemblages des éléments du cintre	119
6.6.	CONCLUSION	119
CHAPITRE 7 : REVETEMENT DEFINITIF.		
7.1.	INTRODUCTION	121
7.2.	Fonctions de revêtement	121
7.3.	Caractéristiques du revêtement	121
7.3.1.	Dimensions du revêtement	121
7.3.2.	Matériau constituant le revêtement	122
7.3.3.	Modélisation du revêtement par PLAXIS 2d	123
7.4.	Dimensionnement du revêtement définitif	123
7.4.1.	Ferraillage longitudinal	123
7.4.2.	Ferraillage transversal	125
7.4.3.	Armatures de répartition	127
7.5.	CONCLUSION	127
CONCLUSION GENERALE		128
BIBLIOGRAPHIE		130
ANNEXE A : Mécanismes de déformation de tunnels.....		133
ANNEXE B : LES BOULONS D'ANCRAGE		135
ANNEXE C : RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE.....		137
ANNEXE D : APPROCHE PARASISMIQUE		139

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES TUNNELS.

CHAPITRE 2 : DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE.

Tableau 1: Résumé des profondeurs des horizons existantes.	45
Tableau 2: Coefficient d'accélération selon la classe ouvrages et la zone de sismicité.	49
Tableau 3: Résumé des résultats des essais in situ réalisés dans plusieurs études –PMT.....	51
Tableau 4: Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres mécaniques des sols.	52
Tableau 5: Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres physiques des sols.....	53
Tableau 6: Paramètres géotechniques de calcul – sols.	58
Tableau 7: Paramètres géotechniques de calcul – roche.	58

CHAPITRE 3 : EVALUATION DES CHARGES.

Tableau 8: Couches de sol et leurs paramètres (PV1).	61
Tableau 9 : un résumé des résultats finals des charges verticales.	65
Tableau 10 : résumé des résultats finals des charges verticales.....	66
Tableau 11 : Théorie de COULOMB-RANKINE.	68
Tableau 12 : Résumé de résultats de calcul des charges verticales et horizontales.	72

CHAPITRE 4 : Modélisation numérique par le logiciel PLAXIS 2d.

Tableau 13: Paramètres du soutènement au niveau du tunnel.	84
Tableau 14: résultats de calcul de déplacement suivant les phases de construction.	86
Tableau 15: résultats de calcul des efforts suivant les phases de construction.	90
Tableau 16: résultats de calcul des efforts suivant les phases de construction.	91

CHAPITRE 5 : TASSEMENT ET STABILITE DU FRONT DE TAILLE

Tableau 17 : Tableau montrant les différentes formules a utilisé pour le calcul du déplacement de la clé de voute.....	96
Tableau 18 : Caractéristique des boulons en fibres de verre.	101

CHAPITRE 6 : SOUTENEMENT PROVISOIRE.

Tableau 19: Valeurs de courbe caractéristique de terrain.....	108
Tableau 20: Valeurs du tracé de la courbe de confinement.	110
Tableau 21: Tableau des réactions d'appuis au niveau des naissances du tunnel.	113
Tableau 22: Résultats et Répartition des efforts internes.	116

CHAPITRE 7 : REVETEMENT DEFINITIF.

Tableau 23: Efforts internes maximaux sur la voûte et le radier.	123
Tableau 24 : Efforts appliqués sur la voûte et le radier.....	123
Tableau 25: Section d'armatures de la voûte et le radier.	124
Tableau 26: Section des sections indépendantes.	125
Tableau 27: Vérification des cisaillements.....	125
Tableau 28: Récapitulatif du pourcentage d'armatures.....	126

LISTE DES FIGURES*CHAPITRE 1 : GENERALITE SUR LES TUNNELS.*

Figure 1 : Modèle 3D des ouvrages souterrains.....	22
Figure 2: Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.....	24
Figure 3: Machine à attaque ponctuelle.....	25
Figure 4: Machine pleine section (TBM).	26
Figure 5: Creusement de rameau de connexion # PV5 en pleine section.....	27
Figure 6: Creusement en demi-section.	28
Figure 7: Creusement en sections divisées.	28
Figure 8: Cintre lourd.	31
Figure 9: Voûte parapluie.	32
Figure 10: Procédé de mise en place de béton projeté par voie sèche.	34
Figure 11: Procédé de mise en place de béton projeté par voie humide.	34
Figure 12: Voussoirs préfabriqués en béton armé.....	37

CHAPITRE 2 : DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE.

Figure 13: Tracé en plan du puits de ventilation #01.	39
Figure 14: Localisation du PV1.	39
Figure 15: Modèle 3D de puit de ventilation #01.	40
Figure 16: Grands ensembles géographiques de la région d'Alger	42
Figure 17: Carte géologique de la région d'Alger (d'après Aymé', 1964).	43
Figure 18: Plan des sondages effectués dans la zone PV1.....	44
Figure 19: piézomètre à tube ouvert.....	45
Figure 20: Ressource en eaux souterraines.	46
Figure 21: Lectures du piézomètre à corde vibrante SC05.....	47
Figure 22: Lectures du piézomètre à corde vibrante SC11.....	47
Figure 23: Carte des intensités maximales observées au nord d'Algérie (1716 – 2003).	48
Figure 24: Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national	48
Figure 25: Schéma descriptif de l'essai pressiométrique.	50
Figure 26: Courbe pressiométrique.	51
Figure 27: Corrélations entre N et su	54
Figure 28: Relation Eu/su versus OCR et IP	55
Figure 29: Valeurs typiques de c' et φ' selon Wilun et Starzewski (1975).....	56

CHAPITRE 3 : EVALUATION DES CHARGES.

Figure 30: Hypothèse de théorie de TERZAGHI.....	64
Figure 31: Théorie des poids des terres.	66

CHAPITRE 4 : Modélisation numérique par le logiciel PLAXIS 2d.

Figure 32: exemple d'un ensemble de maillage.....	74
Figure 33: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	77
Figure 34: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb (Logiciel Plaxis 8.2).	78
Figure 35: Classification des roches selon la résistance à la compression recommandée.....	79
Figure 36: Les différents soutènements recommandés pour la classe R5B.....	80

Figure 37: géométrie général du modèle.	81
Figure 38: Schéma transversal type – Cintre C7.....	82
Figure 39: Boîte de dialogue du sous logiciel Tunnel designer.	82
Figure 40: Boîte de dialogue de caractéristiques du soutènement provisoire (la calotte).	85
Figure 41: Boîte de dialogue de caractéristiques du soutènement provisoire (Le radier).	85
Figure 42: output génération de la mesh.....	86
Figure 43: l'introduction du niveau phréatique.....	86
Figure 44: La distribution de la Pression interstitielle.....	87
Figure 45: Distribution des contraintes initiales effectives (principal directions).	87
Figure 46: définition de la phase 04 Installation du radier provisoire.....	88
Figure 47: définition de la phase 05.	89
Figure 48: Boîte de dialogue PLAXIS CALCULATIONS.....	89
Figure 49: Déplacement total maximal U_{tot} : 67,66 mm.	90
Figure 50: diagramme de l'effort Normal maximal N_{max} = 583,65 KN.....	90
Figure 51: Diagramme de l'effort tranchant T_{max} =195,81 KN.	91
Figure 52: Diagramme du moment de flexion M_{max} = 88,46 KNm.....	91
Figure 53: diagramme de l'effort Normal maximal N_{max} = 1930 KN.	91
Figure 54: Diagramme de l'effort tranchant T_{max} =510,01 KN.	92
Figure 55: Diagramme du moment de flexion M_{max} = 1110 KNm.....	92

CHAPITRE 5 : TASSEMENT ET STABILITE DU FRONT DE TAILLE.

Figure 56: Schéma représentatif du tassement en surface.	95
Figure 57: Tassement de la surface.	96
Figure 58: Schéma du rectangle coextensif.	97
Figure 59: Modèle de calcul pris en considération pour le dimensionnement des enfilages.....	98
Figure 60: Modèle de calcul pris en considération pour le dimensionnement des enfilages pour le rameau du PV1.....	99
Figure 61: Schéma représentant la déformation du front de taille d'un tunnel.....	100

CHAPITRE 6 : SOUTENEMENT PROVISOIRE.

Figure 62: Convergence-confinement.	104
Figure 63: Courbes de convergence, de confinement et assemblage.	105
Figure 64: Représentation de la géométrie soutènement provisoire.	111
Figure 65: Schéma d'un profilé et ses assemblages.	119

CHAPITRE 7 : REVETEMENT DEFINITIF.

Figure 69: Revêtement du rameau de connexion PV1.	122
Figure 70: Fenêtre des paramètres des armatures.	124
Figure 71: Fenêtre des résultats aux ELS.	124
Figure 72: Ferrailage de la voûte.....	126
Figure 73: Ferrailage du radier.....	126

LISTE DES ABREVIATIONS

BTM : Boom Type Machine ;

MEF : Méthode des Eléments Finis ;

NMA : Nouvelle méthode autrichienne. ;

QA : Quaternaire argileux ;

QM : Quaternaire marneux ;

QS : Quaternaire sableux ;

RX : Remblais ;

SPT : Essai de Pénétration Standard

TA : Tertiaire Argileux ;

TS : Tertiaire sableux ;

TBM : Tunnel Boring Machine (machine plein section) ;

LISTE DES SYMBOLES

- E_r : rapport énergétique du dispositif de test.
- N : nombre de coups mesurés lors du test SPT.
- C_N : coefficient de corrélation pour la contrainte verticale.
- λ : coefficient de corrélation d'utilisateur.
- E : le module pressiométrique.
- K : constante liée à la géométrie de la sonde (homogène à un volume).
- $K_0(NC)$: coefficient de poussé au repos d'un sol normalement consolidé.
- K_0 : coefficient de poussée au repos
- σ'_v : pression verticale effective.
- φ' : Angle de frottement effectif.
- c' : cohésion effective.
- IP : Indice de plasticité.
- E_u : Module de déformabilité non drainé.
- PL : Pression limite.
- P_f : Pression de fluage.
- C_u : Cohésion non drainée.
- φ : Angle de frottement interne.
- Id : Indice de densité.
- σ_0 : Contrainte naturelle.
- λ : Taux de déconfinement
- u : Déplacement
- R_c : La résistance en compression simple du terrain.
- σ_0 : Contrainte initiale du massif.
- φ : angle de frottement.
- E : Module de Young.
- ϑ : Coefficient de Poisson.
- R : Rayon d'excavation.
- λ_a : taux de déconfinement à l'apparition de la rupture.
- K_p : coefficient de butée.
- σ_s : Résistance de l'acier.
- A_s : Section de cintre HEB 160.
- 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.

Θ_b : Coefficient de poisson (béton projeté).

e : Epaisseur de béton.

h_i : hauteur de la couche.

γ_i : poids spécifique de la couche.

q : charge du chantier.

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 il prend les valeurs suivantes :

$\gamma_b = 1.5$ dans le cas courant

$\gamma_b = 1.15$ en cas de combinaisons accidentelles

θ coefficient dépend de la durée

K_c : raideur du cintre

K_b : raideur du béton

E: module de Young

ϑ : Coefficient de poisson

φ : angle de frottement

C : cohésion

ψ : angle de dilatance

C : cohésion (effective) [KN/m²]

ϕ : angle de frottement effectif [°]

ψ : angle of dilatance [°]

Paramètres de rigidité :

m : puissance (environ 0.58 pour les sables) [-]

Paramètres avancés :

K_{0NC} : K_0 -consolidation (par défaut $k_{nc0}=1-\sin\phi$) [-]

R_f : Coefficient à la rupture q_f / q_a (par défaut $R_f = 0.9$) [-]

EI : Rigidité à la Flexion

EA : Rigidité à la compression

$\alpha = \Sigma - M_{stage}$ = taux de déconfinement.

E_b : Module d'élasticité du béton.

A_b : a*e Section du béton.
 I_b Moment d'inertie de la section du béton.
 a : la distance entre les cintres.
 E_c : Module d'élasticité de l'acier.
 A_c : Section du cintre HEB 160.
 I_c : Moment d'inertie de cintre HEB 160.
 I_b : *moment d'inertie du béton.*
 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 : *module de sécurité.*
 σ_e : Résistance de l'acier.
 f_y : Limite d'élasticité.
 γ' : *module de sécurité.*
 I : Moment d'inertie du profilé.
 S : Moment statique du profilé.
 t : Épaisseur de l'âme du profilé.
 $f_y = 235$ MPa Limite d'élasticité.
 W_p Le module de flexion plastique.
 A_t L'aire résistante à l'effort tranchant.
 A_t Limite d'élasticité.
 $\gamma_S = 1.5$ Coefficient de sécurité de l'effort tranchant.
 $\gamma_M = 1.1$ Coefficient de sécurité du moment de flexion.
 f_y : Limite d'élasticité.

INTRODUCTION GENERALE

La ville d'Alger constitue depuis toujours un lieu de grande concentration d'activités humaines, économiques, commerciales et culturelles du pays. Cette concentration a entraîné un accroissement démographique considérable de la population.

Un des problèmes principaux du développement de cette ville, concerne la création d'un réseau de transport efficace pour offrir une multiplicité d'accès et d'orientation à la circulation en assurant le déplacement de masses importantes de passagers entre les zones industrielles, les régions d'habitation et les centres culturelles.

L'espace restreint disponible a fait du métro le mode de transport adéquat, apte à répondre aux exigences d'un tissu urbain très dense. L'implantation donc d'un réseau métropolitain à Alger passe naturellement par la réalisation des tunnels en zone urbaine. Cette particularité exige une grande précaution notamment dans l'évaluation des phénomènes d'instabilité qui doit être admissible pour les bâtiments situés en surface.

Les conditions géologiques et hydrogéologiques présentes du souterrain ainsi que les phénomènes d'instabilité qui se résume en tassement (conséquence de déplacement vertical de terrain au-dessus du tunnel), le gonflement (soulèvement du radier, l'instabilité de la base du piédroit « effet de renard »), également les fontis ou autrement dit les effondrements (une rupture structurale, partielle ou totale du tunnel, qui se propage parfois jusqu'à la surface du sol) constituent évidemment un certain défi pour l'ingénieur qui devra montrer d'une part, une certaine ingéniosité dans ses études pour prévoir la méthode de creusement à laquelle il optera à la fin, plus les types de soutènements adéquats, et d'autre part, pour bien apprécier et prévenir ces phénomènes.

Notre étude qui s'inscrit dans le cadre de projet de fin d'étude portera sur la construction du rameau de connexion (Tunnel transversal) qui connecte le puit de ventilation#01 'EL Harrach' avec le tunnel de voie principale, plus spécifiquement le tronçon inséré dans le Projet de l'Extension du Métro d'Alger. El -Harrach Centre – Bâb Ezzouar – Aéroport International d'Alger, sera réparti en deux axes principaux qui sont les suivants :

Dans la première partie nous allons commencer par une généralité sur les tunnels et définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et/ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction, et nous allons identifier les phénomènes principaux d'instabilité. Afin de déterminer les différentes reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.

Dans la deuxième partie, nous allons évaluer les charges qui sollicitent notre ouvrage en utilisant de différentes méthodes qui ont été bien choisies selon des critères mondiaux, ensuite nous allons étudier la stabilité de notre ouvrage en commençant par la disposition de méthodes efficaces de prévision des tassements et déformations du massif environnant pendant le creusement ainsi que sa comparaison avec le tassement résultant de l'analyse par éléments finis, et nous devons vérifier la stabilité du front de taille par la conception du pré-soutènement qui aura pour effet de réduire le tassement.

On abordera en dernier lieu, les calculs et la modélisation du soutènement provisoire en commençant par la méthode convergence-confinement qui consiste en un pré-dimensionnement

du soutènement provisoire (qui constitue le supportage à court terme) en vue d'apprécier le taux de déconfinement qu'un terrain subit avant la pose du soutènement, et nous allons aussi présenter le revêtement définitif qui représente l'état final de supportage des tunnels, sa conception devra tenir compte des sollicitations obtenues par la modélisation du logiciel PLAXIS 2D ; on termine, l'étude de tunnel par un cas sismique et on évaluera les différents efforts et déplacement qu'il peut subir après l'action d'ondes sismiques.

PARTIE 01 : partie théorique.

*CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR
LES TUNNELS.*

1. GENERALITES SUR LES TUNNELS

1.1. Introduction

Les travaux souterrains permettent de réaliser des ouvrages utilisés pour la circulation des personnes, des véhicules et des marchandises (tunnels routiers et auto routiers, tunnels ferroviaires, réseau de transport collectif urbain, métro-RER, voiries urbains souterrains), ils concernent aussi les ouvrages de stockage des véhicules (parcs de stationnements souterrains), et d'eau (tunnel réservoir, bassin de stockage d'eaux pluviales) ainsi que de nombreux autres ouvrages (zones commerciales et gares ferroviaires souterraines, laboratoires souterrains de recherche, stockage industriel souterrain, puits de grande profondeur. [15]

Le creusement d'un ouvrage souterrain (galerie, tunnel) perturbe le système des contraintes naturelles autour de la cavité créée. Généralement le terrain encaissant agit par certaines réactions, qui peuvent être la cause directe de l'instabilité du massif et de l'ouvrage.

Cette réaction dépend directement de la nature, caractéristiques et de la résistance mécanique du terrain excavé et les caractères géométriques de la cavité.

Pour cela, la réalisation de soutènement est l'un des éléments essentiels de l'exécution du tunnel (galerie) qui a pour but d'assurer la sécurité du chantier contre les éboulements lors des travaux souterrains.

On a généralement recours à l'utilisation d'un soutènement provisoire qui s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de pallier aux problèmes causés par la décompression du terrain. Ceci permet d'assurer la stabilité des parois, mais participe aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement qui est mis ensuite à l'intérieur. [20]

1.2. Ouvrages souterrains

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

La réalisation des travaux en souterrain permet d'affranchir des obstacles, d'utiliser au maximum l'espace souterrain quasi illimité et de libérer la surface au sol. [11]

1.2.1. Puits

L'exécution souterraine d'un ouvrage quelconque nécessite en général la création d'un puit d'accès vertical, dans les directions et aux profondeurs désirées. Les tunnels et les galeries implantés le plus souvent avec une pente voisine de l'horizontale. L'exécution de l'ouvrage principal se fait donc à partir de ces puits.

L'étude des tunnels intervient aussi dans le cadre des projets de stockage des déchets radioactifs par la nécessité de creuser des galeries profondes à partir desquelles les puits ou galeries de stockage seront réalisés.

Chaque ouvrage dispose d'un système d'évacuation constitué de puits et galerie de connexion. Les puits, sont généralement des ouvrages circulaires (sécurisés par une paroi moulée ou les pieux qui sont réalisés à l'avance). [10]

1.2.2. Rameaux

Après le creusement des puits, on creuse des tunnels (rameaux) qui donnent accès au tunnel de voie (tunnel principal). C'est à dire, permettre la liaison entre le puits et le tunnel. [13]

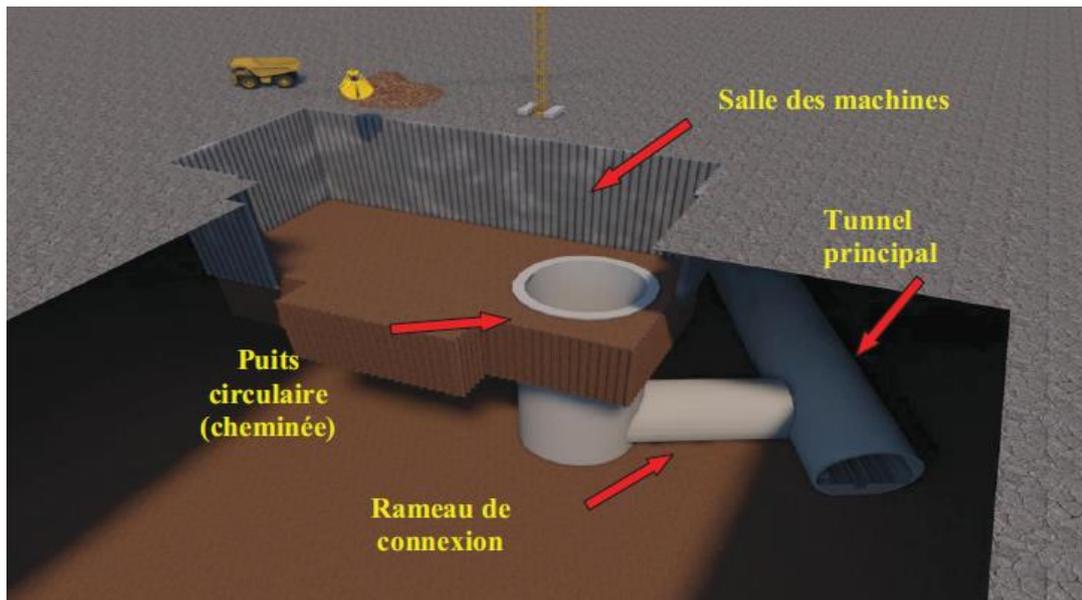


Figure 1 : Modèle 3D des ouvrages souterrains. [2]

1.3. Mode de creusement

Le choix de mode de creusement se fait entre deux types de terrains :

- Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères (sols).
- Exécution du creusement dans les terrains durs (rocheux).

1.3.1. Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères

1.3.1.1. La pelle hydraulique

C'est un engin mécanique constitué d'un bras mobile (pelle) pouvant se déplacer facilement sur le front de taille et les parois latérales. On peut prévoir un changement de la pelle par un marteau piqueur dans le cas où l'on rencontrerait des passages de terrains durs. [20]

1.3.1.2. Les boucliers

a) Les boucliers ouverts (non pressurisés)

Ils ne sont bien sûr utilisables que lorsque la stabilité du front est assurée naturellement dans des conditions satisfaisantes, soit parce que les terrains présentent une résistance suffisante (sols cohérents raides, sols granulaires avec cohésion), soit parce que l'on se situe en conditions favorables vis à vis des pressions hydrostatiques (tunnel au-dessus de la nappe ou avec une faible charge).

L'abatage peut être alors manuel et le bouclier ne constitue qu'un soutènement latéral, avec éventuellement des cloisons ou planchers intermédiaires permettant de mettre en œuvre un blindage partiel du front ou des lances en voûte et piédroits pour conforter la stabilité des terres. [29]

b) Bouclier pressurisé

Successeurs mécanisés des boucliers anciens, ce sont des machines à forer pleine section, le plus souvent à tête rotative, qui assurent le creusement, l'évacuation des déblais et la pose d'un

revêtement préfabriqué en général définitif, parfois provisoire. La pressurisation, dont le but essentiel est la tenue du front de taille et l'équilibre de la pression aquifère, peut être assurée de diverses façons. Le tunnel restant à la pression atmosphérique dans tous les cas, un joint de queue constitué de lames de néoprène ou de brosses métalliques graissées assure l'étanchéité entre la jupe arrière du bouclier et le revêtement posé à l'intérieur de celle-ci.

Certains dispositifs peuvent permettre une meilleure inscription du bouclier dans les courbes de faible rayon : articulation de la jupe, surcoupe variable permettant de forer une section ovale aplatie, etc.

Dans les terrains meubles et aquifères où la stabilité du front de taille est aléatoire, il convient donc de la garantir par une pression qui peut être appliquée :

- Soit par l'air comprimé.
- Soit par la roue de taille elle-même (pression mécanique).
- Soit par un liquide dense (boue bentonitique ou chimique).
- Soit enfin par le marinage (pression de sol). [29]

1.3.2. Exécution du creusement dans les terrains durs

On distingue quatre principales méthodes d'excavation des tunnels qui peuvent être utilisées dans les terrains durs. Le choix de la technique à employer résulte d'un compromis entre les exigences liées à la géométrie de l'ouvrage à réaliser, les caractéristiques du terrain à creuser, les spécificités du site et de son environnement et les contraintes géologiques, hydrogéologiques (présence ou non de la nappe phréatique). [3]

Ces méthodes sont les suivantes :

- Tunnel dans le rocher :
 - ✓ Méthode traditionnelle à l'explosif.
 - ✓ Méthode par attaque ponctuelle.
- Tunnel en terrain difficile :
 - ✓ Méthodes par pré-découpage mécanique.
 - ✓ Méthodes de creusement au tunnelier.

1.3.2.1. Tunnel dans le rocher

a) Méthode traditionnelle à l'explosif

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique. L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes :

- Traçage et perforation du plan de tir ;
- Chargement des trous de mines et tir de la volée ;
- Ventilation et purge de l'excavation ;
- Évacuation des déblais du front de taille (marinage). [14]

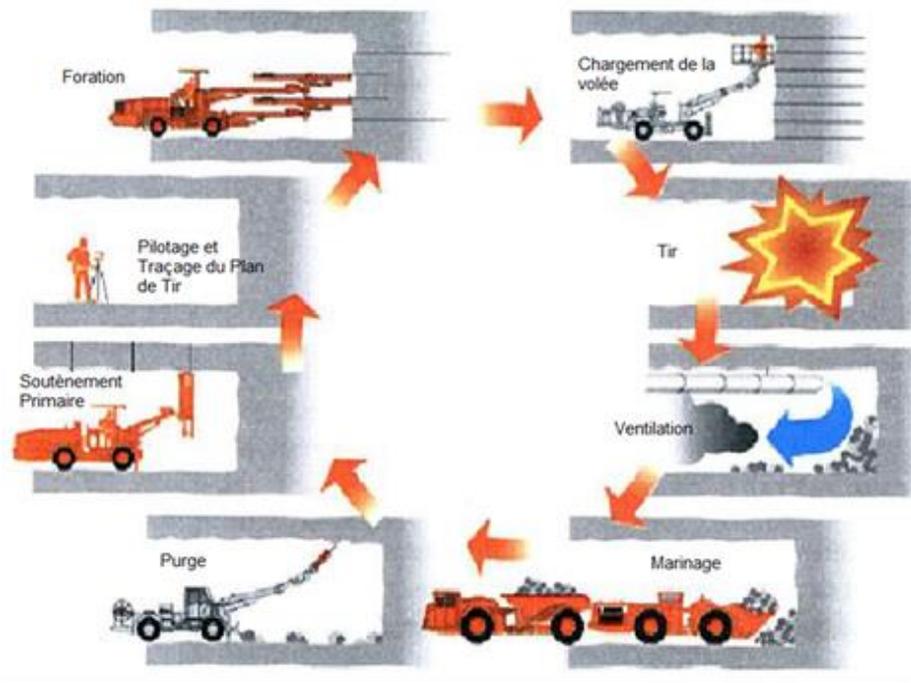


Figure 2 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif. [12]

b) Méthode par attaque ponctuelle

Les machines à attaque partielle ou ponctuelle (boom type machine – BTM) représentent les machines qui n'abattent qu'une partie de la section. Elles permettent de creuser n'importe quel profil de dimension variable, elles sont équipées d'une tête fraiseuse de faible dimension située à l'extrémité d'un bras mobile, le tout porté sur un châssis automoteur à roues ou à chenilles.

Le principe du travail d'abattage de la machine consiste en un éclatement de la roche sous les effets conjugués (associé) d'une pénétration des pics dans le front de taille et du balayage du bras. Les déblais sont ensuite repris au front par un système d'évacuation propre ou non à la machine.

Ce moyen d'abattage reste bien adapté aux travaux en site urbain, et à l'exécution de galeries de dimensions faibles à moyenne (reconnaissance, avancement, pilote ou travaux annexes, niches, garages, locaux techniques).

• Avantages des machines à attaque ponctuelle

- Simultanéité des opérations d'abattage, de chargement et d'évacuation des roches.
- Grande vitesse d'avancement (Plus à 6 m/jour).
- La technique d'abatage n'entraîne pas d'ébranlement.
- Découpage soigné de la section (pas de hors profils).
- Le seul moyen dans les zones à risques.

• Inconvénients des machines à attaque ponctuelle

- Un coût élevé, mais plus avantageux que les tunneliers.
- Frais de démontage, de transport et de remontage du matériel en souterrain.
- Les têtes d'attaque s'usent très rapidement et leur changement est relativement coûteux.
- Beaucoup de poussières. [9]



Figure 3 : Machine à attaque ponctuelle. [30]

1.3.2.2. Tunnel en terrain difficile

a) Méthodes par pré découpage mécanique

Cette méthode consiste à réaliser une succession de saignées d'épaisseur 15 à 30 cm et de 3 à 5m de longueur dont le tracé suit le profil théorique de l'extrados de la voûte à réaliser, à l'aide d'une haveuse (machine de pré-découpage constituée d'un bâti support rigide auquel est fixé un chariot mobile pouvant se déplacer sur le contour de la section à excaver et équipé d'une scie spéciale). 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. [11]

b) Méthodes de creusement au tunnelier

Les machines à attaque globale (machine plein section, tunnelier ou tunnel boring machine – TBM) attaquent en une seule passe la totalité de la section. Elle possède à l'avant un plateau circulaire rotatif d'un diamètre égal à la section à excaver, le plateau appelé tête de forage, porte les outils de creusements.

• Avantages du Tunnelier

- Le tunnelier permet d'atteindre des vitesses de creusement assez élevées de 15 à 30 m/jour théoriquement.
- Pas d'ébranlement, sous l'effet de choc ce qui assure une bonne tenue de la galerie.
- Pas d'hors profil, d'où une économie de béton.
- Le soutènement est facile et rapide (préfabriqué).
- Les équipes de personnel sont réduites, Ce qui permet d'augmenter le rendement (homme / poste)
- La sécurité des chantiers est accrue.

• Inconvénients du Tunnelier

- Le temps de travail effectif de la machine ne dépasse pas 30%.
- Le tunnelier ne peut être valablement utilisé, qu'en terrain homogène.
- Tout accident géologique imprévu entraîne le blocage de la machine.
- Coût très élevé, d'où la difficulté ou la quasi impossibilité d'amortissement sur des tronçons, dont la longueur est inférieure à 2 Km.
- La géométrie du tunnel doit être circulaire, or ce n'est pas notre cas.
- Le coût excessivement élevé des outils de forage. [12]



Figure 4 : Machine pleine section (TBM). [31]

1.4. La nouvelle méthode Autrichienne NATM

La nouvelle 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.

a. Les Avantages de la N.A.T.M

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

b. Limites de la N.A.T.M

- Les venues d'eau excessives empêchent la mise en œuvre du béton projeté, soit en raison de gêne à la projection ou en raison des sous - pressions qui peuvent se développer derrière la couche de béton frais.
- Le terrain est trop peu cohérent.
- L'efficacité du boulonnage est insuffisante, la hauteur de couverture entraîne des pressions élevées et même le renforcement par des cintres légers ne pourra suffire. [17]

1.5. Méthodes de creusement

Les méthodes de creusement dépendent de plusieurs paramètres parmi lesquels on peut citer, la nature du terrain, la profondeur et les dimensions de l'ouvrage, le matériel disponible, le délai d'exécution et de l'environnement de l'ouvrage. Le creusement s'effectue selon des classes d'excavation qui appartiennent aux trois (03) modes de creusement

- Creusement en pleine section.
- Creusement en demi – section supérieure et section inférieure.
- Creusement en sections divisées.

1.5.1. Creusement en pleine section

Le creusement en pleine section est bien adapté aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté, il convient de comprendre les techniques d'avancement donnant lieu à un dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule fois. [25]



Figure 5 : Creusement de rameau de connexion # PV5 en pleine section. [13]

1.5.2. Creusement en demi – section supérieure

Cette méthode consiste à excaver dans une première phase le demi – section supérieure du tunnel (calotte) suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 m. Dans une deuxième phase, on procède à l'excavation du demi – section inférieure appelée (stross et radier). La mise en place du soutènement provisoire s'effectue en principe à l'avancement de chaque phase d'excavation.

Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension (de 40 m² à 50 m²) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vue de la dimension réduite de front de taille.

Le creusement par demi – section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Il peut alors être utilisé très largement en faisant varier le pas d'avancement de creusement.

L'intérêt fondamental de la demi – section, par rapport à une méthode de creusement en section divisée, est de permettre une mise en place rapide d'un soutènement sur toute la partie supérieure, il peut être réalisé une fois le creusement du tunnel en demi – section supérieure terminé, ou avec un certain décalage.

Dans la méthode par demi – section, le raccourcissement de l'avancement unitaire (pas d'avancement) jusqu'à moins de 1m dans les terrains médiocres et la grande durée de pose des soutènements peut diminuer considérablement l'avancement journalier jusqu'à 3 par jour. [9]

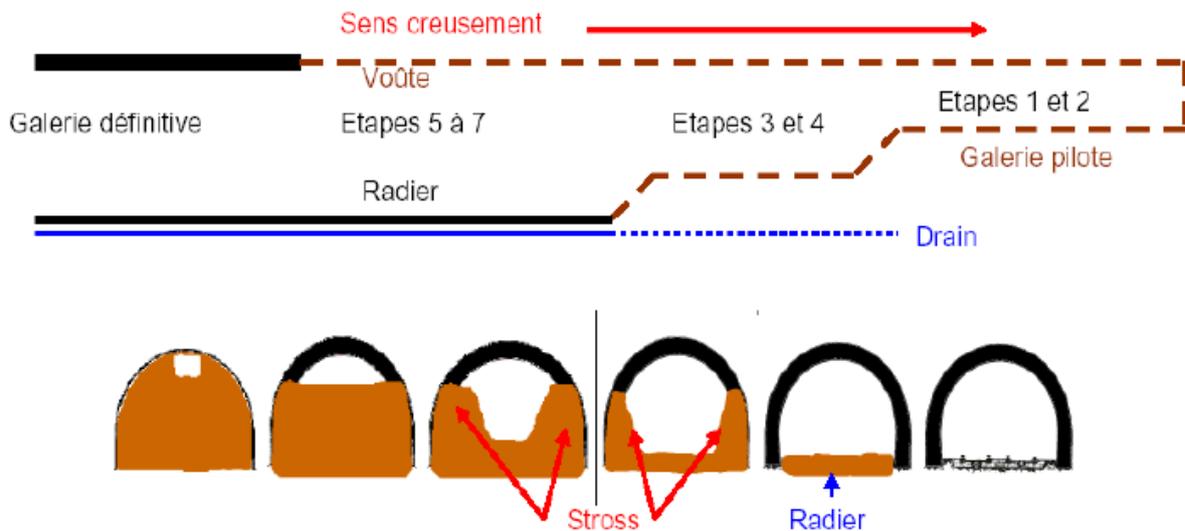


Figure 6 : Creusement en demi-section. [23]

1.5.3. Creusement en sections divisées

Ce type de creusement a généralement été recommandé pour les tunnels à grande section ou pour les stations en mine tel que **Hassan Badi**, **place des martyrs** et **Beaulieu** ou les tunnels dans une zone géologiquement défavorable), alors que les procédés de pré- soutènement et de renforcement du front de taille n'étaient pas encore bien développés. Plusieurs façons de diviser la section sont possibles :

- On l'utilise quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi-section.
- Cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée. Chaque étape du creusement doit être parfaitement contrôlée de façon à maîtriser l'évolution du terrain. [25]

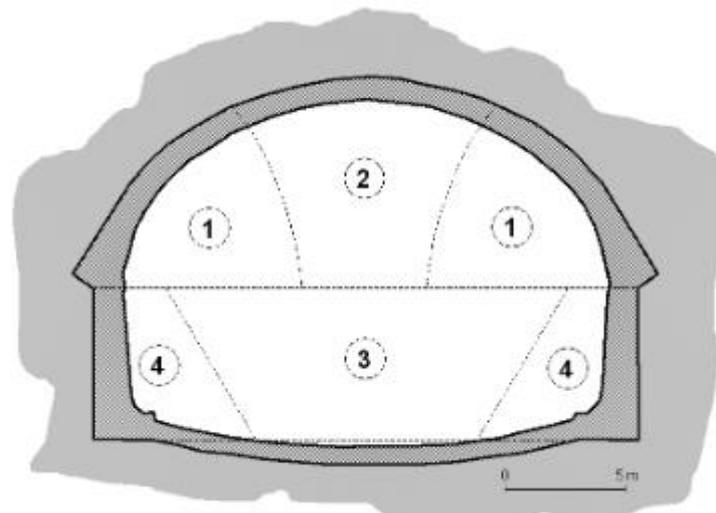


Figure 7 : Creusement en sections divisées. [28]

1.6. Purge et marinage

L'opération de purge est assez délicate, car elle consiste à faire tomber de la voûte et du front les blocs et les écailles non stables. Elle se fait à l'aide d'un pic manuel spécialement conçu pour cet usage, la pince à purger. L'autre opération simultanée ou venante juste après, qui consiste à charger et évacuer les déblais, s'appelle le marinage. Il est réalisé à l'aide d'une pelle classique et d'un camion benne (dumper). Lorsque la distance l'impose, on peut être amené à utiliser une locomotive tractant des berlines ou un convoyeur à bande. Dans ce dernier cas, il convient de prévoir un concasseur pour réduire la taille des blocs transportés. [4]

1.7. Mouvements de sol lors du creusement d'un tunnel

Le creusement des tunnels est un procédé complexe générant de nombreux événements dans le sol. Au fur et à mesure de l'avancement du tunnel, la mise en place d'une structure rigide permet de limiter les mouvements dans le massif et en surface. Ces mouvements peuvent être très importants si le front de taille n'est pas suffisamment stable ou si le tunnel a une forte interaction avec des ouvrages existants. Tous ces procédés demandent une analyse très profonde et avancée. [11]

1.7.1. Description générale des mouvements de sol

Les mouvements de surface apparaissent en fait comme des événements liés à une série de phénomènes qui se produisent en même temps dans le court terme :

- Perte de sol au front de taille.
- Déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression, soit la distance de pose du soutènement en arrière du front de taille.
- Déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier (en cas de trajectoire courbe par exemple).
- Déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge (agit comme une charge supplémentaire). [11]

1.7.2. Principaux phénomènes d'instabilité

Les premières analyses des accidents et des incidents répertoriés ont permis d'identifier cinq phénomènes principaux d'instabilité. Il s'agit des phénomènes suivants

a) Effondrement : un effondrement correspond à une rupture structurale, partielle ou totale, du tunnel. La rupture du recouvrement se propage parfois jusqu'en surface du sol formant une cuvette d'effondrement ou un cratère (fontis).

On parle d'un effondrement localisé lorsque cette rupture ne concerne qu'une zone d'extension limitée (les effondrements localisés peuvent être le résultat de la rupture du toit du tunnel) et d'un effondrement en masse ou généralisé lorsqu'il concerne, au contraire, une zone étendue en surface

b) Désordres locaux

Ils incluent plusieurs formes d'instabilité locale dans les ouvrages souterrains, comme les chutes de blocs, la fissuration, l'infiltration faible d'eau, les dommages apparaissant aux parois et au toit de l'ouvrage, le soulèvement de radier, etc. Les désordres ne remettent pas toujours en cause l'utilisation du tunnel, mais imposent une réparation importante.

c) Inondation

C'est une conséquence de l'invasion d'un ouvrage souterrain par une grande quantité d'eau souterraine ou de pluie, ces phénomènes entraînent des pertes matérielles importantes et des arrêts de travaux dans les ouvrages souterrains affectés.

d) Tassement en surface ou tassement différentiel

Le creusement des ouvrages souterrains urbains dans de terrains meubles engendre souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface. Le tassement différentiel s'exprime par des déformations dues à la différence des valeurs des tassements des deux éléments structuraux successifs du tunnel.

e) Fortes déformations (convergence extrême)

Il s'agit de la réduction de section associée aux fortes convergences qui compromet l'utilisation de l'ouvrage dans des conditions de sécurité optimale. La forte déformation peut résulter de plusieurs facteurs comme le gonflement, le fluage, les déformations plastiques, les contraintes tectoniques. Les conséquences de la convergence sont la fermeture de la section, la destruction du soutènement. Parfois, ce phénomène nécessite la ré-excavation de l'ouvrage souterrain. [4]

1.8. SOUTÈNEMENT

1.8.1. Rôle du soutènement

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.

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. [26]

1.8.2. Classification des modes de soutènement

Le choix du soutènement est lié aux exigences du terrain ainsi qu'à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Les soutènements sont généralement classés en quatre catégories principales selon leur mode de fonctionnement :

- Les soutènements agissant par consolidation
- Les soutènements agissant par supportage
- Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armatures
- Les soutènements agissant par confinement. [18]

1.8.2.1. Les soutènements agissant par consolidation

Il consiste à modifier les caractéristiques géotechniques et Hydrologique du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même. Cela s'effectue par plusieurs procédés

- a. **Injections de consolidation** : ce traitement consiste à faire pénétrer dans le terrain un coulis liquide qui se solidifie dans le temps. On peut ainsi soit simplement réduire la perméabilité du sol ou de la roche fissurée (injection d'étanchement), soit chercher également à améliorer sa résistance mécanique. [19]
- b. **Congélation** : congeler un sol, c'est transformer en glace l'eau contenue dans ce sol. Cette technique ne s'applique donc que dans les terrains aquifères. Elle permet de former autour de la future excavation une paroi gelée dure et imperméable. [19]
- c. **Air comprimé** ;

1.8.2.2. Les soutènements agissant par supportage

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

a. Cintres (lourds ou légers)

Ils peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou des portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage. Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments : [29]

- 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.

✓ Les cintres métalliques lourds

Ces cintres sont utilisés pour les terrains poussant et de mauvaise qualité, ou lorsque on traverse une zone plus difficile qui se déforme moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charge. Ces cintres sont assemblés près du front puis placés contre la paroi au moyen d'un érecteur ; entre chaque élément métallique, il se crée une voute de terrain. On réalise parfois un blindage ou un remplissage en béton entre les cintres. [22]



Figure 8 : Cintre lourd. [19]

✓ Les cintres métalliques légers et coulissants

Sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d'assemblage permet le coulisement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres. Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage. [22]

➤ Remarque

Pour être efficace, le **cintre** doit être utilisé concurremment avec certains éléments complémentaires destinés à assurer l'interaction intime entre les déformations du cintre et celles du terrain, tels que des **plaques métalliques cintrées assemblées** par clavetage qui constituent un véritable cuvelage et qui peuvent être renforcées ou non par des cintres. [24]

b. Pré-soutènement

L'opération de pré-soutènement consiste à créer une structure jouant un rôle de soutènement, en avant du front de taille, à la périphérie de la section qui sera excavée.

Le pré-soutènement peut contribuer à la préservation du noyau de terrain en avant de taille, qui est fortement décomprimé par le creusement. Il est très souvent utilisé en accompagnement d'une action de renforcement direct du front lui-même : béton projeté pour confinement du front, boulon de front.

Les techniques d'amélioration du terrain par traitement en masse (injection, drainage...) peuvent également être considérées comme un pré-soutènement.

✓ Voûte parapluie

❖ Définition

Le système de voûte parapluie consiste à mettre en place des tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement.

La longueur des voûtes successives ne dépasse pas 15 à 18m, et la longueur de recouvrement étant généralement de 4 à 9 m

❖ Rôle

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

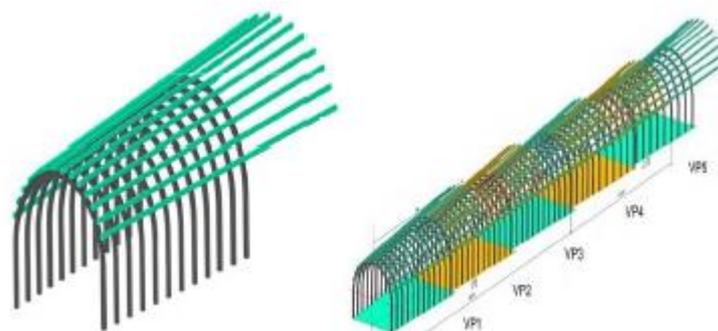


Figure 9 : Voûte parapluie. [13]

✓ Pré-voûte

Il s'agit d'une structure de pré-soutènement conçue pour travailler sans difficulté en voûte transversalement à la progression du tunnel. La pré-voûte peut-être réalisée par différents procédés, généralement

- La mise en place de béton à l'intérieur d'une saignée réalisée par prédécoupage mécanique ;
- La création d'une coque à l'aide de colonnes de jet-grouting juxtaposées, par la même méthode que celle mise en œuvre pour les voûtes-parapluie. Lorsque le terrain s'y prête, l'utilisation du jet-grouting permet d'obtenir des pré-voûtes de plus grande longueur sous réserve d'une très bonne qualité d'exécution si l'on veut que les colonnes soient réellement jointives et aptes à transmettre des efforts transversalement. [21]

1.8.2.3. 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 :

c. Le béton projeté seul

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. Il présente l'avantage de constituer une peau continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices. Le confinement généralisé qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécaniques du terrain qui résulte obligatoirement d'un desserrage trop important. Ce type de béton est très rare dans les tunnels, il est généralement utilisé dans un terrain dur pour protéger le front avant la mise en place du soutènement.

- ❖ Plusieurs conditions cependant doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté
 - Le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière.
 - Le terrain doit être libéré de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton.
 - Le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton. [13]
- ❖ 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 de traction.

- ❖ La projection du béton s'effectue soit par voie sèche ou par voie humide

✓ Projection 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.

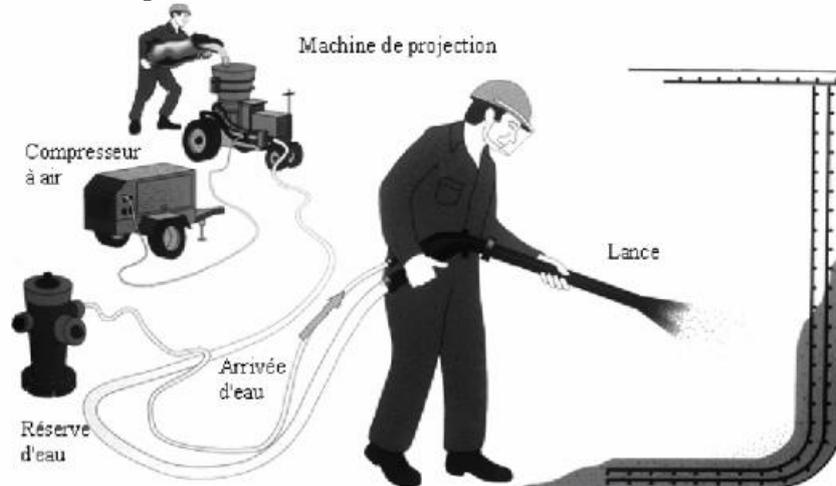


Figure 10 : Procédé de mise en place de béton projeté par voie sèche. [19]

✓ 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.

La différence entre les deux techniques est liée à la manière dont l'eau de gâchage du béton est introduite (soit lors de la fabrication du béton, soit lors de l'application du béton). [29]

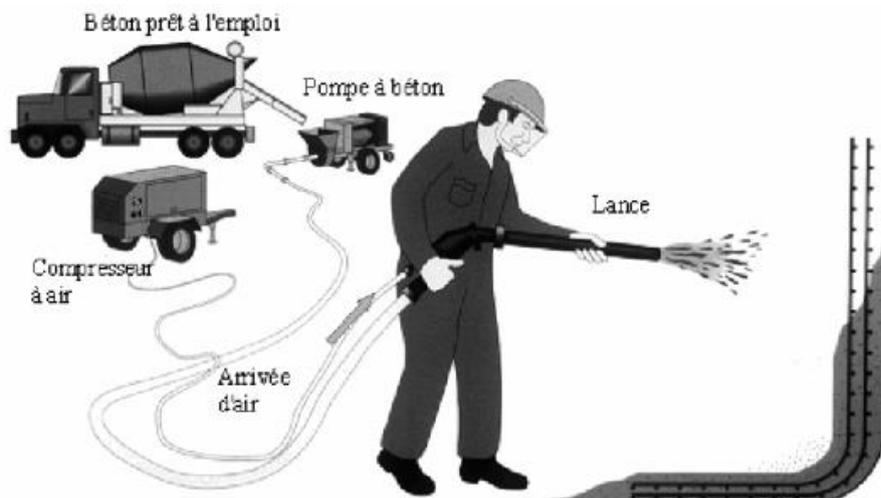


Figure 11 : Procédé de mise en place de béton projeté par voie humide. [19]

1.8.2.4. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armatures (les boulons d'ancrage)

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. :

- Les boulons passifs.
- Les boulons actifs.
- Les barres foncées.
- **Remarque : Avant la réalisation de rameau de connexion on doit réaliser un type de soutènement essentiel pour le soutènement des puits qui est :**

1.8.2.5. Les pieux

Les pieux sont des éléments de construction longs, à section circulaire ou polygonale, généralement noyés dans le sol, ils sont constitués de béton, acier, bois ou d'une combinaison de ces matériaux, on distingue deux catégories de pieux forés (réalisés in situ) et pieux battus à l'aide d'un mouton ou vibrofoncés.

Les pieux peuvent former un mur de soutènement de type rideau mixte pour bien résisté aux efforts latéraux ou bien comme poteaux profonds intégrés à la structure du bâtiment. Les principaux types de pieux

- a) Les pieux sécants et jointifs.
- b) les pieux forés avec tirant d'ancrage ou avec buttons

a. Les pieux sécants et jointifs

Paroi pieux sécants ou La méthode écran consiste à construire une série de pieux moulés dans le sol pour former une paroi continue et étanche, ce type de soutènement est utilisé pour des blindages de fouille à côté d'une construction existante. la tenue des terres est obtenue par la cohésion à court terme du matériau en place, qui sont dimensionnés pour reprendre les efforts de flexion dûs aux poussées des terres, passage d'eau et les charges verticales.

Ces étapes de réalisation sont confectionnées en plusieurs phases

- Tout d'abord la réalisation d'une murette guide.
- Puis exécution des pieux primaires, en béton moyennement résistant.
- Ensuite exécution des pieux secondaires, en béton résistant armé avec des cages d'armatures.
- Suivi de la démolition et de l'enlèvement de la murette guide, le recépage des pieux et le coulage d'une poutre de couronnement.
- Éventuellement la mise en place lors des terrassements en descendant des ancrages et ou des butons.

b. Les pieux forés avec tirant d'ancrage ou avec buttons

Cette technique connaît le plus d'application aujourd'hui, car elle évite les moyens de battage souvent exclus en site urbain, les pieux consistent à couler du béton armé en place dans un forage, ce dernier peut se réaliser par plusieurs techniques de forage. La réalisation d'un pieu foré peut être résumée comme suit

- Fabrication de la cage d'armature.
- Réalisation de la plate-forme de travail.
- Implantation du pieu.
- Mise au point de la foreuse.
- Installation du tubage provisoire (éventuel).
- Forage du pieu jusqu'à la profondeur indiquée sur les plans d'exécution.
- Nettoyage du fond avec le plus grand soin.
- Mise en place de la cage d'armature.

- Dessablage.
- Bétonnage.
- Récupération du tubage provisoire (éventuel). [6]

1.9. Etanchéité et drainage des tunnels

L'étanchéité

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

En général entre le soutènement et le revêtement définitif de la voute, on place un matériau (géo-membrane synthétique, géotextile, géo-membrane bitumineux) qui assure l'étanchéité partielle de l'ouvrage. Il convient donc de prévoir un réseau de drain en piedroit pour l'évacuation des eaux d'infiltration collectées par cette membrane protectrice.

Le choix du système d'étanchéité dépend des critères suivants

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

Drainage

Captage ponctuel ou surfacique d'arrivée d'eau dans un ouvrage souterrain. Cette eau est ensuite collectée et rejetée à l'extérieur par le réseau d'assainissement de l'ouvrage. Le drainage peut être provisoire, pour permettre par exemple la mise en place dans de bonnes conditions du complexe d'étanchéité, ou définitif et contribue de fait à la fonction étanchéité de l'ouvrage. [25]

1.10. Revêtement définitif

Une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement, dans les terrains résistants et qui ne montre aucune réaction contre l'effet de creusement, la stabilité de l'ouvrage est assurée naturellement, un revêtement peut être mis en place afin d'assurer la fonctionnalité de l'ouvrage et de protéger les installations d'exploitation ou participer à l'esthétique de l'ouvrage. [29]

1.10.1. Fonctions de revêtement

Lors de la conception de l'ouvrage, on doit définir les fonctions qui seront amenées à assurer le revêtement, vis-à-vis, d'une part, des exigences de stabilité d'ensemble, notamment au sein du massif encaissant et d'autre part, des exigences liées à l'exploitation.

- Fonction de soutènement : la fonction de soutènement du revêtement permet d'assurer la stabilité mécanique nécessaire de l'ouvrage à long terme.
- Le revêtement doit être conçu de façon à mobiliser efficacement l'interaction avec le terrain. Ce qui implique des choix appropriés en matière de forme de la section et de rigidité

de la structure en regard de celle du massif, ainsi que la méthode d'exécution de façon à garantir un bon contact avec le terrain en tout point.

- Le revêtement peut contribuer aussi à l'étanchement en étant par lui-même étanche.
- Un revêtement lisse contribue à minimiser les pertes de charge, lorsque le tunnel possède un système de ventilation mécanique. [21]

1.10.2. Les différents types de revêtement

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

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

b) Revêtement en béton coffré armé, avec radier contre-vouté

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

c) Revêtement en béton projeté

Le revêtement définitif des tunnels neufs en béton projeté ne constitue qu'une solution susceptible d'être retenue que dans des cas particuliers où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité ou à son confort d'utilisation. Pour les tunnels routiers, il ne peut donc s'agir que d'ouvrages assez peu circulés, réalisés dans un rocher de bonne qualité.

d) Revêtement en voussoirs préfabriqués

Un voussoir est une écaille de béton armé (anciennement de fonte) qui arrive sur le chantier déjà fabriquée et prête à poser. Par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. Ce sont ces anneaux qui, mirent bout à bout, constituent le revêtement du tunnel. [25]



Figure 12 : Voussoirs préfabriqués en béton armé. [19]

*CHAPITRE 2 : DESCRIPTION DE
LA ZONE D'ETUDE.*

2. DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE

2.1. Description technique de l'ouvrage

2.1.1. Localisation du PV1

Le puits de ventilation #01 se situe dans la commune d'El Harrach à proximité de la route de la radieuse et Cinq-maisons. Par rapport au tracé de l'extension LOT-1, l'ouvrage est implémenté entre la station d'El Harrach centre et la station de Hacén Badi au point Kilométrique PK.0+510.00.

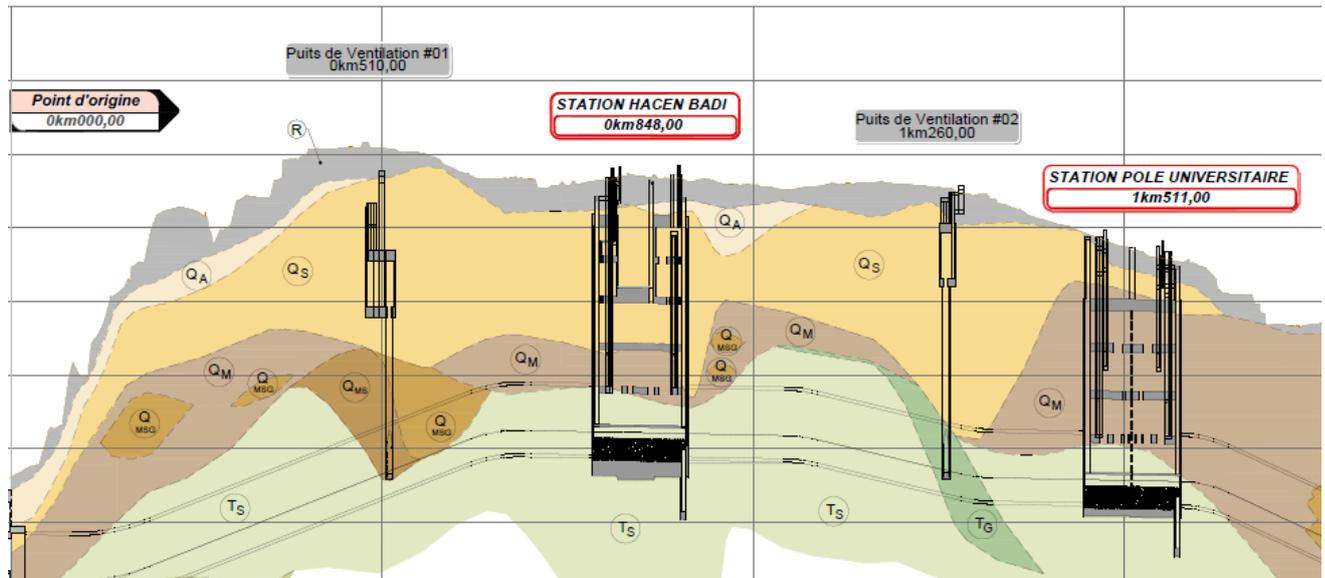


Figure 13 : Tracé en plan du puits de ventilation #01 sur support de carte géographique. [1]

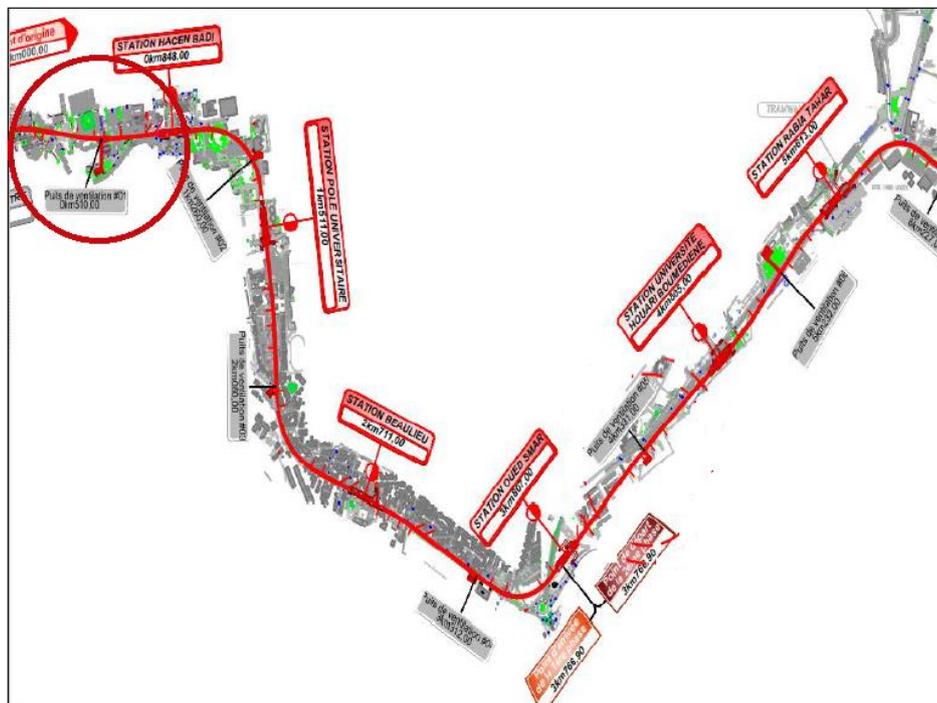


Figure 14 : Localisation du PV1. [13]

2.1.2. Présentation du projet

Le but de la ventilation du tunnel est de maintenir la qualité de l'air au niveau requis dans des conditions de fonctionnement normales. En cas d'incendie, son rôle est de protéger les utilisateurs à l'abri des fumées, afin qu'ils puissent évacuer le tunnel, et permettre une intervention dans les services d'urgence et d'incendie dans la deuxième étape. Par conséquent, les puits de ventilation sont des ouvrages indispensables au fonctionnement du métro en toute sécurité.

Le puits de ventilation « PV01 » fait partie de l'Extension LOT-1 de la ligne 1, La fouille du puits de ventilation a une profondeur de 39.5 m, y compris une gaine de ventilation et sortie de secours « rameau de connexion 89 m de longueur ». Le puits de ventilation PV # 1 est l'un des dix (10) puits du projet d'extension du métro d'Alger LOT-1. [6]

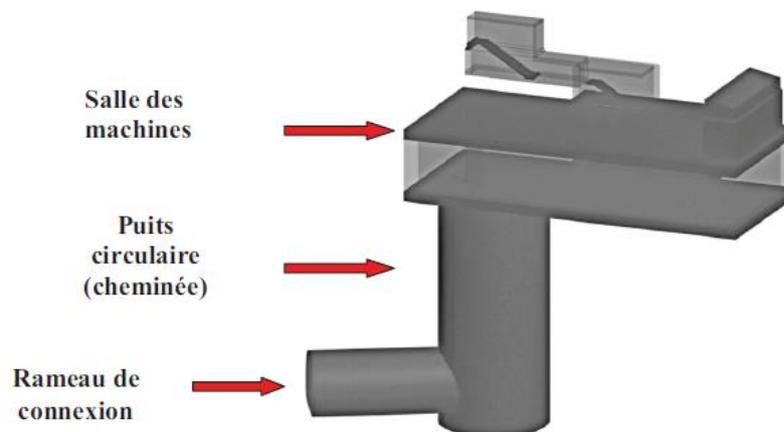


Figure 15 : Modèle 3D de puit de ventilation #01. [2]

2.2. Campagne de reconnaissance

2.2.1. Conditions géologiques

❖ Objectifs

Les reconnaissances et études géologiques doivent donner au concepteur du tunnel les éléments suivants :

- Géologie régionale, histoire géologique du massif ;
- Structure du massif ;
- Inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées, zones broyées...) ;
- Description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique, minéralogique, selon leurs qualités et leurs discontinuités. [9]

❖ Moyens de reconnaissances

Ces moyens sont nombreux. Ils ne sont pas exclusifs aux reconnaissances géologiques pour l'étude d'un ouvrage souterrain.

a. Levé géologique de surface

Le géologue doit l'effectuer avec le plus grand soin. Ceci permet souvent d'éviter des travaux d'investigation coûteux et permet une interprétation optimum des résultats de ces investigations. L'étendue de la zone à lever dépend de la complicité de l'environnement géologique de l'ouvrage.

b. Géophysique

Les prospections géophysiques sont un complément habituel au levé géologique. Leur résultat ne

peut être qu'une image globale sur la prévision de l'épaisseur des zones altérées, la structure du massif, l'appréciation de la qualité du rocher en profondeur, la détermination et la géométrie d'un accident.

Les méthodes les plus couramment employées dans le cadre du projet d'ouvrage souterrain sont la sismique réfraction, et la résistivité électrique.

c. Télédétection

Son but est la recherche, d'une manière générale, de toutes les informations à caractère structural telles que failles inactives ou actives, zones mylonitisées, anomalies mécaniques, etc...

d. Sondages

Les sondages ont pour but de nous fournir avec le plus de précision possible la position, la nature et le pendage des différentes couches géologiques traversées et le régime hydraulique traversé par l'ouvrage. La projection de ces résultats sur un profil en long permet au projeteur d'implanter l'ouvrage sur les couches les plus favorables.

Dans les cas les plus fréquents, les résultats des sondages doivent permettre, avec un maximum d'efficacité, la confirmation des hypothèses concernant la structure du massif faites à partir du levé de surface et l'étalonnage de la géophysique. [19]

2.2.1.1. Géologie générale de la région d'Alger

❖ Le cadre morphologique

Cette région peut être subdivisée en plusieurs grands ensembles géographiques identiques par des caractéristiques morfo-structurales spécifiques :

✓ Le massif d'Alger

Correspond au massif de la Bouzaréah qui s'étend sur une longueur de 20 km et sa largeur maximale est de 6 km selon une direction Est -Ouest. Ce massif est métamorphique, constitué principalement par des schistes cristallophylliens. Il est très tectonisé, boisé et recoupé par un réseau de thalwegs profonds, sa topographie est très accidentée et son sommet qui culmine à 407 m constitue le point le plus haut de la région.

✓ Le Sahel d'Alger

Il englobe tous les petits reliefs qui s'étendent entre, le massif d'Alger au nord, et la rive gauche d'Oued El Harrach au sud, et la rive droite d'Oued Mazafran au sud-est. Il est constitué principalement de trois parties suivantes

- Le Sahel Marneux : Il est d'âge plaisancien du pliocène inférieur et présente une topographie mamelonnée (collines et pentes douces) et est parcouru par un réseau hydrographique diffus typique des terrains peu perméables.

- Le plateau molassique : limité par de grandes falaises comme celles du

Hamma et du Télémy (qui résultent d'une érosion naturelle) et celle de Hydra et de

Bir Mourad Rais (conséquentes à l'ouverture d'axes routiers ou qui sont d'anciens fronts de taille de carrières de tuf).

- Le Piedmont Sud du Sahel : formé par des dépôts argilo-caillouteux et forme des pentes assez fortes qui témoignent de sa faible érodabilité.

✓ La plaine littorale orientale

Elle se développe entre la mer (au NE), la corniche molassique 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.

✓ Le cordon littoral dunaire

Il se développe entre deux zones

- La rive droite de l'oued El Harrach et Bordj El Kiffan, il sépare la rive maritime des zones basses septentrionales de la Mitidja. Dans cette zone, il forme une petite barrière sablo-gréseuse allongée parallèlement au rivage.
- A l'ouest de Ain El Benian jusqu'à Zéralda, il forme les piémonts du Sahel marneux. Dans cette zone, il forme le plateau dunaire.

✓ La plaine de la Mitidja

C'est une dépression synclinale orientée WSW-ENE. Elle est le siège d'accumulations de formations néogènes et quaternaires. Elle présente une topographie plane qui a inspiré l'aménagement malgré la qualité agricole excellente de ses sols et les périmètres d'irrigation qui la parcourent. D'une manière générale, le Sahel forme un bourrelet régulier, en pente assez abrupte (variant de 5 à plus de 20%) vers la côte, surmonté d'un plateau légèrement déprimé à son sommet, qui descend par étages vers la Mitidja. Ce versant Sud-Est creusé de multiples ravins verdoyants parcourus par des oueds intermittents malgré les sources qui leur donnent naissance. [6]

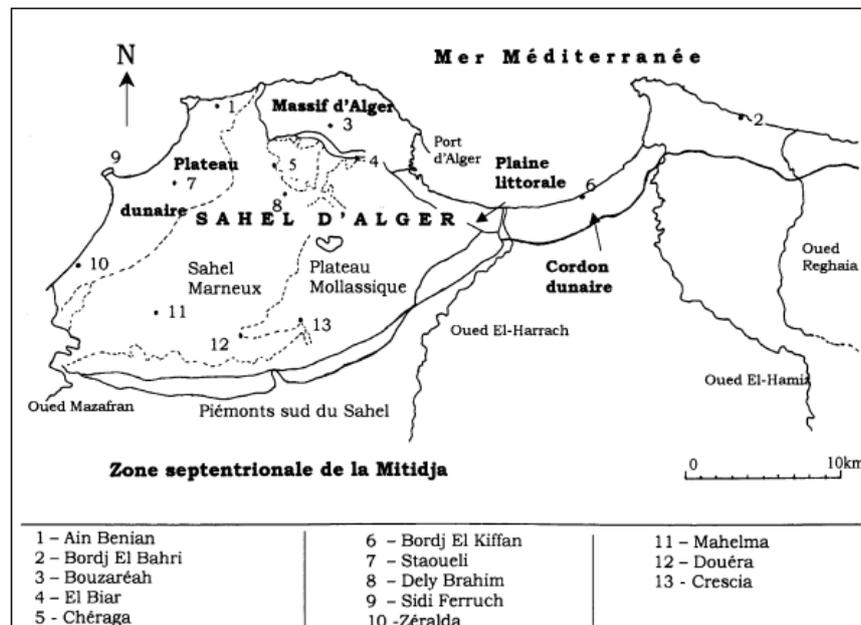


Figure 16 : Grands ensembles morphostructuraux de la région d'Alger. [16]

❖ Le cadre Géologique (Lithologique)

La région d'Alger présente une structure géologique assez complexe (Figure 17). Elle peut être présentée comme un dôme métamorphique primaire bordé par des terrains sédimentaires tertiaires et quaternaires.

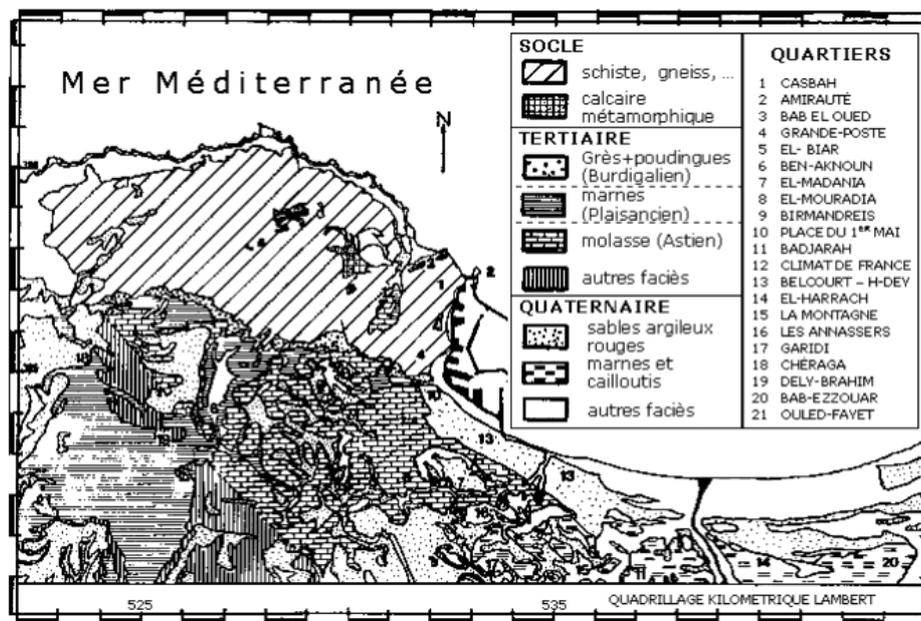


Figure 17 : Carte géologique de la région d'Alger (d'après Aymé, 1964). [16]

✓ Le Primaire

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

✓ Le tertiaire (terrains sédimentaires)

Il est marqué par une lacune de l'éocène et de l'oligocène. Il recouvre en discordance le socle métamorphique. On y retrouve les étages

- Le Miocène inférieur (**Burdigalien**) : formé de grès et de poudingues. Il est particulièrement tectonisée et possède des aires d'affleurement réduites.
- Le Pliocène inférieur (**Plaisancien**) : Rencontré dans le sud de la commune de Beni Messous et il affleure aussi dans le Sahel et au Télémly. Il est essentiellement argilomarneux. Il affleure dans le Sahel, son épaisseur dépasse 200 mètres. Il est recouvert par des sédiments astiens ou par des formations plus récentes.

✓ Le quaternaire

Il englobe de nombreux termes lithologiques : sables, grès dunaires, limons, éboulis et formations de pentes. Le Sahel est argileux, marneux, et grésocalcaire. Dans la plaine un monticule est de nature gréseuse. La plaine est recouverte d'une très grande épaisseur de sédiments et d'alluvions quaternaires.

2.2.1.2. Géologie régionale du site (PV 1)

❖ Les forages carottés

Parmi les méthodes de reconnaissance géologiques, les sondages jouent un rôle important. Les informations qu'ils peuvent fournir sont considérables ou en y ajoutant un système d'information supplémentaire. Le but est de mettre en évidence les caractéristiques géologiques, hydrologiques et hydrogéologiques du site, décrire et collecter des échantillons complets pour les tests de laboratoire. La figure suivante (Figure 18) montre une vue de plan de l'emplacement de forage dans la zone PV1.

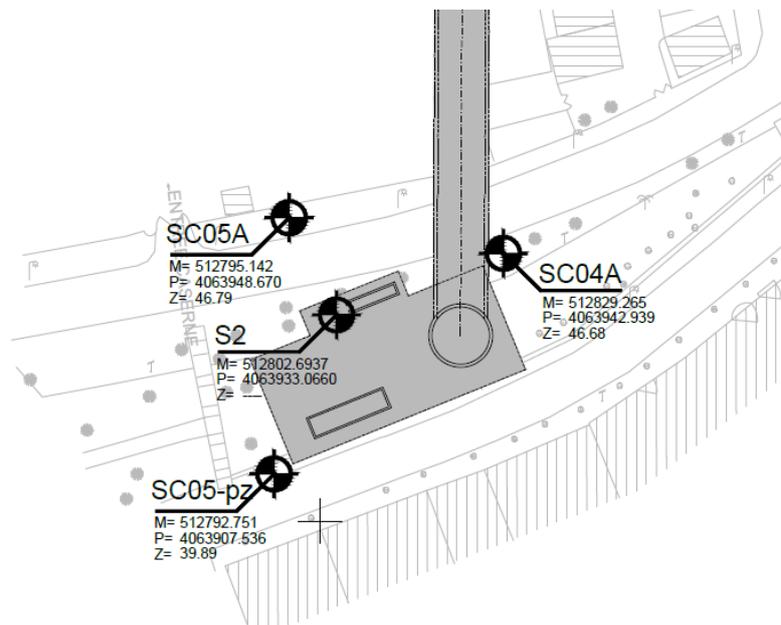


Figure 18 : Plan des sondages effectués dans la zone PV1. [2]

❖ Description géologique des formations dans l'ouvrage

Selon l'information disponible, la zone d'implantation du Puit de Ventilation 1 est constituée par des terrains du Pliocène et du quaternaire.

La séquence pliocénique englobe dans leur partie inférieure les marnes argileuses à gréseuse de couleur grisâtre à jaunâtres et dans sa partie supérieure les matériaux sablo-limoneux consolidés, où nous trouvons quelques passages grésifiés, recouvrent ces terrains, nous identifions les unités plio-quaternaires, c'est-à-dire du pliocène supérieur et quaternaire ancien. Ils sont au sommet et à la base constitués par les conglomérats très altérés à décomposés, intercalés par les argiles marneuses grisâtres en bas et en haut par un niveau sablo-limoneux de couleur marron rougeâtre/jaunâtre. Sur les unités plio-pleistocéniques, s'y trouvent les matériaux géologiques du quaternaire plus récent. Ces matériaux sont constitués à la base par une couche de sables limoneux jaunâtres à rougeâtres et en sommet par les remblais argileux.

Les données disponibles ont permis d'établir un zonage en profondeur des sols selon ces caractéristiques géotechniques et de déterminer les paramètres géomécaniques caractéristiques de chaque horizon. Le dispositif géologique-géotechnique du quaternaire récent est constitué par des sables limoneux jaunâtres à rougeâtres (Qs), jusqu'aux 4,0-15,5 m de profondeur.

Le quaternaire ancien, est constitué en haut par un horizon de roche conglomératique (QM-C) jusqu'aux 13,5-18,0m, sous laquelle on a trouvé les sables limoneux marron-jaunâtre (QMs) jusqu'aux 17,5-26,0m, environ. En dessous il y a des argiles marneuses (QM) jusqu'aux 25,2-33,5m et un autre couche rocheuse conglomératique (QM-C) entre les 26,0 et 37,5m, environ.

Au-dessous des 29,7m de profondeur, environ, nous avons identifié la séquence pleistocénique, constituée par des sables limoneux consolidés à passages grésifiées (TS) jusqu'aux 48,0m et par des marnes argileuses à passages de marnes gréseuses grisâtres et jaunâtres (TM), au-delà des 48,0 m (trouvé seulement dans le sondage SC05).

Dans le Tableau 1, nous présentons le résumé de l'évolution du dispositif géologique et géotechnique en profondeur. Les profondeurs présentées correspondent une moyenne des profondeurs de chaque horizon. [6]

Localisation (PK)	Profondeur atteinte par les sondages (m)	Horizon géotechnique	Symboles utilisés dans les dessins	Réponse drainée ou non-drainée	Profondeurs moyennes (m)
PK 0+510	0,0 – 48,0	Remblais	R	Non-drainée	0,0 – 4,5
		Sables limoneux	Qs	Drainée	4,1 – 15,5
		Conglomérat	QM-C (1)	Drainée	4,0 – 18,0
		Sables limoneux	QMs	Drainée	7,5 – 26,0
		Argile marseuse	QM	Non-drainée	9,0 – 33,5
		Conglomérat	QM-C (2)	Drainée	26,0 – 37,5
		Sables limoneux	TS	Drainée	32,0 – ??
		Marnes argileuses	TM	Non-drainée	>48,1

Tableau 1 : Résumé des profondeurs des horizons existants. [6]

2.2.2. Conditions hydrogéologiques

❖ Moyens de reconnaissances

a. Le piézomètre à tube ouvert

✓ Principe

La mesure consiste à déterminer le niveau d'eau dans le sol grâce à un tube piézométrique posé spécifiquement à cette fin, et mis à la pression atmosphérique.

L'opération consiste

- À placer dans un forage un tube crépiné dans un horizon saturé.
- À mesurer, après stabilisation, la distance entre le toit de l'eau dans le tube et la surface du sol
- À mesurer la pression hydrostatique en un point du tube.

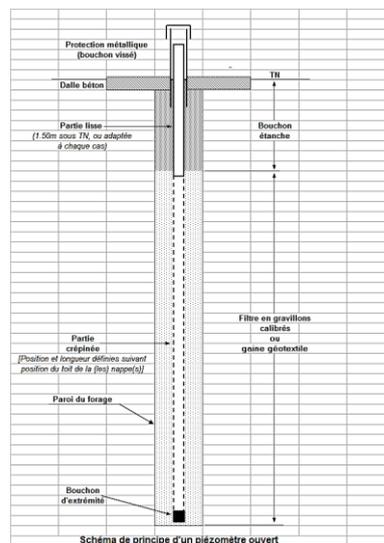


Figure 19 : piézomètre à tube ouvert. [16]

✓ Application

La pose d'un piézomètre permet la détermination du niveau d'eau dans un tube ouvert placé dans un horizon dont la perméabilité globale estimée est supérieure à 1×10^{-7} m/s.

b. Le piézomètre à corde vibrante

Les piézomètres à corde vibrante sont utilisés pour surveiller la pression interstitielle dans les sols. Ils sont généralement isolés dans des forages mais peuvent être également intégrés dans un remblai ou suspendus dans un puit. Les applications typiques comprennent l'évaluation de la stabilité des pentes, les opérations de drainage, les surpressions dans les sols limoneux et argileux, la perméabilité et les gradients hydrauliques des barrages, les niveaux de nappe phréatique, et la surveillance de la poussée ascensionnelle sous les barrages. [13]

2.2.2.1. Hydrogéologie générale de la région d'Alger

Il existe dans le socle métamorphique d'Alger (massif cristallophyllien), un réseau hydrique localisé dans les fissures, les fractures et les diaclases. A des profondeurs très variées.

Les niveaux d'eau mis en évidence par les levés piézométriques, montrent l'absence d'une nappe continue, mais cela traduit aussi l'existence des circulations locales, comme en témoignent les puits domestiques que l'on rencontre à la Casbah.

La molasse astienne (tertiaire) présente l'aquifère le plus important de la région algéroise. Ce dernier est mis en évidence par l'existence de puits dans cette formation, et par les résurgences au niveau des marnes qui constituent le mur de la nappe astienne.

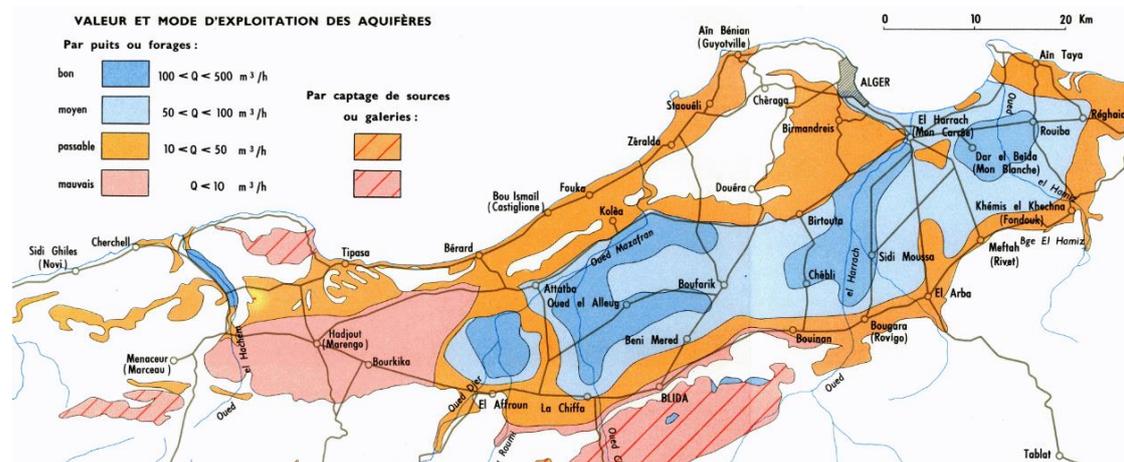


Figure 20 : Ressource en eaux souterraines.

2.2.2.2. Hydrogéologie régionale du site (PV 1)

En analysant la géologie avec une approche plus globale, on constate que, dans le tronçon entre le PK 0+200 (SC02) et le PK 1+600 (Pôle Universitaire) – zone plus haute avec la surface aux niveaux 45,0 – 50,0 m – le modèle géologique est constitué essentiellement par un niveau argilo-marneux (Pliocène-Quaternaire) avec 30 m d'épaisseur, environ, superposé, aux formations sableuses et gréseuses et conglomératiques du Tertiaire.

Le long de ce tronçon, ils sont installés 3 piézomètres à tube ouvert (SC02 – PK0+200 ; SC06 – PK0+670 et SC19 – PK1+525) et 4 piézomètres à corde vibrante (SC 05 – PK 0+525, SC11 – PK 0+920, SC16 – PK 1+260 et SC17 – PK 1+420). L'ensemble des données de ces 7 piézomètres montre l'existence d'une nappe phréatique installée en haut des formations sablo-gréseuses du Tertiaire, ainsi que les formations argilo-marneuse en dessus, n'ont aucun niveau d'eau installée. On peut constater ça en analysant les 2 capteurs les plus superficiels, installés dans les piézomètres à corde vibrante. Ces 8 capteurs, installés dans les argiles-marneuses, indiquent que ces sols sont secs, même pendant la saison des pluies.

Les capteurs les plus profonds des piézomètres à corde vibrante, montrent que la nappe phréatique installée dans les formations du Tertiaire varie entre les niveaux 0,00 et 5,00 m, même pendant la saison des pluies, y inclut le piézomètre SC05, installé à l'endroit du PV1.

Les piézomètres à tube ouvert, sauf pour le SC06 qui montre des lectures anormales, indiquent que la nappe phréatique varie entre les niveaux 3,00 et 8,00.

Ainsi, nous considérons, de façon prudente, que la nappe phréatique se situe au niveau 8,00. Dans les Figure 21 et 22 nous présentons les dernières mesures piézométriques réalisées, dernièrement, dans les piézomètres à corde vibrante (SC05 et SC11). (Pour les piézomètres à tube ouvert (SC02 et SC19) sont présentés à l'annexe)

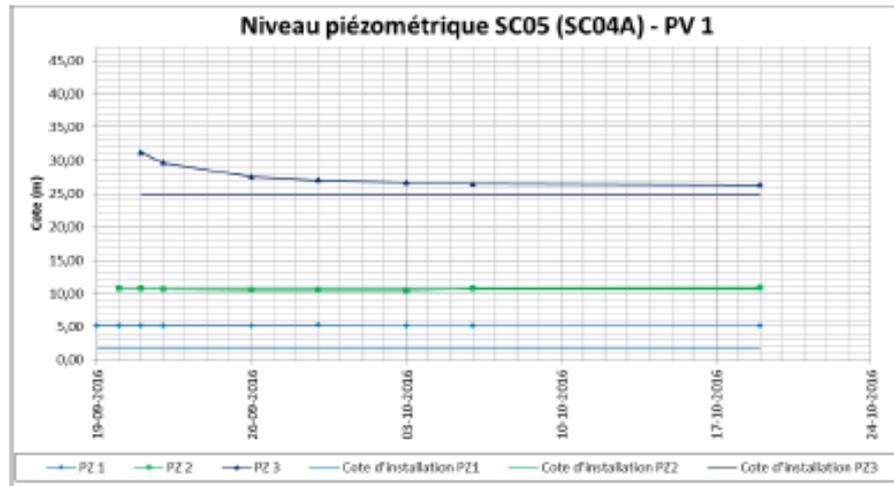


Figure 21 : Lectures du piézomètre à corde vibrante SC05. [6]

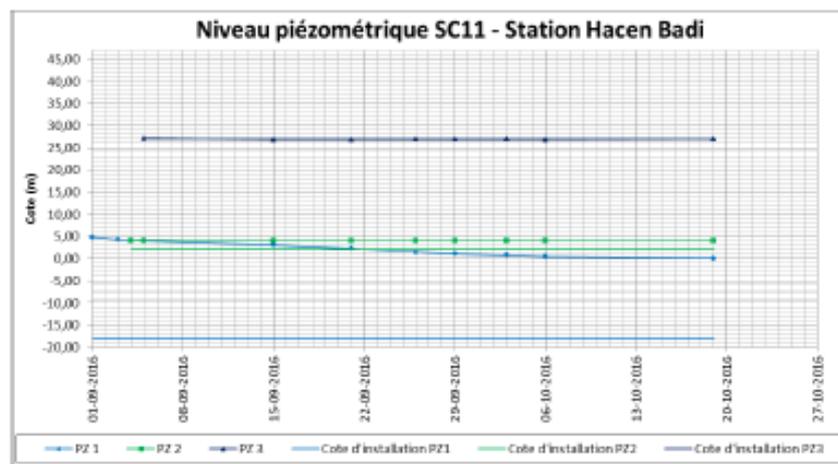


Figure 22 : Lectures du piézomètre à corde vibrante SC11. [6]

2.2.3. Conditions sismiques

2.2.3.1. Conditions Sismiques dans le territoire Algérien

L'Algérie est connue pour être une zone sismique très active. L'activité sismique en Algérie du Nord connue remonte au 02 janvier 1365, date à laquelle s'est produit un premier séisme recensé à Alger. Depuis, de nombreux séismes se sont produits, parmi eux certains sont violents et meurtriers (Figure 23).

Parmi ces séismes, nous pouvons citer ceux qui ont touché Alger en 1716, Oran en 1790, Gouraya en 1891. Dans une période plus récente, on peut citer les séismes d'Orleansville (09.09.1954), d'El Asnam (10.10.1980) de Constantine (27.10.1985), de Tipaza (29.10.1989), de Mascara (17.08.1994), d'Alger (04.09.1996), de Ain Temouchent (22.12.1999, de Beni Ouartilane (10.11.2000) et de Boumerdès-Alger, 21.05. 2003).

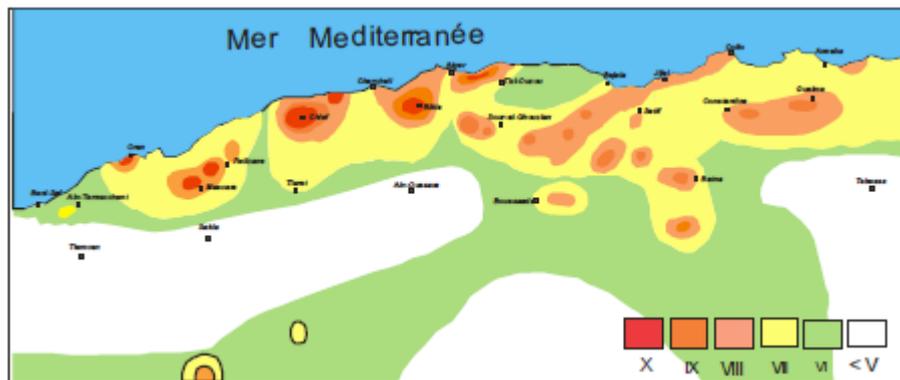


Figure 23 : Carte des intensités maximales observées au nord d'Algérie (1716 – 2003).

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.

En Algérie, cinq zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone IIa : sismicité moyenne.
- Zone IIb : sismicité élevée.
- Zone III : sismicité très élevée.



Figure 24 : Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national ADDENDA. [6]

2.2.3.2. Conditions sismiques dans la zone d'étude (PV 1)

Pour la prise en compte du risque sismique et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération, les tunnels et puits, selon la partie II des RPOA 2008 – Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Art, sont classés en deux groupes :

- **Groupe 1 Tunnels stratégiques** - Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire.
- **Groupe 2 Tunnels importants** - Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autre voies.

L'ouvrage PV#01, faisant objet de notre travail de recherche se situe dans le Groupe 1.

❖ Coefficient d'accélération

Le coefficient d'accélération est défini en fonction de la zone sismique et de la classe des ouvrages selon le Tableau 2 ci-dessous :

Groupe	Zone sismique			
	I	Ila	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30

Tableau 2 : Coefficient d'accélération selon la classe ouvrages et la zone de sismicité. [6]

La région d'étude est située dans la zone sismique III et dans le groupe 1 – tunnels stratégiques, pour cette zone la valeur d'accélération sismique adoptée sera de 0,4g. Il est impératif de tenir compte de la sismicité régionale avant d'entreprendre toute action de construction définitive dans la région d'étude.

Cette valeur de 0,4g sera considérée pour tous les calculs des structures internes. Pour les phases provisoires, selon l'indication de l'EMA, une valeur de 0,1g devra être considérée. [6]

2.2.4. Conditions géotechniques

❖ Objectifs

Les reconnaissances et études géotechniques complètent les études réalisées par la géologie et l'hydrogéologie.

Elles permettent de préciser la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage, afin de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et/ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

❖ Moyens de reconnaissances

Dans cette section, les diverses activités d'investigation réalisées pour l'étude du projet.

La campagne d'investigation géotechnique a consisté en un parcours géologique avec la prise de données géologiques significatives, une cartographie géologique et la réalisation de sondages, puits de reconnaissance, essais de pénétration dynamique lourd (P.D.L.) et des profils sismiques de réfraction, plus les essais au laboratoire.

2.2.4.1. Conditions géotechnique dans la zone d'étude (PV 1)

❖ Travaux de prospection et essais

a. Reconnaissances in-situ

Les reconnaissances in situ sont l'ensemble des essais effectués sur le site (zone de réalisation du projet) on distingue :

✓ Essai SPT (Essai de Pénétration Standard)

Le résultat du test de pénétration standard (SPT) est le nombre de coups N (résistance à la pénétration), nécessaire pour faire pénétrer le dispositif d'échantillonnage dans le sol ou la roche pour un intervalle de profondeur de pénétration de 0,3 m.

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. La valeur corrigée (corrélée) N_{60} est utilisée dans les calculs.

Le nombre corrélé de coups N_{60} est calculé selon la relation

$$N_{60} = \frac{E_r}{60} C_N \lambda N$$

- où :
- E_r - rapport énergétique du dispositif de test
 - N - nombre de coups mesurés lors du test SPT
 - C_N - coefficient de corrélation pour la contrainte verticale
 - λ - coefficient de corrélation d'utilisateur

Les résultats de l'essai de pénétration standard (SPT) sont utilisés, par le biais de corrélations, pour la détermination de la cohésion non drainée Cu des argiles, et de l'angle de frottement interne φ et de l'indice de densité Id des sols purement frottant.

Le nombre N est le nombre de coups nécessaire pour enfoncer le carottier normalisé sur une hauteur de 30 cm. Dûe à l'influence négative de l'eau dans la résistance de pénétration et l'abaissement de la friction entre les grains de sol, le nombre des coups a été corrigé.

La correction du nombre de coups en – dessous de niveau d'eau (eau naturelle, eau de forage) a été faite selon la corrélation suivante. [1]

$$N' = 1.1 \times N + 5$$

➤ Les résultats des essais SPT (Voir ANNEXE C)

Les valeurs de $NSPT$ ont été corrigées pour atteindre les pertes d'énergie au cours de l'essai, en utilisant les recommandations de la norme française NF EN ISO 22476-3. Selon cette norme, il y a 3 corrections à faire :

- La correction liée aux pertes d'énergie transmise aux tiges de battage, du fait du frottement et d'autres phénomènes parasites – (CE)
- La correction liée aux pertes d'énergie relatives à la longueur des tiges – (λ)
- La correction liée à l'effet de la contrainte verticale due au poids des terres (dans les sables) – (CN) [1]

✓ **Essai pressiométrique Menard « PMT »**

L'essai pressiométrique est un essai in situ qui consiste en l'introduction d'une sonde cylindrique gonflable dans un trou de forage soigneusement calibré. On mesure ensuite la variation du volume du sol (à la profondeur voulue) en fonction de la pression appliquée.

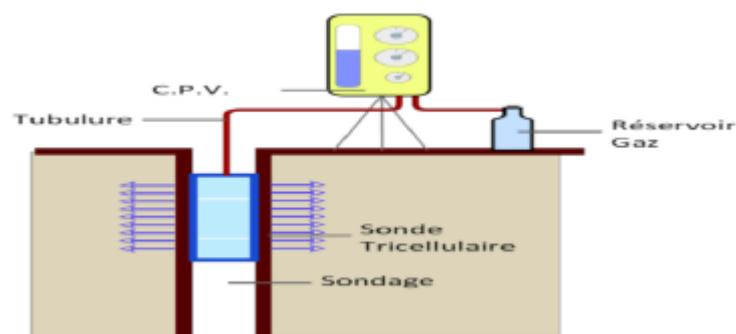


Figure 25 : Schéma descriptif de l'essai pressiométrique. [16]

Les principales caractéristiques déduites de l'essai pressiométrique sont

- Le module pressiométrique « E » qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- La pression de fluage « Pf » qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et la phase plastique.
- La pression limite « PL » qui définit la résistance du sol à la rupture. [19]

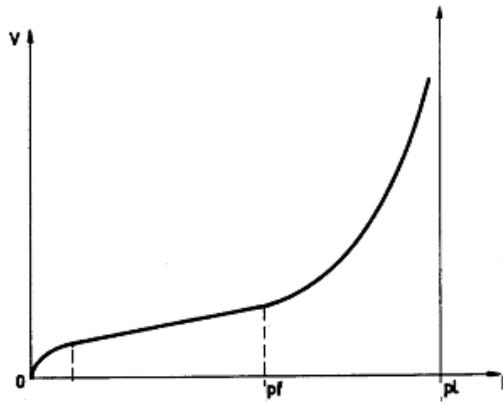


Figure 26 : Courbe pressiométrique. [19]

➤ Les résultats des essais pressiométrique

Phase	Essai Pressiométrique					
	Code	Sondage Profondeur (m)	Pf kPa	Pl kPa	EM MPa	$\frac{E_M}{P_l}$ -
Campagne de Prospection Complémentaire	SP03A	7,5	1889,0	2477,0	41,5	16,8
		9	4994,0	4994,0	145,2	29,1
		10,5	1988,0	3467,0	59,3	17,1
		12	1867,0	2684,0	30,4	11,3
		13,5	1660,0	2651,0	46,4	17,5
		15	3443,0	5599,0	81,0	14,5
		16,5	2394,0	3814,0	73,4	19,2
		18	1356,0	2319,0	52,1	22,5
		19,5	2490,0	3350,0	34,1	10,2
		21	1420,0	2188,0	38,2	17,5
		22,5	2255,0	3289,0	40,9	12,4
		24	1119,0	1863,0	17,3	9,3
		25,5	1687,0	2439,0	43,1	17,7
		27	1657,0	2368,0	48,5	20,5
		28,5	711,0	1576,0	17,2	10,9
30	810,0	1602,0	21,6	13,5		

Tableau 3 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés dans plusieurs études – PMT. [6]

b. Essais de laboratoire

Avec les échantillons prélevés dans les sondages et les puits de reconnaissance, un programme d'essais de laboratoire a été réalisé,

Pour élaborer la caractérisation géotechnique des matériaux de la zone du projet, des essais suivants ont été demandés

- Les essais d'indentification des paramètres physiques.
- Les essais d'indentification des paramètres mécaniques.

✓ **Paramètres mécaniques du sol**

- Essai à la rupture en compression simple des échantillons de sols.
- Essai de compressibilité à l'oedomètre.
- Essais de pression de gonflement et gonflement libre.
- Essais de cisaillement à la boîte (CU et CD).
- Essais triaxiaux. [6]

RÉSUMÉ DES RESULTATS AU LABORATOIRE (Essais mécaniques)																			
Phase	Sondage		Résistance à la compression simple	Cisaillement triaxial (CU+u)				Cisaillement à la boîte (CU)		Cisaillement à la boîte (CD)		Gonflement libre			Essai (Edométrique)			Perméabilité	
	Code	Profondeur (m)		q_u	φ_{cu}	c_{cu}	φ'	c'	φ_{cu}	c_{cu}	φ'	c'	e_0	e_f	P_g	C_c	C_g	σ'_p	cm/s
		Debout	Fin	kPa	°	kPa	°	kPa	°	kPa	°	kPa			kPa	%	%	kPa	
APD	S02	22,0	22,6	426	-	-	-	-	15,54	47	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		24,0	24,4	140	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		27,0	27,35	198	-	-	-	-	6,53	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		31,0	31,35	358	-	-	-	-	8,34	65	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Campagne de Prospection Complémentaire	SC05	12,95	13,5	309	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14,3	6,34	285	-
		17,27	18	342	13,9	67,0	15,1	59,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		24,65	25,12	-	-	-	-	-	-	-	14,47	45	-	-	-	-	-	-	-
		32,3	32,95	-	-	-	-	-	-	-	16,67	46,0	-	-	-	-	-	-	5,29-10 ⁻⁷
		51,45	52	454	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15,3	5,03	319	-
		59,88	60	-	13,89	86,0	15,5	77,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SC05A	17,32	17,90	204,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		18,80	19,32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	35,0	2,9	950	-
		24,60	25,25	162,84	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	SC04	29,9	30,15	750,69	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		31,55	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30,6	1,6	700	1,8-10 ⁻¹⁴
		32,85	33,35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	24,2	4,1	680	7,1-10 ⁻¹⁶
	SC04A	15,0	15,38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		27,9	28,4	417	-	-	-	-	-	-	-	-	0,702	0,828	54,0	17,0	5,79	153	-
		31,55	32,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,8-10 ⁻¹⁴
		32,85	33,35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7,1-10 ⁻¹⁶
41,14		41,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Tableau 4 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour l'obtention des paramètres mécaniques des sols. [6]

✓ **Paramètres physique du sol**

- Analyse granulométrique.
- Teneur en eau.
- Degré de saturation.
- Poids volumique des particules solides.
- Poids volumique humide.
- Limite d'Atterberg (WL ; WP ; WR ; IP).
- VBS.

RÉSUMÉ DES RESULTATS AU LABORATOIRE (Essais d'identification et physiques)															
Phase	Sondage		Analyse Granulométrique		Teneur en eau	Degrés de saturation	Poids volumique des particules solides	Poids Volumique		Limites d'Atterberg				VBS	
	Code	Profondeur (m)		<4,75 mm				<0,08 mm	humide	sec	WL	WP	WR		IP
		Debout	Fin	%	%	%	%	kN·m ⁻³	kN·m ⁻³	kN·m ⁻³	%	%	%	%	g bleu/100g
APD	S02	22,0	22,6	99	51	29	100	-	18,3	14,2	66	29	-	37	-
		24,0	24,4	98	47	28	100	-	19,3	15,1	62	29	-	33	-
		27,0	27,35	94	67	32	100	-	19,1	14,5	54	26	-	28	-
		31,0	31,35	96	78	37	100	-	18,1	13,2	59	26	-	33	-
Campagne de Prospection Complémentaire	SC05	12,95	13,5	100	99	25	96	25,9	19,5	15,6	57	29	17	28	2,94
		17,27	18	100	99	20	98	25,6	20,5	17,2	59	30	19	29	3,11
		24,65	25,12	100	94	19	95	25,8	20,5	17,3	53	27	17	26	2,09
		32,30	32,95	100	99	25	100	25,9	19,9	16,0	56	28	18	28	2,50
		51,45	52,0	100	98	22	86	25,6	19,2	15,8	57	29	17	28	3,13
		59,88	60,0	100	98	16	80	26,0	20,1	17,4	58	30	18	28	2,69
	SC05A	6,75	7,20	91,27	55	15	-	25,9	20,1	18,4	42,3	22,1	-	20,2	3,95
		12,80	13,00	95,07	25	13	-	26,9	-	-	25,2	18,2	-	7,0	0,38
		17,32	17,90	100	95	24	-	24,5	19,1	15,5	48,0	29,6	-	18,4	2,30
		18,80	19,32	100	98	32	-	26,3	18,6	14,1	52,1	28,6	-	23,5	2,48
		24,60	25,25	100	97	31	-	25,7	18,5	14,1	59,4	31,1	-	28,3	0,99
	SC04	10,5	10,75			6,25	-	26,5	20,5	19,3					0,5
		24,01	24,3	99,83	16	15,86	-	26,6							0,46
		29,9	30,15	100	82,5	22,65	-	25,8	20,3	16,6	38,5	20,7		17,8	2,33
		31,55	32	95,57	65,19	20,62	-	25,7	20,2	16,8	30,3	20,6		9,7	1,99
		32,85	33,35	98,67	97,64	22,4	-	24,8	20,5	16,7	53,6	30,1		23,4	2,51
		43,2	43,4	94,39	14,41	15,74	-	26,3							0,56
		47,55	47,89	91,83	40,32	16	-	25,9							0,49
		53,44	53,72	93,39	14,34	15,62	-	25,5							0,72
	SC04A	15,0	15,38	100	13	-	-	26,0	-	-	-	-	-	-	0,99
		27,9	28,4	100	99	30	-	25,6	18,4	14,2	58	29	19	29	3,43
		41,14	41,5	100	15	-	-	26,1	-	-	-	-	-	-	0,94

Tableau 5 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour l'obtention des paramètres physiques des sols. [6]

❖ Méthodologies adoptées dans le paramétrage effectué

Les paramètres géotechniques ont été établis en se basant sur les données des essais de pénétration dynamique (SPT), essais pressiométrique Menard (PMT), essais de cisaillement à la boîte et triaxial de la CPC, et les essais de compression simple (RCU) provenant de l'APD et de la CPC.

Nous avons considéré que la couche sableuse a un comportement drainé (sols granulaires) à court terme et que les couches argileuses-limoneuses ont un comportement non-drainée (sols fins). Ce critère a été à la base de la décision sur le type de traitement des données du SPT et du PMT adopté et, par conséquent, des paramètres géomécaniques obtenus. [6]

a. Paramètres non-drainés des sols cohésifs

✓ Corrélation à partir du NSPT pour déterminer s_u

La corrélation la plus utilisée entre la cohésion non drainée (s_u) d'une argile et les résultats de l'essai SPT est donnée par Terzaghi et Peck et est approximativement de $S_u/p_a = 0,06 \cdot NSPT$, où p_a est la pression atmosphérique. De nombreux d'autres corrélations ont été proposées, telles qu'illustrées dans la Figure 27.

Ces corrélations montrent une grande dispersion de relations entre N et s_u , qui sont liées avec la nature des matériaux, mais également avec les différents équipements et énergies de l'essai utilisés.

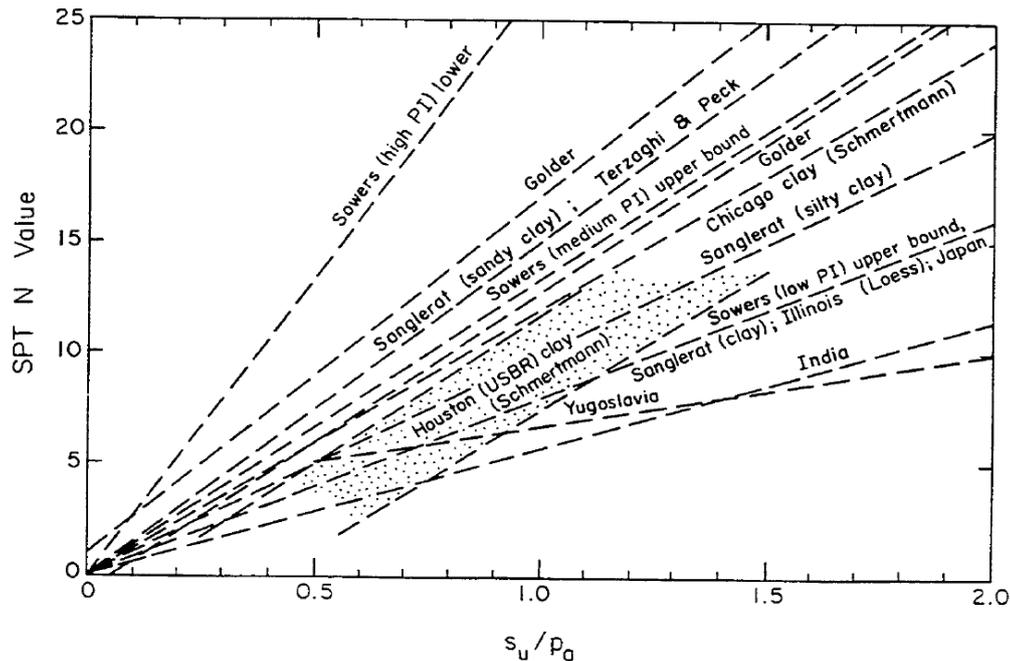


Figure 27 : Corrélation entre N et s_u .

✓ Corrélation à partir du PMT pour déterminer s_u

Pour estimer la valeur de (s_u) à partir des données des essais pressiométrique nous avons utilisé la corrélation établie par (Baguelin, *et al.* 1978 ; Briaud *et al.* 1985) :

$$\frac{s_u}{p_a} = 0.21 \times \left(\frac{pl^*}{P_a} \right)^{0,75}$$

Où la pression limite nette (pl^*) est calculée à partir de $pl^* = pl - OH$ et OH est la contrainte totale horizontale au niveau d'essai.

✓ Corrélations pour déterminer E_u

Pour estimer le module de déformabilité non drainé (E_u), nous avons utilisé l'abaque de Duncan & Buchignani (1976), dans lequel le quotient (E_u/s_u) est corrélé avec le degré de surconsolidation (OCR) et l'indice de plasticité (IP), comme illustré dans la Figure 28.

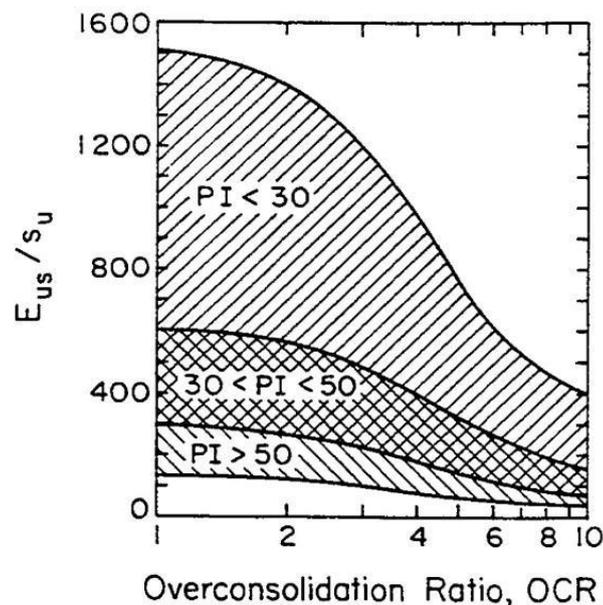


Figure 28 : Relation E_u/s_u versus OCR et IP .

b. Paramètres drainés des sols cohésifs

✓ Détermination de φ' et c'

L'angle de frottement effectif (φ') et la cohésion effective (c') des sols cohésifs ont été déterminés sur la base des résultats des essais de cisaillement direct et des essais triaxiaux.

➤ L'essai Triaxial

Les essais triaxiaux réalisés dans le cadre de la campagne de prospection complémentaire sont du type consolidé non drainé, avec mesure de la pression interstitielle (CU+uu). Ce type d'essais englobe deux phases distinctes, une phase de consolidation et autre de rupture. Dans la phase de consolidation le drainage est permis, l'éprouvette est consolidé sous une pression hydrostatique ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Puis, pendant la phase de rupture, le drainage est empêché et la contrainte verticale σ_1 est augmenté jusqu'à rupture. Au décours de cette phase, la pression interstitielle est mesurée au fur et à mesure que le σ_1 augmente. En permettant, en plus des paramètres φ_{cu} et c_{cu} , l'obtention des contraintes effectives, et par conséquent, les paramètres φ' et c' .

➤ L'essai cisaillement direct

Les essais de cisaillement direct réalisés dans la CPC pour l'obtention de la valeur de φ' et c' sont désignés généralement comme essais de cisaillement direct consolidés drainés (CD). Pour chaque profondeur, un minimum de trois essais est exécuté en considérant différentes contraintes de consolidation. Ce type d'essai est réalisé à une vitesse basse, en permettant la consolidation du sol (c'est-à-dire en permettant la dissipation de la pression interstitielle) alors qu'il est soumis au cisaillement.

➤ Corrélations avec les propriétés physiques du sol

L'information provenant des essais antérieurs a été complétée avec des valeurs de (φ') et (c') calculées à partir d'autres propriétés physiques des sols concernés, en utilisant des corrélations depuis longtemps validées.

Plusieurs auteurs ont démontré que l'angle de frottement effectif (ϕ') des sols cohésifs peut être corrélé avec l'indice de plasticité (IP). Pour déterminer le ϕ' des sols fins, nous avons utilisé la corrélation proposée par Mitchell (1976) :

$$\sin \phi' = 0,8 - 0,094 \times \ln IP$$

Pour l'estimation de la cohésion effective (c') et balisage de l'angle de frottement effectif (ϕ') calculé selon l'équation de Mitchell (1976), nous avons utilisé les recommandations de Wilun & Starzewski (1975) que, en fonction de la consistance des sols fins, indique les valeurs typiques de ϕ' et c' , comme le montre la Figure suivante.

Type of soil		$I_D =$	Density index of cohesionless soils				
			1.0	0.67	0.33	0	
cohesionless	inorganic	gravels, tills, hoggins, etc.	ϕ'	45°-40°	40°-37°	37°-35°	
		sands: coarse and medium	ϕ'	40°-38°	38°-35°	35°-32°	
		sands: fine and silty	ϕ'	37°-35°	35°-32°	32°-28°	
	organic	sands, organic	ϕ'	30°-25°	25°-22°	22°-18°	
		Consistency of cohesive soils					
			hard or very stiff	stiff	firm	soft to very soft	
			$w = w_g$	$I_c = 1.0$	0.75	0.50	0.0
cohesive	inorganic	slightly clayey sands, sandy silts, silts $J < 10\%$	ϕ'	28°-24°	24°-22°	22°-19°	19°-5°
			c'	40°-30	30-20	20-15	15-2
			ϕ_u	25°-20°	20°-16°	16°-10°	10°-7°
		clayey sands, clayey sandy silts, clayey silts, $J = 10-20\%$	ϕ'	26°-22°	22°-19°	19°-15°	15°-12°
			c'	50-40	40-30	30-20	20-3
			ϕ_u	20°-16°	16°-12°	12°-7°	7°-5°
	sand-clays, sand-silt-clays, silt-clays $J = 20-30\%$	ϕ'	23°-20°	20°-17°	17°-12°	12°-8°	
		c'	60-50	50-40	40-30	30-5	
		ϕ_u	15°-12°	12°-9°	9°-5°	5°-2°	
	sandy clays, clays, silty clays $J > 30\%$	ϕ'	19°-17°	17°-14°	14°-5°	10°-5°	
		c'	80-60	60-50	50-40	40-10	
		ϕ_u	10°-8°	8°-5°	5°-2°	2°-0°	
organic	organic silts, peats, etc.	all strength parameters to be determined from laboratory tests					

Figure 29 : Valeurs typiques de c' et ϕ' selon Wilun et Starzewski (1975).

✓ Détermination du module de déformabilité drainée

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

$$E' = \frac{E_u}{1,15}$$

L'expression présentée ci-dessus, prend en compte les coefficients de Poisson drainé et non drainé de 0,3 et 0,5, respectivement.

c. Paramètres drainés des sols non-cohésifs

Le paramétrage des couches des sols granulaires non-cohésifs a été effectué sur la base des données des essais SPT et PMT, en utilisant des corrélations depuis longtemps validées.

✓ Calcul de l'angle de frottement effectif (φ') à partir de l'essai SPT

Les corrélations utilisées entre l'angle de frottement effectif (φ') et les résultats de l'essai SPT sont :

- Hataka et Uchida, (1996) : $\varphi' = \sqrt{20 \cdot N_1} + 20$ où $N_1 = \frac{N_{SPT}}{\frac{\sigma'_v}{98}} \cdot 0,5$
- Schmertmann (1990) : $\varphi' = \arctan \left[\frac{N_{60}}{12,2 + 20,3 \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)} \right]^{0,34}$
- Peck, et al.(1974) : $\varphi' = 27,1 + 0,3 \cdot (N_1)_{60} - 0,00054 \cdot ((N_1)_{60})^2$

✓ Calcul de l'angle de frottement effectif (φ') à partir de l'essai PMT

La corrélation utilisée entre l'angle de frottement effectif (φ') et les résultats de l'essai PMT est :

- Ménard, in Baguelin et al. (1978) : $\varphi' = 4,0 \cdot \log_2 \left(\frac{pl}{2,5} \right) + 24$

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

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

- Bowles, J.E. (2002) : $E' = 1200 \cdot (N_{SPT} + 6)$ (sables et sables graveleux)
- Bowles, J.E. (2002) : $E' = 6000 \cdot N_{SPT}$ (sables NC)
- Mezenbach (1961) : $E = C_1 + C_2 \cdot N_{SPT}$; où C_1 et C_2 sont des coefficients dépendants du type de sol
- Papadopoulos (1992) : $E' = 75 + 8 \cdot N_{SPT}$

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

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

- Baud et Gambin (2013) : $E = \left(\frac{pl^*}{\sigma_{ho}} \right)^{0,5} \cdot pl^*$; où la pression limite nette (pl^*) est calculée à partir de $pl^* = pl - \sigma_{oh}$ et σ_{oh} est la contrainte totale horizontale au niveau d'essai.
- Ménard (1965) : $E = \left(\frac{E_{PMT}}{\alpha} \right)$; où α est un coefficient rhéologique dépendant du type de sol.

Nous avons aussi utilisé des corrélations indirectes entre la résistance à la pénétration statique (qc) et le (E'), pour aider dans l'évaluation des valeurs obtenues avec les corrélations directes. Les valeurs de qc ont été estimées à partir des valeurs du $NSPT$, et après elles ont été corrélées avec le E' selon les équations suivantes :

- Robertson(1986) : $q_c = N_{60} \cdot p_a \cdot a$, où a est un coefficient dépendant du type de sol
- Schmertmann (1978) : $E' = 2,5 q_c$

- Webb (1970) : $E' = 7.17 + 2,5 \cdot q_c$

❖ **Résumé des paramètres**

Nous présentons dans le Tableau 6 et dans le Tableau 7 un résumé des paramètres géotechniques utilisés dans les calculs de dimensionnement. [6]

Horizon géotechnique	R	Qs	QMs	QM	TS	TM
Profondeurs moyennes (m)	0,0 – 4,5	4,1 – 15,5	7,5 – 26,0	9,0 – 33,5	32,0 à >48,0	>48,1
Poids vol. humide γ_h (kN-m ⁻³)	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
Poids vol. sec γ_d (kN-m ⁻³)	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0
Cohésion non-drainée s_u (kPa)	30	-	-	$s_u = 121,8 - 1,35 \cdot (z - 30)$	-	200
Module de déformabilité non-drainé E_u (MPa)	12	-	-	$E_u = 67 - 0,74 \cdot (z - 30)$	-	100
Angle de frottement effectif φ'	20	34	35	22	36	22
Cohésion effective c' (kPa)	0	0	10	45	10	45
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	10	60	65	64	70	87
Coefficient K_0	0,5	0,5	0,5	0,75	0,5	0,6

Tableau 6 : Paramètres géotechniques de calcul – sols. [6]

Horizon géotechnique	Conglomérat (QM-C) (1)	Conglomérat (QM-C) (2)
Profondeurs moyennes (m)	4,0 – 18,0	26,0 – 37,5
Poids spécifique γ (kN/m ³)	25,0	25,0
Angle de frottement φ	38	38
Cohésion c (kPa)	60	60
Module de déformabilité E (MPa)	100	120

Tableau 7 : Paramètres géotechniques de calcul – roche. [6]

PARTIE 2 : partie pratique.

*CHAPITRE 3 : EVALUATION DES
CHARGES.*

3. EVALUATION DES CHARGES

3.1. Introduction

Tout ouvrage souterrain est sollicité par des charges ou des poussées qui proviennent de la poussée des éléments constituant le terrain ; poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain), la poussée hydrostatique et aussi les poussées dues au gonflement des sols, qui dépendent de la profondeur de l'ouvrage, de ses dimensions et de la qualité du rocher.

Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte géostatique du massif, c'est à dire l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel.

Cet état de contrainte étant supposé connu, par les méthodes de calcul de ces ouvrages souterrains.

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

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

Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel. [19]

3.2. Les pressions souterraines

Un ouvrage souterrain est soumis à trois types de poussées

- Poussées de détente ou de dislocation : Dues au détachement des masses de roches de la calotte engendrée par la décompression du massif rocheux.
- Poussées géologiques : Dues au poids des couches situées au-dessus de l'excavation.
- Poussées de gonflement : Dues à une augmentation du volume des roches.

3.2.1. Poussées de détente (ou de dislocation)

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression (détente) du sol.

3.2.2. Poussées géologiques (Poussées souterraines réelles)

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

3.2.3. Poussées de gonflement

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

- ✓ Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume par apport d'eau. Ce phénomène correspondant à une augmentation de la teneur en eau, se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque et le radier, entraînant une modification des contraintes qui se manifeste sur les parois de la cavité.

✓ Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates. [5]

3.3. Différentes méthodes de détermination des pressions souterraines et application sur le projet

❖ La géométrie de notre cas (PV1)

Largeur du tunnel b (m)	Hauteur du tunnel m (m)	Rayon (m)	Couverture
10,47	7,84	5,24	34

❖ Les caractéristiques de terrain de notre cas (PV1)

Les couches	γ (KN/m ³)	C (Kpa)	φ^0	L'épaisseur (m)
Remblais (R)	20	0	20	4,1
Sables limoneux (Qs)	20	0	34	11,4
Conglomérat (QM-C 1)	25	60	38	2,5
Sables limoneux (QMs)	20	10	35	8
Argile marneuse (QM)	20	45	22	7,5
Conglomérat (QM-C 2)	25	60	38	4
Sables limoneux (TS)	20	25	36	11

Tableau 8 : Couches de sol et leurs paramètres (PV1).

- Poids volumique équivalent

$$H = \sum_{i=0}^n H_i ; m$$

$$H = 4.1 + 11.4 + 2.5 + 8 + 7.5 + 4 + 11$$

$$H = 48.5m$$

$$\gamma_{\text{éq}} = \frac{\sum_{i=0}^n \gamma_i \times H_i}{\sum_{i=0}^n H_i} ; \text{KN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{éq}} = \frac{20 \times 4.1 + 20 \times 11.4 + 25 \times 2.5 + 20 \times 8 + 20 \times 7.5 + 25 \times 4 + 20 \times 11}{48.5}$$

$$\gamma_{\text{éq}} = 20.67 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

- Angle de frottement équivalent

$$\varphi_{\text{éq}} = \tan^{-1} \frac{\sum \tan \varphi_i \times H_i}{\sum H_i} ; \circ$$

$$\varphi_{\text{éq}} = \tan^{-1} \frac{\tan 20 \times 4.1 + \tan 34 \times 11.4 + \tan 38 \times 2.5 + \tan 35 \times 8 + \tan 22 \times 7.5 + \tan 38 \times 4 + \tan 36 \times 11}{48.5}$$

$$\varphi_{\text{éq}} = 32.48^\circ$$

- Cohésion équivalente

$$C_{\text{éq}} = \frac{\sum C_i \times H_i}{\sum H_i} ; \text{ kPa}$$

$$C_{\text{éq}} = \frac{0 \times 4.1 + 0 \times 11.4 + 60 \times 2.5 + 10 \times 8 + 45 \times 7.5 + 60 \times 4 + 25 \times 11}{48.5}$$

$$C_{\text{éq}} = 22.31 \text{ kPa}$$

3.3.1. Evaluation des pressions verticales σ_v

Il existe plusieurs méthodes de calcul des charges verticales, parmi ces méthodes on trouve

- Théorie de TERZAGHI.
- Théorie des poids des terres.

3.3.1.1. Théorie de TERZAGHI

❖ Définition

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion, mais sa validité est étendue pour des terrains cohérents. Selon la théorie de TERZAGHI, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ agissant le long des plans de glissement.

Cette méthode permet de calculer la charge active verticale descendante en voute du tunnel par une formule analytique suivante. [21]

$$\sigma_v = \frac{(\gamma * B - 2 * C)}{2 * K * \tan(\varphi)} \left[1 - e^{-\left(\frac{K * \tan(\varphi) * 2 * H}{B}\right)} \right] + Q * e^{-\left(\frac{K * \tan(\varphi) * 2 * H}{B}\right)} ; \text{ kPa}$$

Tel que :

B : largeur du prisme proposé par TERZAGHI.

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

C : Cohésion de terrain.

φ : Angle de frottement interne.

H : La couverture.

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

m : Hauteur du tunnel.

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

B : largeur du tunnel.

K : Coefficient de poussée active généralement égal à 1.

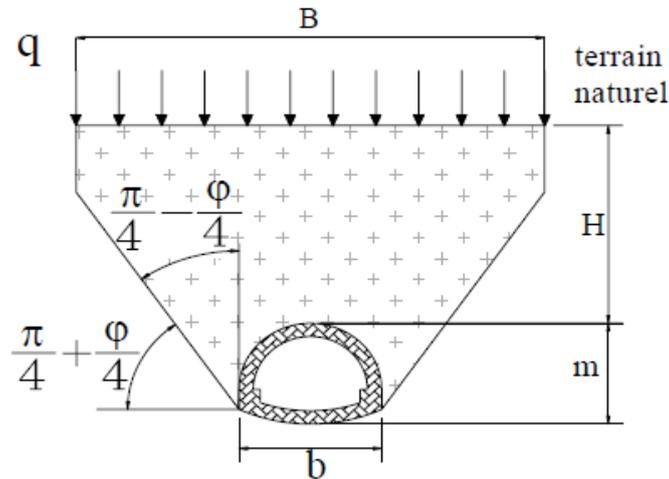


Figure 30 : Hypothèse de théorie de TERZAGHI. [21]

❖ Application

✓ Evaluation des charges verticales appliquées sur la calotte

La largeur de la voûte de décharge B est calculée en fonction de la hauteur et de la largeur de l'excavation et des caractéristiques mécaniques de sol considérées obtenues par la formule suivante

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

Alors

$$B = 10,47 + 2 \cdot 5,24 \cdot \tan\left(45 - \frac{36}{2}\right) = 15,8 \text{ m}$$

B = 15,8 m

$$K = \begin{cases} 1 & \text{pour } B < H < 2.5B \\ 1 \text{ et } \sigma_v = \frac{\gamma B - 2C}{2 \text{tg} \varphi} & \text{pour } H > 2.5B \\ 1 < K < 1.5 & \text{pour } H > B \end{cases}$$

K = 1 car B < H < 2.5 B

➤ Couche 1 : Remblais

Q = 15 KN

$$\sigma_v = \frac{(15,8 \cdot 20 - 2 \cdot 0)}{2 \cdot \tan 20} \left[1 - e^{-\left(\frac{2 \cdot 4,1}{15,8}\right)} \right] + 15 \cdot e^{-\left(\frac{2 \cdot 4,1}{15,8}\right)}$$

$\sigma_{v1} = 87,14 \text{ kPa}$

➤ Couche 2 : Sables limoneux

Q = 87,14 Kpa

$$\sigma_v = \frac{(15,8 \cdot 20 - 2 \cdot 0)}{2 \cdot \tan 34} \left[1 - e^{-\left(\frac{2 \cdot 11,4}{15,8}\right)} \right] + 87,14 \cdot e^{-\left(\frac{2 \cdot 11,4}{15,8}\right)}$$

$\sigma_{v2} = 178,72 \text{ kPa}$

- On présente dans le tableau suivant un résumé des résultats finals des charges verticales pour les autres couches.

Les couches	σ_V (kPa)
Remblais (R)	87,14
Sables limoneux (Qs)	178,72
Conglomérat (QM-C 1)	178,16067
Sables limoneux (QMs)	195,089614
Argile marneuse (QM)	222,103236
Conglomérat (QM-C 2)	207,096936
Sables limoneux (TS)	191,891122

Tableau 9 : un résumé des résultats finaux des charges verticales.

✓ **Evaluation des charges appliquées sur la section globale**

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

Alors

$$B = 10,47 + 2 * 7,84 * \tan\left(45 - \frac{36}{2}\right) = 19,07 \text{ m}$$

K = 1 car B < H < 2.5 B

$$\sigma_V = \frac{(\gamma * B - 2 * C)}{2 * K * \tan(\varphi)} \left[1 - e^{-\left(\frac{K * \tan(\varphi) * 2 * H}{B}\right)} \right] * 1,35 + Q * e^{-\left(\frac{K * \tan(\varphi) * 2 * H}{B}\right)} * 1,5$$

➤ **Couche 1 : Remblais Q= 15 KN**

$$\sigma_V = \frac{(19,07 * 20 - 2 * 0)}{2 * \tan 20} \left[1 - e^{-\left(\frac{2 * 4,1}{19,07}\right)} \right] * 1,35 + 15 * e^{-\left(\frac{2 * 4,1}{19,07}\right)} * 1,5$$

$$\sigma_{v1} = 121,71 \text{ kPa}$$

➤ **Couche 2 : Sables limoneux**

Q = 121,71 Kpa

$$\sigma_V = \frac{(19,07 * 20 - 2 * 0)}{2 * \tan 34} \left[1 - e^{-\left(\frac{2 * 11,4}{19,07}\right)} \right] * 1,35 + 121,35 * e^{-\left(\frac{2 * 11,4}{19,07}\right)} * 1,5$$

$$\sigma_{v2} = 292,83 \text{ kPa}$$

- On présente dans le tableau suivant un résumé des résultats finaux des charges verticales pour les autres couches.

Les couches	σ_v (kPa)
Remblais (R)	121,71
Sables limoneux (Qs)	292,83
Conglomérat (QM-C 1)	415,0081
Sables limoneux (QMs)	500,804236
Argile marneuse (QM)	679,304552
Conglomérat (QM-C 2)	820,42105
Sables limoneux (TS)	707,141831

Tableau 10 : résumé des résultats finaux des charges verticales.

3.3.1.2. Théorie des poids des terres

❖ Définition

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage. L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q; \text{ kPa}$$

γ_i : Poids de la couche i.

h_i : Hauteur de la couche i.

q : surcharge.

Notons que cette méthode est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage. [23]

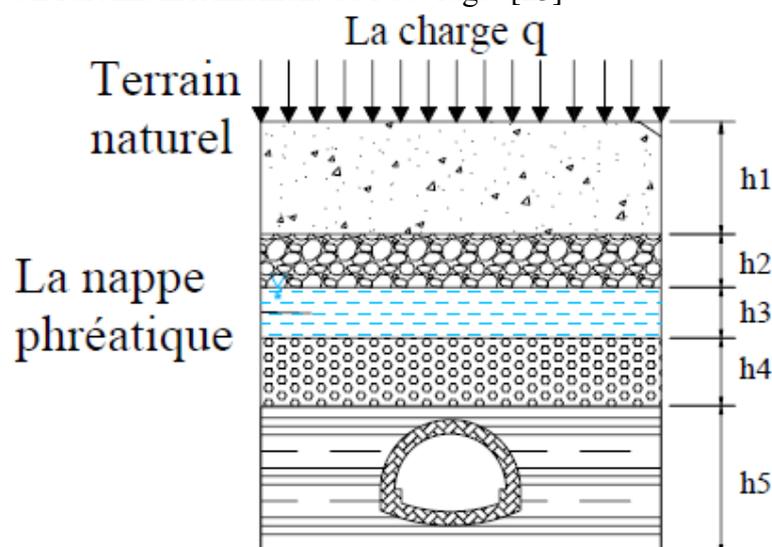


Figure 31 : Théorie des poids des terres [23].

❖ **Application** : $Q = 15 \text{ KN}$

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^8 \gamma_i h_i + q; \text{ kPa}$$

$$\sigma_v = 4,1 * 20 + 11,4 * 20 + 2,5 * 25 + 8 * 20 + 7,5 * 20 + 4 * 25 + 11 * 20 + 15$$

$$\sigma_v = 1017,5 \text{ kPa}$$

3.3.2. Evaluation de la pression horizontale σ_h

Parmi ces méthodes on cite :

- Théorie de TERZAGHI,
- Théorie des poids des terres,
- La théorie de COULOMB-RANKINE :

3.3.2.1. Théorie de TERZAGHI

❖ Définition

D'après la théorie de TERZAGHI la poussée horizontale peut être calculée par les formules suivantes [23]

$$\sigma_h = \begin{cases} 0,3\gamma(0,5m + h_p) & \text{pour le cas général,} \\ \gamma H t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) & \text{pour les terrains granuleux ou ébouillis} \\ \sigma_v \frac{\nu}{1 - \nu} & \text{pour les roches de bonne tenue.} \end{cases}$$

Avec :

h_p : Hauteur du noyau.

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

ν : Coefficient de poisson.

m : la hauteur du tunnel.

On prend : $\varphi_{eq} = 32,48^\circ$

❖ Application :

$$h_p = 9,74 \text{ m}$$

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

$$\sigma_h = 0,3 * 20,67 * (0,5 * 5,24 + 9,74)$$

$$\sigma_h = 76,69 \text{ kPa}$$

✓ **Evaluation des charges verticales appliquées sur la section globale**

$$\sigma_h = 0,3 * 20,67 * (0,5 * 7,84 + 9,74)$$

$$\sigma_h = 84,75 \text{ kPa}$$

3.3.2.2. Méthode des poids des terres

❖ **Définition :** La contrainte horizontale est donnée par : $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$

Tel que : $K_0 = \left(\tan \left(45 - \frac{32,48}{2} \right) \right)^2$

❖ **Application :**

$K_0 = 0,3$

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

$\sigma_h = 0,3 * 191,89$

$\sigma_h = 57,8 \text{ kPa}$

✓ **Evaluation des charges appliquées sur la section globale**

$\sigma_h = 0,3 * 707,14$

$\sigma_h = 213,01 \text{ kPa}$

3.3.2.3. La théorie de COULOMB-RANKINE

Ces deux chercheurs admettent que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes [21]

➤ Au niveau de la calotte

$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$ A court terme, (c'est le cas d'un soutènement provisoire).

$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$ A long terme, (c'est le cas d'un revêtement définitif).

Avec : σ_v Contrainte verticale de **TERZAGHI**.

$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ Coefficient de poussée active.

$K_0 = (1 - \sin \varphi) X_1 X_2 X_3$ Coefficient de terre au repos.

Ou :

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

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

X_3 : Coefficient rhéologique.

Nature du terrain	X_1	X_2	X_3
Remblai	1,00	1,00	1,00
Argile	0,70	1,00	0,50
Sable	1,00	1,00	1,00
Marne	0,70	1,00	0,70

Tableau 11 : Théorie de COULOMB-RANKINE.

➤ Au niveau du radier :

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

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

NB : On adopte la théorie de **COULOMB-RANKINE** pour la détermination de la pression horizontale.

❖ Application

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

- Au niveau de la calotte $\sigma_{h1} = 0,3 * 191,89$

$$\sigma_{h1} = 57,8 \text{ kPa}$$

- Au niveau du radier

$$\sigma_{h2} = 5,24 * 20,67 * \left(\tan \left(45 - \frac{32,48}{2} \right) \right)^2 - 2 * 22,31 * \tan \left(45 - \frac{32,48}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 8,13 \text{ kPa}$$

- ✓ Alors : $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$

$$\sigma_h = 65,94 \text{ kPa}$$

✓ **Evaluation des charges verticales appliquées sur la section globale**

- Au niveau de la calotte : $k_0 = 0,46$

$$\sigma_{h1} = 0,46 * 707,14$$

$$\sigma_{h1} = 327,4 \text{ kPa}$$

- Au niveau du radier :

$$\sigma_{h2} = 7,84 * 20,67 * \left(\tan \left(45 - \frac{32,48}{2} \right) \right)^2 - 2 * 22,31 * \tan \left(45 - \frac{32,48}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 24,32 \text{ kPa}$$

- ✓ Alors : $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$

$$\sigma_h = 351,72 \text{ kPa}$$

3.4. Evaluation de la pression agissant au niveau du radier

La poussée géologique et de gonflement se manifeste aussi bien au radier qu'aux pieds droits. Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains inconsistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous radier.

Si les contraintes géostatiques ainsi libérées lors de l'excavation sont importantes, la zone décomprimée peut intéresser un grand volume et entraîner le fluage du terrain de bas en haut vers l'intérieur de la galerie. Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène. [21]

3.4.1. Théorie de TSIMBARIÉVITCH❖ **Définition**

Une approche au problème a été donnée par **TSIMBARIÉVITCH** en prenant en considération la butée qui s'exerce sous le niveau du radier de part et d'autre des plans verticaux tangents aux pieds droits du tunnel. Cette poussée peut être calculée en fonction des caractéristiques

ϕ et C du terrain situé sous le radier de la poussée verticale σ_v supporté par le terrain au niveau du radier de part et d'autre de celui-ci.

A une profondeur Z, la valeur de la poussée de terre sera

$$E_a = (P + \gamma Z)K_a - 2C\sqrt{K_p}; \text{ kPa} \dots\dots (1)$$

Avec :

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \dots\dots\dots \text{Coefficient de poussée.}$$

Et la grandeur de la butée des terres (poussée passive) sera

$$E_p = \gamma Z K_p + 2C\sqrt{K_p}; \text{ kPa} \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$$K_p = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \dots\dots\dots \text{Coefficient de butée.}$$

En égalisant (1) et (2), on obtient

$$Z = \frac{PK_a - 2C(\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma(\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}; \text{ m}$$

La résultante des efforts agissant en direction de l'excavation sera

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

La résultante E peut être décomposée en deux composantes T et S, avec

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

La force aura tendance à déplacer le terrain, tandis que la composante normale de l'effort de frottement agira dans le sens contraire, cet effort s'opposant à T sera T₀.

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

La résultante T₀ exerce son action dans l'axe central et elle est verticale. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge q soit par une forme en clé de voûte du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur Y calculée par l'équation suivante

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

Ainsi la contrainte provoquée sous le radier est

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

D'ou:

$$\sigma = \frac{T_0}{Z} \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right); \text{ kPa}$$

➤ **Vérification de non-soulèvement**

La vérification de non-soulèvement où niveau du radier est donné par la relation suivante

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

❖ Application

- $P = 1017,5 + 7,84 \cdot 20 = 1174,3 \text{ kPa}$
- Coefficient de poussée : $K_a = 0,3$
- Coefficient de butée : $K_p = 3,31$

$$Z = \frac{1174,3 \cdot 0,3 - 2 \cdot 22,31 \cdot (\sqrt{3,31} - \sqrt{0,3})}{20,67(\sqrt{3,31} - \sqrt{0,3})}$$

$$Z = 3,97 \text{ m}$$

$$\rightarrow E = \frac{20,67 \cdot 3,97^2}{2} (3,97 + 2 \cdot 34) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{32,48}{2} \right) - \frac{20,67 \cdot 3,97^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{32,48}{2} \right)$$

$$E = 348,62 \text{ Kpa}$$

$$\rightarrow T = 348,62 \cdot \cos(45 - 16,24)$$

$$T = 305,61 \text{ kPa}$$

$$\rightarrow S = 348,62 \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$S = 167,73 \text{ kPa}$$

$$\rightarrow T_0 = \frac{2 \cdot 348,62}{\cos \varphi} \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$T_0 = 191,34 \text{ kPa}$$

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

$$Y = 7,24 \text{ m}$$

La contrainte provoquée sous le radier est

$$\sigma = \frac{191,34}{7,24}$$

$$\sigma = 26,42 \text{ kPa}$$

➤ Vérification de non-soulèvement

$$\frac{4 \cdot 22,31}{(1 - \sin 32,48)} \cdot (2 + \sin 32,48) \cdot \cos 32,48 = 412,5 \text{ kPa}$$

$$26,42 \text{ kPa} < 412,5 \text{ kPa} \quad \text{vérifié (pas de soulèvement)}$$

Section	Callote	Section globale
Charges verticales (kPa)	TERZAGHI	707,14
	Poids des terres	1017,5

Charges horizontales (kPa)	TERZAGHI	76,69	84,75
	Poids des terres	57,8	213,01
	COULOMB-RANKINE	65,94	351,72
Charges sur le radier (kPa)	TSIMBARIEVITCH		26,42

Tableau 12 : Résumé de résultats de calcul des charges verticales et horizontales.

3.5. CONCLUSION

Le choix de la méthode dépend de plusieurs paramètres tels que les caractéristiques hydrogéologiques et géotechniques du site d'étude ainsi que la géométrie du tunnel projeté.

Pour la charge verticale, la méthode des poids des terres est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage.

La théorie de TERZAGHI quant à elle tient compte de l'influence de la profondeur et ceci en prenant toute la hauteur de la couverture et ses caractéristiques ; on adoptera donc la théorie de TERZAGHI comme valeur pour la pression verticale.

Pour la charge horizontale la méthode de TERZAGHI horizontale ne prend pas en compte la cohésion ce qui a pour conséquence de surdimensionner la structure, ce qui implique plus de sécurité mais plus de coût. On utilisera donc la méthode de COULOMB-RANKINE où le critère de cohésion est pris en compte dans son calcul.

En tenant compte de toutes ces considérations on a opté pour l'utilisation de la méthode de TERZAGHI et COULOMB-RANKINE qui conviennent très bien à notre cas

Ces méthodes nous permettent de dimensionner et calculer le soutènement provisoire et le revêtement définitif qui seront calculés dans les chapitres à suivre.

*CHAPITRE 4 : Modélisation numérique
par le logiciel PLAXIS 2d.*

4. MODELISATION NUMERIQUE PAR LE LOGICIEL PLAXIS 2D

4.1. Introduction

Afin de contrôler la stabilité de tel ouvrage (tunnel, galerie...) et de le prévenir, il faut d'abord faire contrôler les déplacements de ces ouvrages et du sol, les contraintes totales effectives dans le sol, et les pressions interstitielles. Pour cela, l'ingénieur doit baser sur de différentes méthodes numériques qui lui permettent d'évaluer les déplacements dans le sol, et qui surviennent lors du creusement du tunnel. Parmi ces méthodes, la plus utilisée est la MEF ou FEM (méthode des éléments finis ou en anglais Finite element method). Et cela grâce à son large éventail de cas qu'elle permet d'étudier. [7]

4.2. La méthode des éléments finis (MEF)

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage qui est défini comme suit ;

• Le Maillage

Le solide est décomposé en éléments de forme géométrique simple ayant des côtés communs et dont les sommets ou nœuds sont les points d'articulation de plusieurs éléments entre eux. Ces nœuds seront les points d'application des forces intérieures ou extérieures.

L'opération de décomposition est le maillage. Un bon maillage doit faciliter les opérations prévues par un programme d'ordinateur. Il faut donc adopter une méthode systématique de numérotation des éléments et des nœuds.

Il existe de nombreux programmes d'ordinateur qui assurent l'exécution du maillage.

Un point essentiel est la numérotation des éléments et des nœuds qui doivent s'intégrer à la logique du programme de calcul. Vient ensuite le choix du type d'élément.

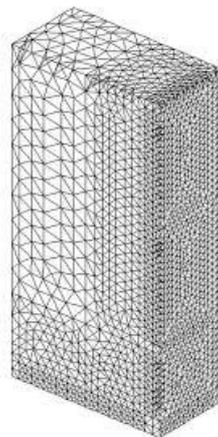


Figure 32 : exemple d'un ensemble de maillage.

4.2.1. L'objectif de la méthode des éléments finis

- Maîtriser les concepts de base de la modélisation numérique.
- Être capable de résoudre des problèmes mécaniques et physiques.

4.2.2. Domaines d'application de la MEF

- Analyse linéaire (statique et dynamique).
- Analyse non linéaire (grands déplacements, grandes déformations, contact et frottement, flambage, ...).
- Mise en forme des matériaux thermique (en régime permanent et transitoire, ...).
- Mécanique des fluides.
- Électromagnétisme.
- Dynamique rapide (choc, impact, crash).
- Optimisation des structures.

Ces domaines sont tous concernés par le calcul de soutènement ou de revêtement. On comprend donc l'importance de la méthode des éléments finis, et les résultats fondamentaux qu'elle peut fournir. [4]

4.2.3. Concepts de base

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

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

4.2.4. Les avantages de la MEF

L'utilisation de la MEF pour les tunnels s'avère très efficace

- Cette méthode donne une satisfaction pour vérifier le dimensionnement des ouvrages vis-à-vis de leurs résistances à la rupture.
- Elle permet de prendre en compte des géométries quelconque des couches de terrain,
- Elle ne fait pas d'hypothèse a priori sur la cinématique de l'ouvrage de soutènement.
- Elle permet de présenter les interactions du soutènement avec d'autres composantes de l'ouvrage ou avec des ouvrages avoisinant.

Donc pour la modélisation des problèmes géotechniques complexe, la MEF nécessite :

- la définition de la géométrie du problème (pour que les frontières du calcul n'influent pas sur les résultats.
- le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr -Coulomb, Duncan, etc.
- les caractéristiques mécaniques des ouvrages et des éléments d'interface, de soutènement et de revêtement pour introduire l'interaction sol-structure.
- les conditions hydrauliques.
- l'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

4.3. Présentation du logiciel Plaxis

4.3.1. Le logiciel PLAXIS

Le code de calcul « PLAXIS » est un programme conçu pour analyser les déformations et la stabilité des ouvrages et du massif. Il permet d'analyser des problèmes élasto-plastique, «élasto-visco-plastique en 2D et en 3D. Dont les modèles réels peuvent être représentés par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique permettant de générer un modèle géométrique et un maillage d'élément finis basé sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes : Input, Calcul, output, curves.

- ✚ **Remarque :** il y a plusieurs logiciels pour la modélisation comme : SAB 2000, GEO 5 et C-Tunnel ; mais on a choisi PLAXIS parce qu'il est plus utilisé dans le cas des tunnels, disponible et facile à manipuler.

4.3.2. Les sous-programmes de PLAXIS

L'interface du programme PLAXIS contient

- **PLAXIS-Input :** ou pré-processing, ce sous-programme contient des options nécessaires à la création et à la modification d'un modèle géométrique, à la génération du maillage de l'élément finis et à la définition des conditions initiales.
- **PLAXIS-calculation :** ou le processing programme contient les facilités utiles à la définition des phases et la procédure de calcul des éléments finis.
- **PLAXIS-Output :** programme post-processing pour la visualisation des résultats de la phase de calcul (les déplacements, les contraintes).
- **PLAXIS-Curves :** permet de présenter les résultats sous forme des courbes, par exemple : des courbes de déplacements.

4.3.3. Les types de calculs

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

Pour notre cas on va seulement utiliser le calcul plastique et le calcul phi/C réduction.

4.3.3.1. Calcul plastique

Un calcul plastique (Plastic) 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.

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

Un calcul de coefficient de sécurité dans PLAXIS peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol. Ce processus est appelé Phi-c réduction et constitue un type de calcul à part entière. Le calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction) doit être sélectionné lorsque l'utilisateur souhaite calculer un coefficient de sécurité globale pour une situation donnée.

4.3.4. Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis

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).

- Modèle élastique linéaire.
 - Modèle de Mohr–Coulomb.
 - Modèle pour les roches fracturées.
 - Modèle de sol avec écoulement.
 - Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model. S.S.M).
 - Modèle pour les sols mous avec effet du temps :(Soft Soil Creep Model.S.S.C.M).
- ❖ Pour notre cas on utilise le modèle Mohr-Coulomb donc on va détailler un peu sur ce modèle.

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 dilataance. 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.

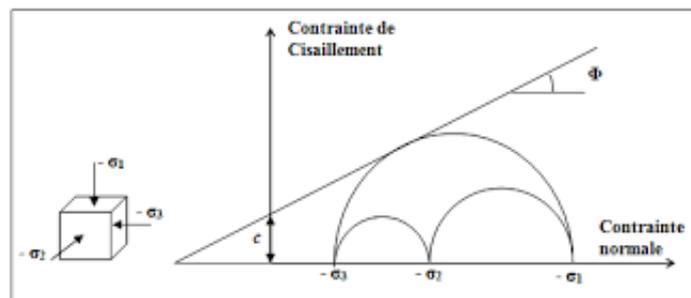


Figure 33 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. [13]

a- Module de Young E

Le module de Young varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne.

Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Ce dernier nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture.

b- Coefficient de Poisson (ν)

Le comportement global d'un massif fracturé est fortement anisotrope. Toute fois l'anisotropie de la matrice rocheuse est relativement faible et négligeable par rapport à celle qui est induite par la présence des fractures. Pour cette raison, nous admettons que le Comportement de la roche est isotrope est caractérisé par un module de Young E et un Coefficient de poisson ν .

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4.

c- Angle de frottement (ϕ)

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. Il peut être celui de frottement de pic ou celui de frottement du palier. On peut le déterminer à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

d- La cohésion (C)

Les roches sont beaucoup plus cohésives que les sols, mais il existe d'importantes différences de la valeur de la cohésion entre les types de roches, par exemple entre un granite et la craie. Le degré d'altération de la roche est un facteur à prendre en compte.

La cohésion est également en fonction de la présence de discontinuités. En effet, ces dernières sont les points faibles d'une roche et en déterminent fortement la résistance au cisaillement. Ainsi, lorsque la présence des discontinuités, la résistance au cisaillement d'une roche sera dépendante de la résistance au cisaillement des joints de ces discontinuités et non de celle de la matrice.

e- Angle de dilatance (ψ) :

C'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ, \text{ pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\Psi = 0^\circ, \text{ pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches.

La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité, c'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes. [23] [24]

Figure 34 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb (Logiciel Plaxis 8.2).

4.4. Modélisation numérique du Rameau de connexion de PV1

❖ Soutènement proposée

Tout d'abord, nous devons calculer la résistance en compression simple des terrains.

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

$$R_c = 98,13 \text{ Kpa}$$

Selon la classification de l'AFTES, notre sol est de classe R5b ($R_c < 0.5 \text{ MPa}$) delà la roche est de très faible résistance et sols cohérents consolidé.

Catégorie	Désignation	Exemples	σc (MPa)
R1	Roche de résistance très élevée	Quartzites et basaltes de résistance élevée	> 200
R2a	Roche de résistance élevée	Granit très résistance, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 120
R2b		Granit, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolités, marbres, dolomies, conglomérats compacts	120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	Grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
R3b		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne, marnes compactes, conglomérats peu consistants	40 à 20
R4	Roche de faible résistance	Schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées	6 à 0,5
R5b	cohérents consolidés	Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	< 0,5
R6a	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argiles, limons fins	X
R6b		Tourbes silts et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion	X

Figure 35 : Classification des roches selon la résistance à la compression recommandée AFTES.

Comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préfabriqués	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres fonçées	lourds	légers coulissants	plaque métallique assemblée	béton			Injection	air comprimé	congélation
R1	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R2a	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R2b	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R3a	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R3b	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R4	X	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R5a	X	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R5b	X	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R6a	X	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R6b	X	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•



Soit particulièrement recommandé (nettement favorable),



Soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable),

- × Soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable),
- × Soit en principe impossible (nettement défavorable).

Figure 36 : Les différents soutènements recommandés pour la classe R5B.

Et voici notre soutènement recommandé

Caractéristiques du Soutènement			
Caractéristiques des cintres HEB 160	Symbol	Valeur	Unité
Résistance de l'acier	σ_s	240	MPa
Section de cintre HEB 160	A_s	54,3	Cm ²
Module d'élasticité de l'acier	E_s	210	GPa
Espacement des cintres	A	1	m
Caractéristiques du béton projeté C25/30			
Résistance à la compression	F_{ck}	25	MPa
Module de Young (béton projeté)	E_b	20	GPa
Coefficient de poisson (béton projeté)	ν_b	0,2	/
Epaisseur de béton	E	0,30	m

Dans la modélisation numérique nous avons le besoin de considérer les aspects suivants :

- Une fois que dans la zone d'implantation du Puits de Ventilation #1 il n'y a pas des bâtiments, nous avons simplement considéré une surcharge de chantier de 15 kN/m².
- Due à la géométrie tronconique proposée par l'excavation du rameau de connexion, nous avons considéré les dimensions du cintre C7 comme les plus représentatifs pour le dimensionnement du soutènement provisoire.
- Nous avons aussi considéré l'abaissement de la nappe phréatique.

4.4.1. Les données géotechniques de calcul introduites dans PLAXIS

Les couches	γ_{sat} (KN/m ³)	γ_{insat} (KN/m ³)	E' (Mpa)	C (Kpa)	φ^0	L'épaisseur (m)
Remblais (R)	20	17	10	0	20	4,1
Sables limoneux (Qs)	20	17	60	0	34	11,4
Conglomérat (QM-C 1)	25		100	60	38	2,5
Sables limoneux (QMs)	20	17	65	10	35	8
Argile marneuse (QM)	20	17	64	45	22	7,5

Conglomérat (QM-C 2)	25		120	60	38	4
Sables limoneux (TS)	20	17	70	25	36	11

4.4.2. Les étapes à suivre pour la modélisation

4.4.2.1. Etape 1 : dessin de la géométrie du model (Geometry Input)

Les différentes profondeurs de sols sont introduites selon les données de calcul

Le tunnel est creusé à 34 m de profondeur par rapport au terrain naturel

(A-A') le system de distribution des charges uniforme représente la charge du chantier.

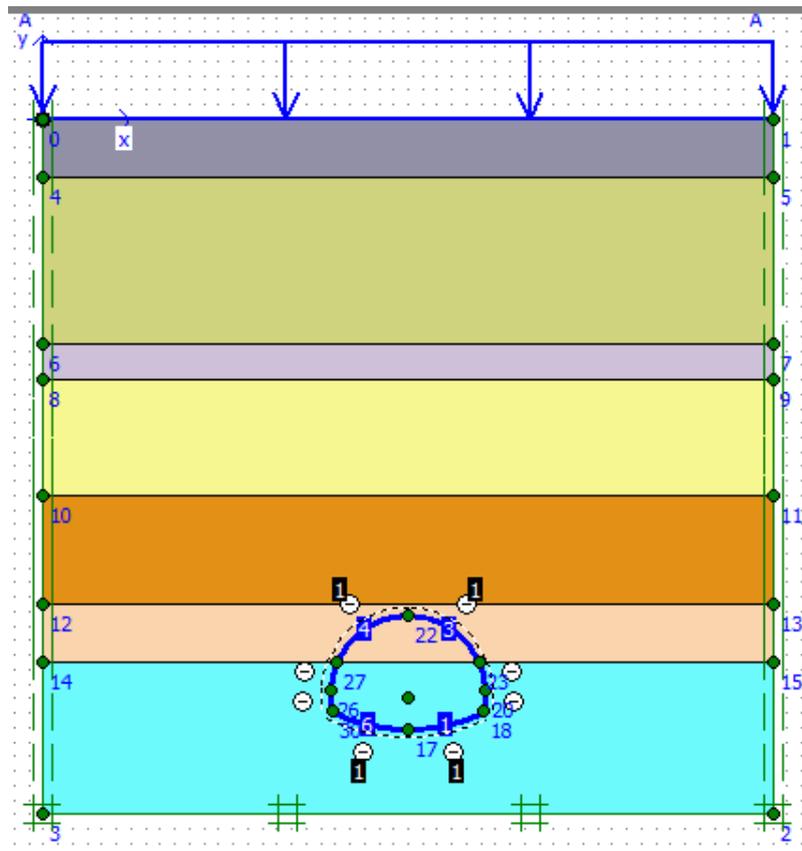


Figure 37 : géométrie générale du modèle.

4.4.2.2. Etape 2 : Définition de la géométrie du tunnel à excaver

La section d'excavation du rameau de connexion présentera une largeur minimale d'environ 9,0m et maximale de 11,0m, ainsi qu'une hauteur d'excavation minimale d'environ 7,0m et maximale de 8,0m.

Due à la géométrie tronconique proposée par l'excavation du rameau de connexion, nous avons considéré les dimensions du cintre C7 comme les plus représentatifs pour le dimensionnement du soutènement provisoire ;

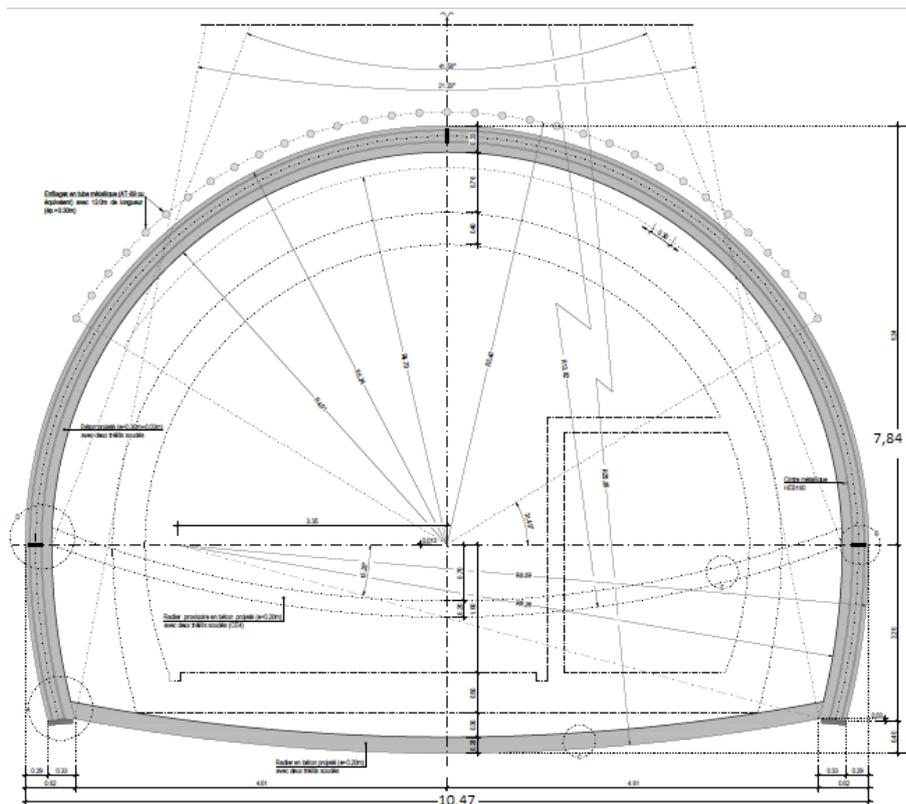


Figure 38 : Schéma transversal type – Cintre C7.

❖ Outil de dessin de tunnel (Tunnel designer)

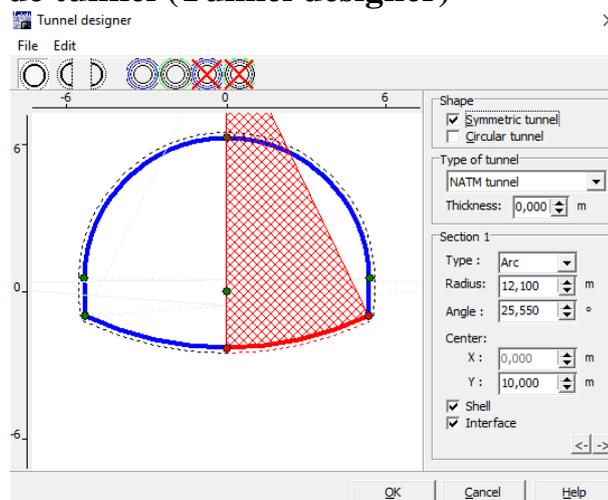


Figure 39 : Boîte de dialogue du sous logiciel Tunnel designer.

4.4.2.3. Etape 3 : Input des paramètres de sol

4.4.2.4. Etape 4 introduction des Caractéristiques du soutènement provisoire

Caractéristiques des cintres HEB 160			
Résistance de l'acier	σ_s	240	MPa
Section de cintre HEB 160	A_s	54,3	Cm^2
Module d'élasticité de l'acier	E_s	210	GPa
Limite d'élasticité	f_y	235	MPa

Espacement des cintres	A	1	m
Caractéristiques du béton projeté C25/30			
Résistance à la compression	Fck	25	MPa
Module de Young (béton projeté)	E_b	20	GPa
Coefficient de poisson (béton projeté)	ν_b	0,2	/
Epaisseur de béton	e	0,33	m

✚ Les caractéristiques mécaniques du béton projeté

- La rigidité à la compression EA du béton projeté

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

$$E_{\text{béton}} = 20 \text{ GPa}$$

$$A_{\text{béton}} = 0,277985 \text{ m}^2$$

$$EA = 5,559 \cdot 10^6 \text{ KN}$$

- La rigidité à la flexion EI du béton projeté

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

$$\text{-Moment d'inertie : } I = \frac{l \cdot e \cdot b^3}{12}$$

$$EI = 45000 \text{ KN.m}^2$$

✚ Les caractéristiques mécaniques de cintre (HEB-160)

- La rigidité à la compression EA

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

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

$$A_{\text{cintre}} = 5430 \text{ mm}^2$$

$$EA = 1140,3 \cdot 10^3 \text{ KN}$$

- La rigidité à la flexion EI :

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

$$I = 24,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$EI = 5229 \text{ KN.m}^2$$

✚ Les caractéristiques mécaniques (HEB 160 + béton projeté)

- ✓ Calotte

- La rigidité à la compression : $EA = E_{\text{cintre}} \cdot A_{\text{cintre}} + E_{\text{béton}} \cdot A_{\text{béton}}$

$$EA = 6,7 \cdot 10^6 \text{ KN}$$

- La rigidité à la flexion : $EI = E_{\text{cintre}} \cdot I_{\text{cintre}} + E_{\text{bét.}} \cdot I_{\text{béton}}$

$$EI = 50,23 \cdot 10^3 \text{ KN.m}^2$$

✓ **Radier**

$EA = E_{\text{béton}} \cdot A_{\text{radier}}$ avec : **épaisseur radier** = 0.2 m

$EA = 4 * 10^6 \text{ kN}$

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

$I_{\text{radier}} = \frac{1 * 0.2^3}{12}$

$EI = 13,33 * 10^3 \text{ kN.m}$

Les caractéristiques retenues pour le soutènement qui est utilisé pour ce tronçon de Tunnel sont décrites dans le tableau suivant (Tableau 13)

	Rigidité normale EA (KN)	Rigidité de flexion EI (KN.m²)
Radier	$4 * 10^6$	$13,33 * 10^3$
Calotte	$6,7 * 10^6$	$50,23 * 10^3$
Cintre (HEB160)	$1140,3 * 10^3$	5229
Béton projeté	$6 * 10^6$	45000

Tableau 13 : Paramètres du soutènement au niveau du tunnel.

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

$w1 = \text{poids du cintre HEB 160} + \text{poid du béton projeté}$

$w1 = (42,6 + 30) * 9.807 \text{ N} = 711,98 \text{ KN/m/m}$

$w2 = \text{poid du béton projeté (poid dans le radier)}$

$w2 = 30 * 9.807 \text{ N} = 294,21 \text{ KN/m/m}$.

Figure 40 : Boite de dialogue de caractéristiques du soutènement provisoire (la calotte).

Figure 41 : Boite de dialogue de caractéristiques du soutènement provisoire (Le radier).

4.4.2.5. Etape 5 génération de la maille

Il est toujours préférable d'augmenter la densité de la mesh autour de la section du tunnel pour avoir des résultats plus fiables et plus exacts

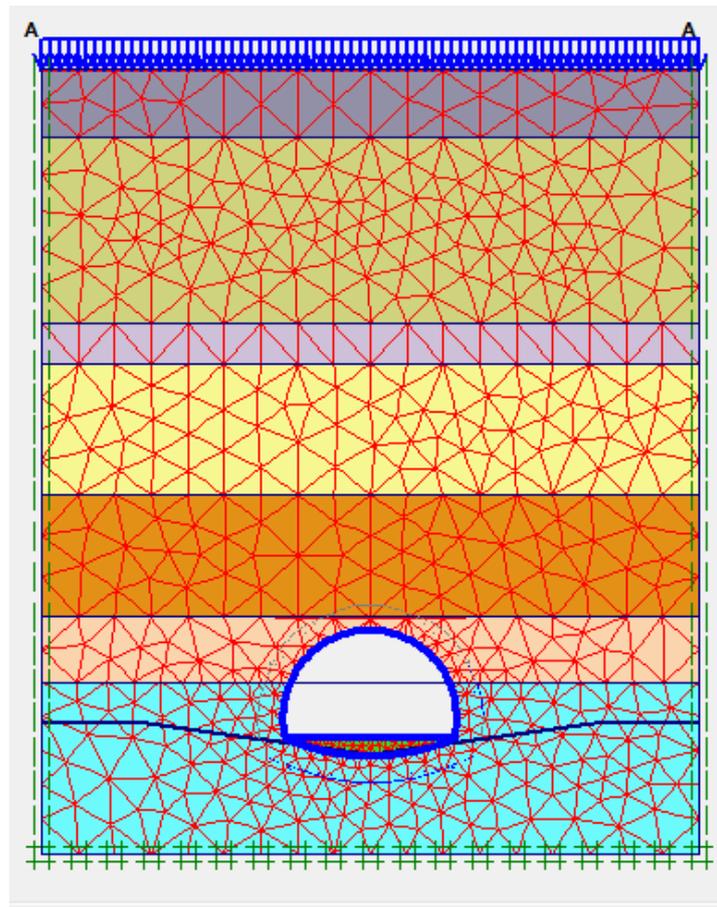


Figure 42 : output génération de la mesh.

4.4.2.6. Etape 6 introduction des conditions initiales

Comme mentionné précédemment dans l'étude géotechnique, les essais piézométriques ont confirmé l'existence d'une nappe phréatique à 40 mètres de profondeur, pour cela on doit définir ce niveau dans notre modélisation.

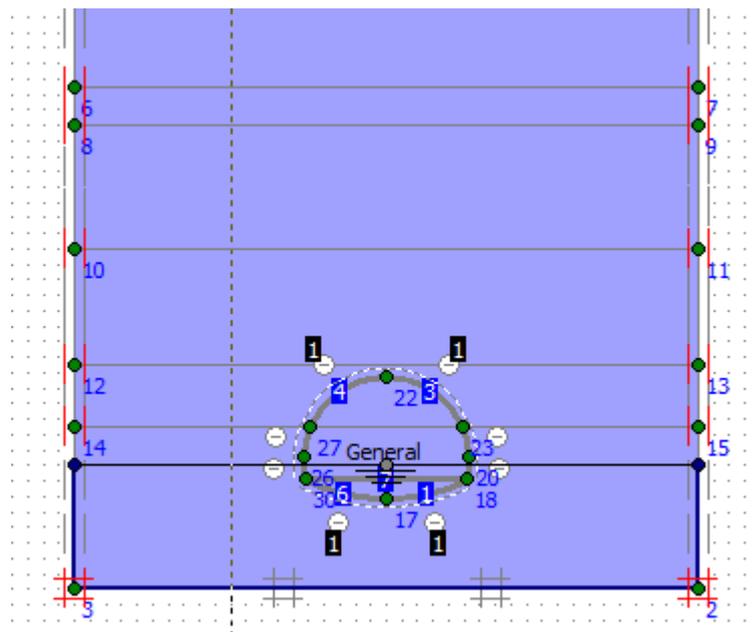


Figure 43 : l'introduction du niveau phréatique.

Génération de la pression d'eau

Pression interstitielle active extrême : $-79,26 \text{KN/m}^2$

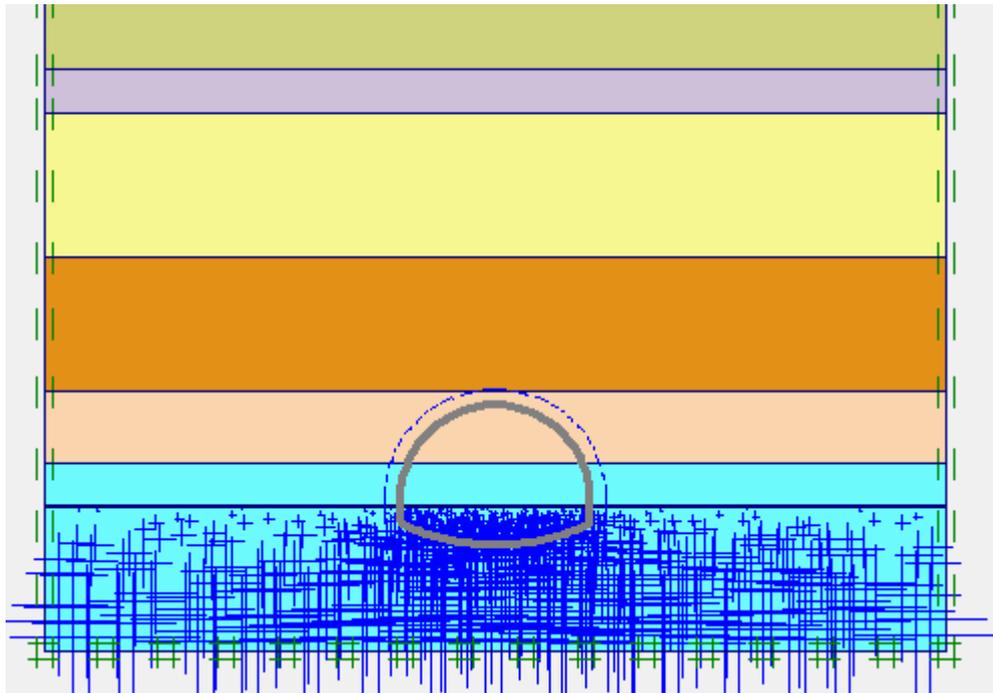


Figure 44 : La distribution de la Pression interstitielle.

Génération des contraintes initiales par la méthode des coefficients des terres en repos K_0 :
Extrême effective principal stresses $-811,11 \text{KN/m}^2$

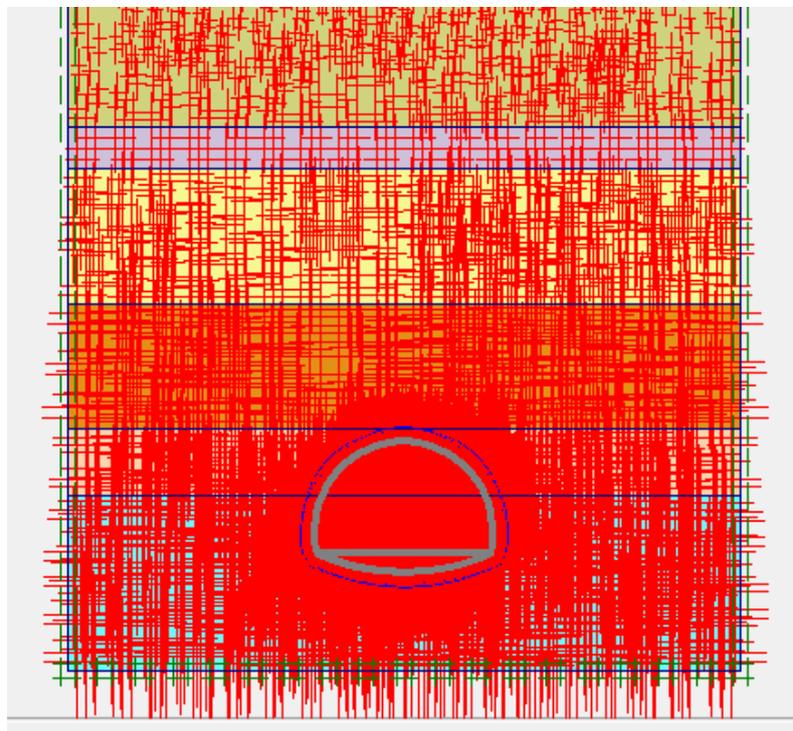


Figure 45 : Distribution des contraintes initiales effectives (principales directions).

4.4.2.7. Etape 7 PLAXIS CALCULATIONS

Le phasage exécutif adopté dans les calculs a essayé de reproduire, le plus fidèlement possible, les diverses étapes du phasage constructif associé au creusement du rameau de connexion dans une situation courant.

Le phasage exécutif admis est le suivant

Phase 1 – Génération de l'état de tension initial à travers de la méthodologie K0 et activation des surcharges en surface.

Phase 2 – Excavation de la section totale du rameau de connexion, avec un coefficient de déconfinement α .

Phase 3 – Installation du soutènement du rameau de connexion, composé par des cintre métalliques HEB 160 et une épaisseur de 30 cm de béton projeté ; avec un coefficient de déconfinement α_1 .

Phase 4 – Installation du radier provisoire, application de la restante charge libérée $(1 - \alpha) (1 - \alpha_1)$.

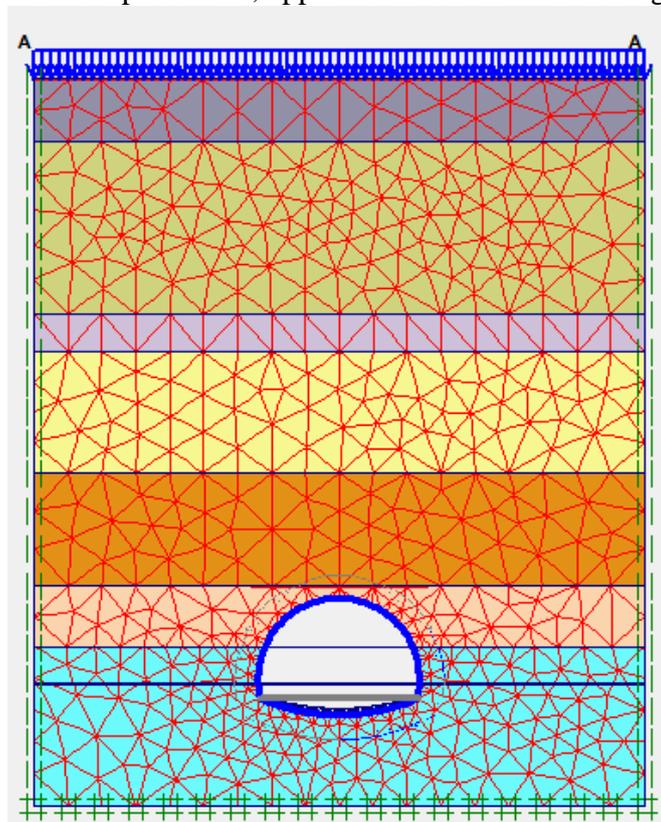


Figure 46 : définition de la phase 04 Installation du radier provisoire.

Phase 5 – Installation du revêtement définitif du rameau de connexion.

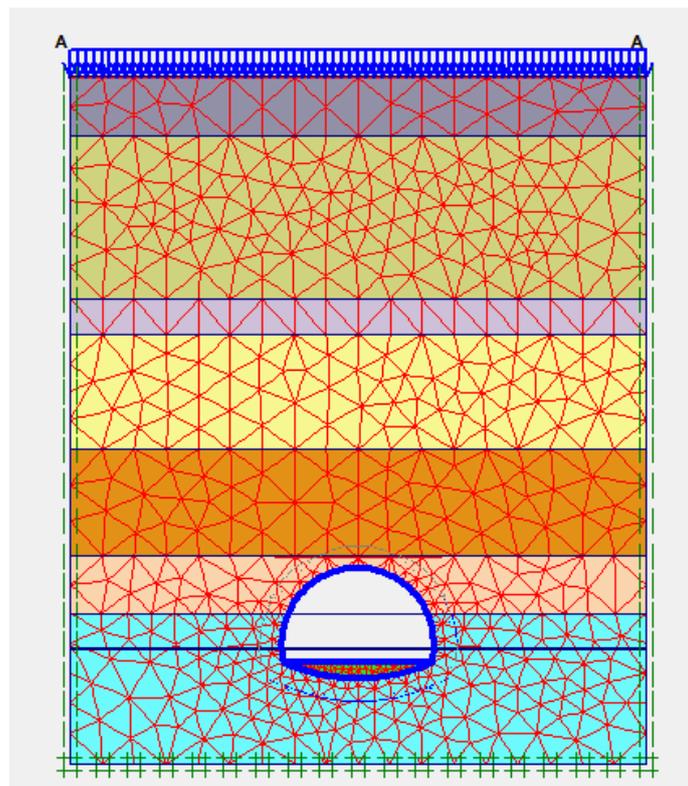


Figure 47 : définition de la phase 05.

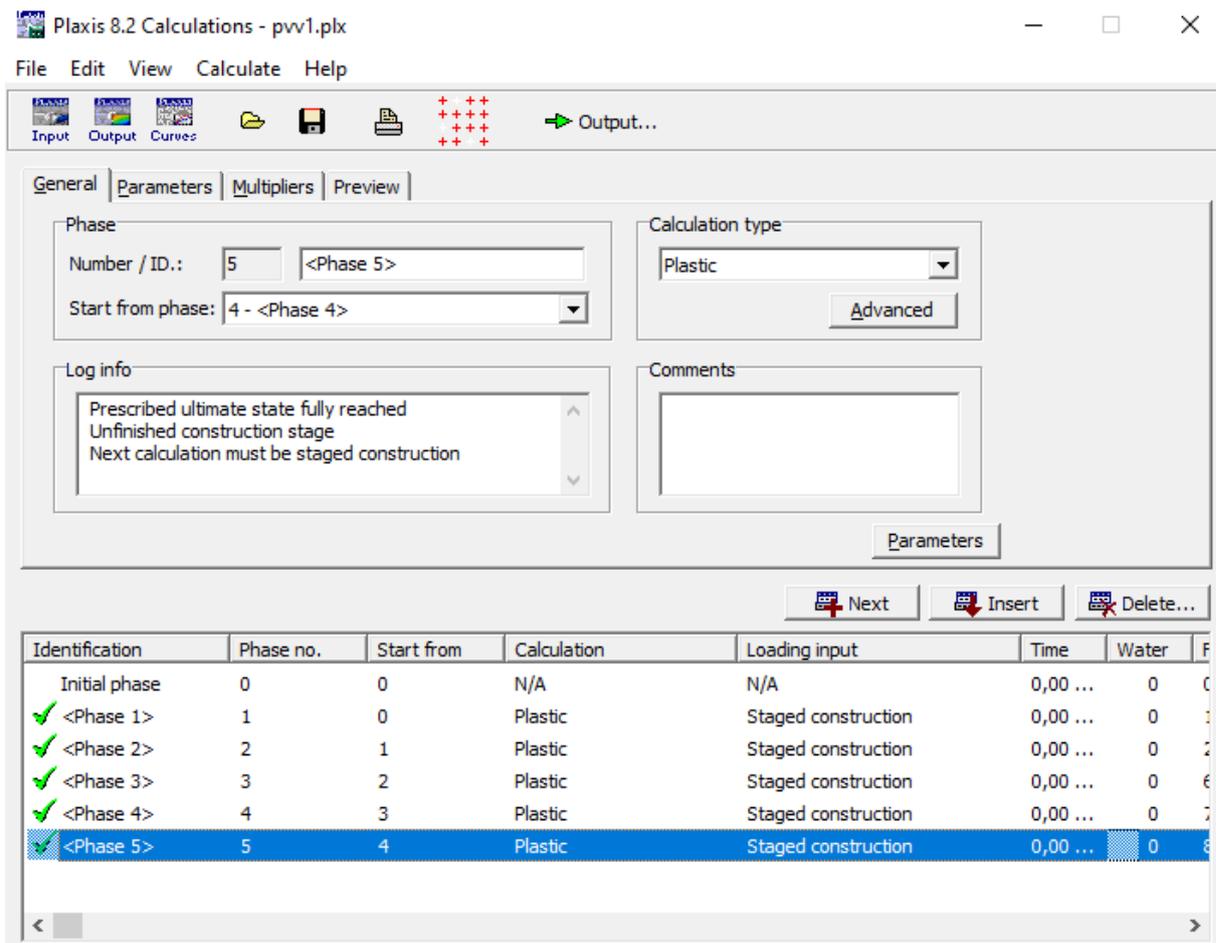


Figure 48 : Boîte de dialogue PLAXIS CALCULATIONS.

4.5. Résultats de calcul (OUTPUT)

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
Déplacement vertical extrême Uy [mm]	4,53	45	57	67,66	67,25
Déplacement horizontal extrême Ux [mm]	794,26*10 ⁻⁶	15	14	12,34	12,4
Déplacement total extrême [mm]	4,53	45	57	67,66	67,25
Contrainte totale maximale [KN/m ²]	893,01	1,4	2,57*10 ³	2,83*10 ³	2,83*10 ³
Contrainte effective maximale [KN/m ²]	818,75	1,4*10 ³	2,57*10 ³	2,83*10 ³	2,83*10 ³

Tableau 14 : résultats de calcul de déplacement suivant les phases de construction.

❖ Soutènement provisoire

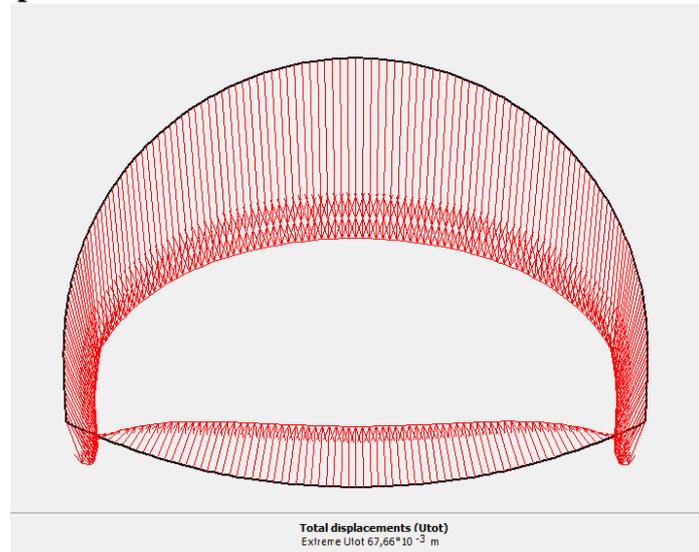


Figure 49 : Déplacement total maximal U_{tot} : 67,66 mm.

	M : moment fléchissant KNm	N : effort normal KN	T : effort tranchant KN
Sollicitations extrême (PLAXIS)	88,46	583,65	195,81

Tableau 15 : résultats de calcul des efforts suivant les phases de construction.

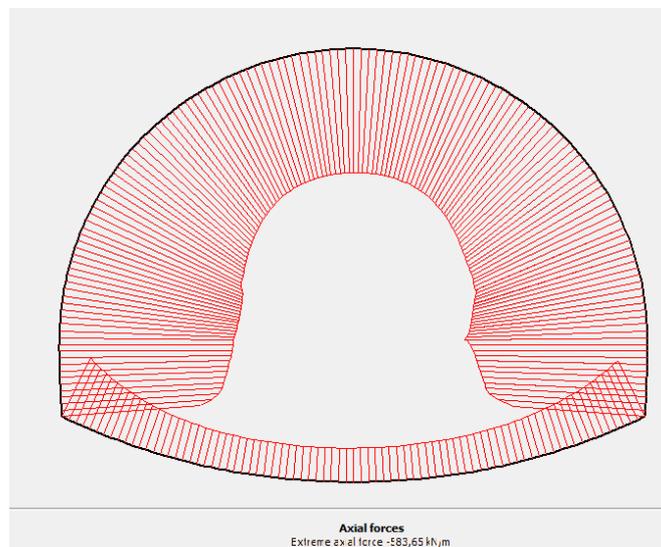


Figure 50 : diagramme de l'effort Normal maximal N_{max} = 583,65 KN.

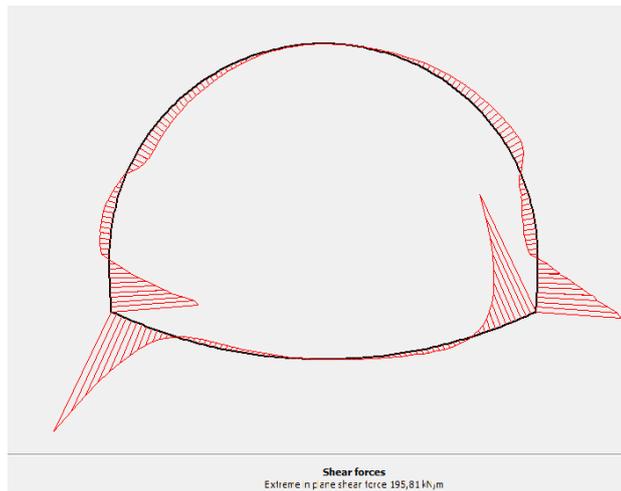


Figure 51 : Diagramme de l'effort tranchant Tmax = 195,81 KN.

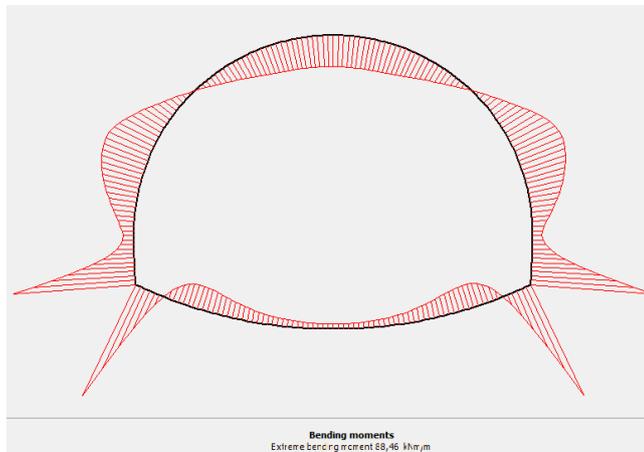


Figure 52 : Diagramme du moment de flexion Mmax = 88,46 KNm.

❖ Revêtement définitif

	M : moment fléchissant KNm	N : effort normal KN	T : effort tranchant KN
Sollicitations extrême (PLAXIS)	1110	1930	510,01

Tableau 16 : résultats de calcul des efforts suivant les phases de construction.

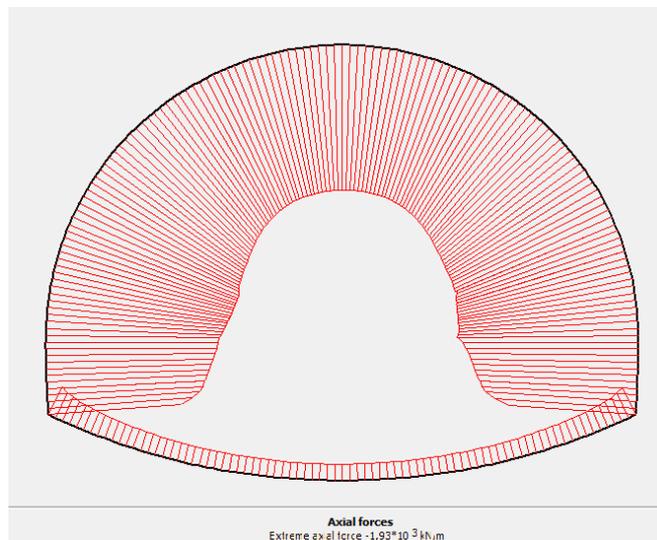


Figure 53 : Diagramme de l'effort Normal maximal Nmax = 1930 KN.

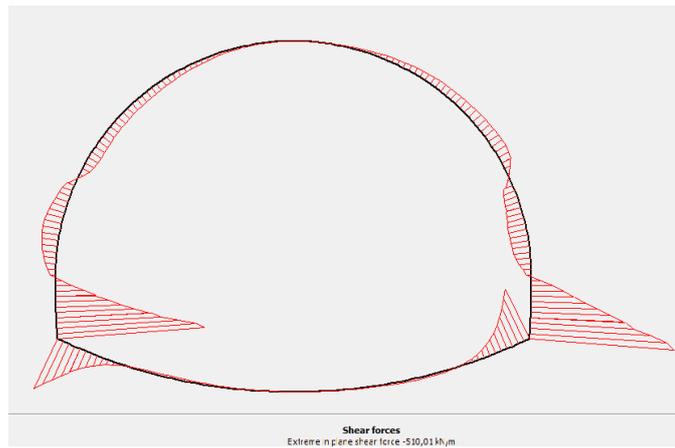


Figure 54 : Diagramme de l'effort tranchant $T_{max} = 510,01$ KN.

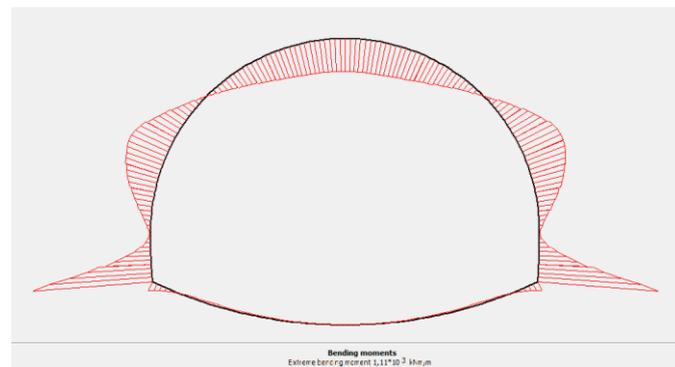


Figure 55 : Diagramme du moment de flexion $M_{max} = 1110$ KNm.

4.6. Conclusion

Dans cette partie de notre travail, nous avons pu établir le model correspondant au tunnel objet de notre étude en se basant sur le programme PLAXIS 2D Tunnel. Nous caractérisons les conditions difficiles du terrain (sol) de réalisation du tunnel.

Dans notre travail, nous prenons en considération les paramètres suivants :

- La géométrie et les dimensions du tunnel.
- Les paramètres et les caractéristiques (géométriques et géotechniques) du sol.
- Les paramètres et les caractéristiques (géométriques et géotechniques) du soutènement adopté.

Les résultats obtenus des calculs nous ont permis de quantifier les contraintes agissant sur notre structure dans les deux conditions de travail et nous ont aidé à choisir la bonne condition pour la réalisation du tunnel en sécurité.

*CHAPITRE 5 : TASSEMENT ET
STABILITE DU FRONT DE
TAILLE.*

5. TASSEMENT ET STABILITE DU FRONT DE TAILLE

5.1. INTRODUCTION

Dans un environnement géologique et géotechnique parfois médiocre tel que l'environnement urbain, à proximité immédiate d'un bâti souvent ancien et sensible, le concepteur doit non seulement s'assurer de la stabilité propre du tunnel qu'il construit, mais également évaluer l'incidence des choix de tracé et des techniques de réalisation sur l'existant. La réalisation d'ouvrages souterrains est en effet la source de tassements pouvant causer des désordres et des dysfonctionnements inacceptables. Dans ce contexte, il apparaît nécessaire de disposer de méthodes efficaces de prévision des tassements et déformations du massif environnant pendant le creusement. [21]

5.2. TASSEMENT EN SURFACE

5.2.1. Définition

Le creusement du tunnel en profondeur provoque en surface le mouvement vertical des terres vers le bas, suivant un axe confondu avec l'axe vertical passant par le centre du tunnel. La charge qui s'applique à la surface du sol (bâtiments, routes, charges lourdes...) ainsi les déformations se produisant à l'intérieur des couches de sols mènent à l'accentuation de ce phénomène. [21]

5.2.2. Tassement théorique de surface

Le calcul théorique du tassement en surface se fait selon la théorie de HERZOG avec la formule suivante

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

Avec :

P_0 : Surcharge de surface

γ : Poids volumique ;

H_0 : distance entre l'axe du tunnel et la surface ;

D : Diamètre du tunnel ;

B : largeur de tassement ;

E_s : Module de déformation du sol.

- Calcul de E_s

E_s représenté le module de déformation élastique équivalent à toutes les couches au-dessus du tunnel, il est calculé ainsi

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

$$E_{\acute{e}q} = 66494,84 \text{ kPa}$$

Nous avons

$$\gamma_{\acute{e}q} = 20,67 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$\varphi_{\acute{e}q} = 32,48^\circ$$

- Calcul de la largeur de tassement

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

Tel que

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

$$\theta = 57,52^\circ$$

Et $H_0 = H + (m/2)$

H : la hauteur de la couverture ; y : la hauteur du tunnel

$$H_0 = 37,92 \text{ m}$$

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

$$B = 133,73 \text{ m}$$

D'où

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

$$\delta_{th} = 1,3 \text{ cm}$$

5.2.3. Tassement maximal du terrain

➤ Selon HERZOG

Le calcul analytique de tassement et des déplacements causés par le creusement du tunnel est fait selon la théorie de HERZOG.

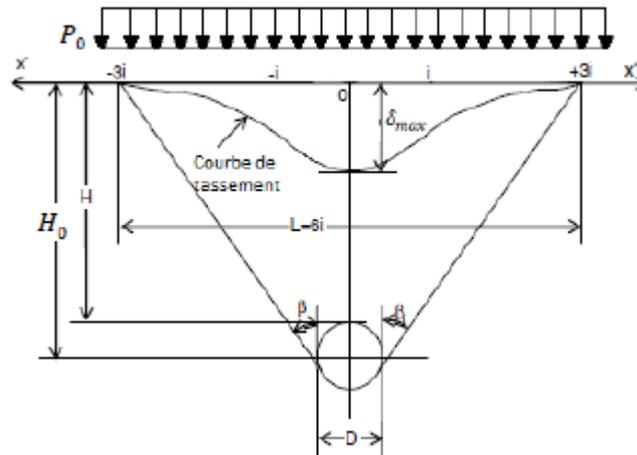


Figure 56 : Schéma représentatif du tassement en surface [21].

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

$$\delta_{max} = 0.785 (P_0 + \gamma H_0) \frac{D^2}{i \cdot E} ; m$$

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

Avec ERCELEB on a : $i = \frac{i_1 + i_2 + i_3}{3}$

- $i_1 = 0,368 \cdot H_0 + 2,84$ (Arioglu, 1992)

$$i_1 = 16,79 \text{ m}$$

- $i_2 = 0,5 \cdot H_0$ (Glossop, 1978)

$$i_2 = 18,96 \text{ m}$$

- $i_3 = 1,392 \left(\frac{D}{2}\right) \left(\frac{H_0}{D}\right)^{0,704}$

$$i_3 = 16,55 \text{ m}$$

$$i = 17,43 \text{ m}$$

$$\delta_{max} = 3,32 \text{ cm}$$

5.2.4. Déplacement de la clé de voute

➤ Selon CETU 1993

En utilisant le tassement maximal de Sagaseta

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

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

$$\frac{R}{H_0} = 0,133$$

CETU [1993]	$\frac{\delta_{v \max}}{\delta_{clé}} = A \times \frac{R}{Z_0}$	$0.10 < \frac{R}{Z_0} < 0.25$	A=3
		$0.33 < \frac{R}{Z_0} < 0.50$	A=2

Tableau 17 : Tableau montrant les différentes formules à utiliser pour le calcul du déplacement de la clé de voute. [21]

Alors : A= 3

$$\delta_{clé} = 14,176 \text{ cm}$$

5.2.5. Calcul du tassement par le logiciel PLAXIS 2D

Après l’excavation de la totalité de la face du tunnel, on a pu obtenir les résultats des tassements sur notre section d’étude par le logiciel PLAXIS 2D (voir la figure 57)

Les valeurs se présentent dans la figure suivante

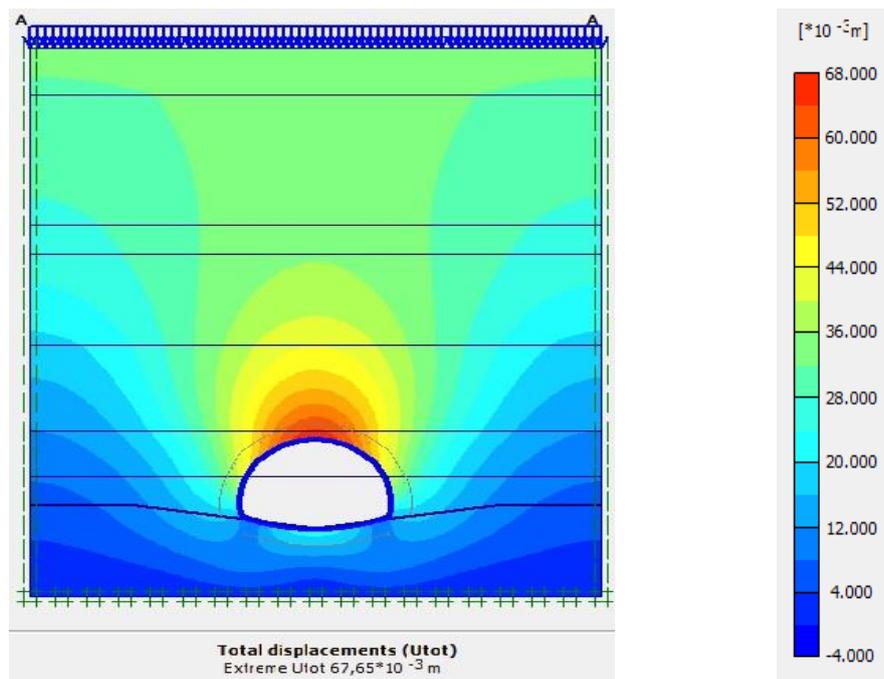


Figure 57 : Tassement de la surface.

✓ Interprétations des résultats

En faisant la projection suivant la couleur obtenue par le logiciel sur l'échelle des couleurs à côté, nous trouvons que la valeur maximale du tassement **obtenu par la méthode des éléments fini** est de 3 cm.

D'où la valeur du tassement analytique est comprise entre le tassement théorique et le tassement max.

$$\delta_{th} = 1,3 \text{ cm} < \delta_{analytique} = 3 \text{ cm} < \delta_{max} = 3,32 \text{ cm}$$

$$\text{Pour la clé de voute : } \delta_{clé} = 14,176 \text{ cm} > 6,7 \text{ cm}$$

5.3. STABILITÉ DU FRONT DE TAILLE

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

L'extrusion est due aux forces provenant du massif et des surcharges appliquées cherchant à glisser vers la zone de creusement, sans oublier que les caractéristiques du sol tel que son poids volumique et sa cohésion jouent également un rôle considérable dans l'équilibre du terrain. C'est pour ces raisons il est nécessaire de faire un pré soutènement afin de consolider le terrain. [23]

5.3.1. Calcul de la stabilité au cours du creusement

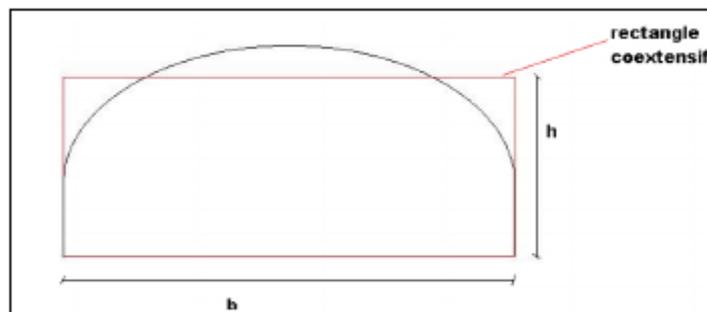


Figure 58 : Schéma du rectangle coextensif.

$$S = b * h; \text{ m}^2$$

$$S = 82,08 \text{ m}^2$$

• Corpus dessous

$$I = \frac{h}{\text{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} ; \text{ m}$$

$$I = 4,3 \text{ m}$$

$$I_c^2 = h^2 + I^2$$

$$I_c = 8,94 \text{ m}$$

Poids du corpus dessous

$$G_u = 0,5 * h * I * b * \gamma ; \text{ kN}$$

$$G_u = 3647,88 \text{ kN}$$

Force due à la cohésion dans la zone de glissement

$$C_{GF} = b * C_u * I_c \quad \text{Avec : } C_u = 60 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{GF} = 5616,1 \text{ kN}$$

Cohésion dans la zone latérale

$$G_{SF} = 0,5 * 2 * I * C_u * h ; \text{ kN}$$

$$G_{SF} = 2022,72 \text{ kN}$$

Equilibre du corpus bas

$$G_u < C_{GF} + G_{SF}; \text{ kN}$$

$$3647,88 \text{ kN} < (5616,1 + 2022,72) \text{ kN}$$

Vérifié

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

• **Corpus en haut**

$$G_0 = 0,5 * h_u * I * b * \gamma$$

$$G_0 = 15819,92 \text{ kN}$$

Force due à la cohésion dans la zone avant et arrière

$$C_{STF} = b * h_u * C_u * 2$$

$$C_{STF} = 42717,6 \text{ kN}$$

Force due à la cohésion dans la zone latérale

$$C_{SLF} = I * h_u * C_u * 2$$

$$C_{SLF} = 17544 \text{ kN}$$

Friction

$$T_r = 2 * (I + b) * 0,5 * h_u^2 * \gamma * (1 - \sin \varphi) * \tan \varphi$$

$$T_r = 105697,17 \text{ kN}$$

Équilibre du corpus haut

$$G_0 < C_{STF} + G_{SLF} + T_r; \text{ kN}$$

$$15819,92 \text{ kN} < (42717,6 + 17544 + 105697,17) \text{ kN}$$

Vérifié

Le corpus haut ne subira pas de glissement et la stabilité du front de taille est assurée.

5.3.2. Calcul du pré-soutènement

5.3.2.1. Voûte parapluie

Considérant les aspects déjà mentionnés dans les Hypothèses et Modes Opératoires, le dimensionnement des enfilages sera abordé en adoptant un modèle structural qui considère des enfilages comme des éléments poutres continues appuyés sur les cintres métalliques et encastrés dans le terrain au front de taille (Peila, 1995) comme présente la Figure (59).

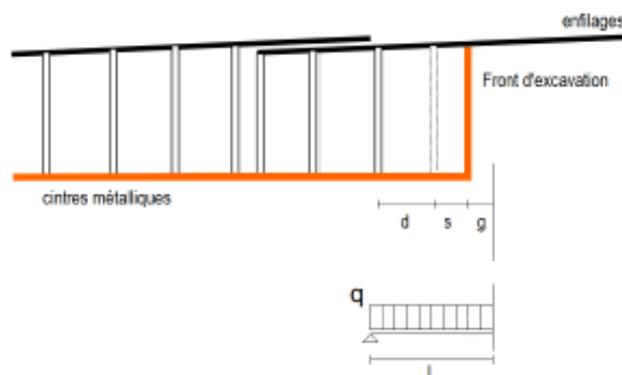


Figure 59 : Modèle de calcul pris en considération pour le dimensionnement des enfilages. [6]

La longueur à considérer (L) est la longueur non supportée, composé par des parcelles d (espacement entre cintres métalliques), s (excavation additionnelle) et g (longueur d'encastrement dans le terrain). En ce qui concerne la pression à considérer dans l'évaluation des efforts sur ces éléments, nous avons considéré, de forme précautionneuse, que correspond à 50% de la charge finale appliquée au soutènement provisoire, en considérant que les enfilages

fonctionnent comme d'un pré-support et absorbera une partie de cette pression. Ainsi, la Figure 60 présente le modèle de calcul pris en considération pour le cas du rameau de connexion du PV1. [1]

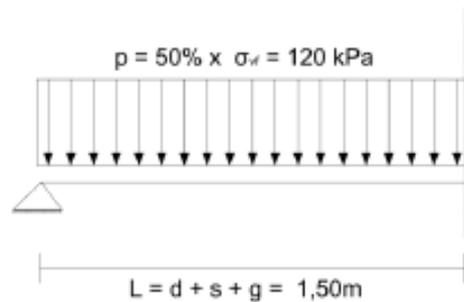


Figure 60 : Modèle de calcul pris en considération pour le dimensionnement des enfilages pour le rameau du PV1.

En considérant l'écartement entre les enfilages de 0,30m, la charge agissante sur chacune est de 36 kN/m. Ainsi, la valeur du moment fléchissant et de l'effort tranchant agissants dans chaque enfilage est :

$$M_{sd} = 1,35 \cdot \frac{\text{penfilage} \cdot L^2}{8} = 1,35 \cdot \frac{36 \text{ kN/m} \cdot 1,50^2}{8} = 13,67 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 1,35 \cdot \frac{\text{penfilage} \cdot L}{8} \cdot 5 \cdot L = 1,35 \cdot 5 \cdot \frac{36 \text{ kN/m} \cdot 1,50}{8} = 45,56 \text{ kN}$$

Les enfilages à adopter sont en acier S355, le système tubes AT pour voûte parapluie AT-89 avec un diamètre extérieur de 88,9mm et une épaisseur de 6,3mm. Le module de flexion plastique W_{pl} est 43,1 cm³ et l'aire résistante à l'effort tranchant est 10,4 cm². Ainsi, les efforts résistants de ce profil sont :

$$M_{pl} = \frac{f_y \cdot W_{pl}}{\gamma_{M0}} = \frac{355 \text{ MPa} \cdot 43,1 \text{ cm}^3}{1,1} = 13,91 \text{ kNm}$$

$$V_{pl} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{355 \text{ MPa} \cdot 10,4 \text{ cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 193,8 \text{ kN}$$

$$M_{sd} < M_{pl} \quad \text{Vérfié}$$

$$V_{sd} < V_{pl} \quad \text{Vérfié}$$

En conclusion, les efforts résistants sont supérieurs aux efforts agissants, donc la sécurité des enfilages est vérifiée.

5.3.2.2. Boulons en verre

❖ La géométrie de l'ouvrage

Largeur du tunnel b (m)	Hauteur du tunnel m (m)
10,47	7,84

Caractéristiques du terrain excavé	Symbole	valeur	Unité
Surface	S	82,08	Cm ²
Cohésion	C	25	KPa

Module de déformation	E	70	MPa
Angle du frottement	φ	36	°
Rayon de l'excavation	R	5,24	m

Calcul de la charge appliquée au front

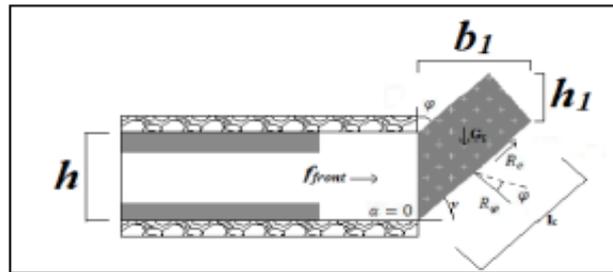


Figure 61 : Schéma représentant la déformation du front de taille d'un tunnel.

❖ Corps de glissement

Angle de surface de glissement

$$v = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} ; ^\circ$$

$$v = 63^\circ$$

Longueur de la surface de glissement

$$I = \frac{h}{\sin(v)} ; m$$

$$I = 8,79 m$$

Largeur de la surface de glissement

$$b_1 = h \left(\frac{1}{\tan(v) - \tan(\alpha)} \right) \quad \text{Avec : } \alpha = 0^\circ$$

$$b_1 = 3,99 m$$

Hauteur de la surface de glissement

$$h = \frac{b_1}{2 \cdot \tan(\varphi)} ; m$$

$$h_1 = 2,74 m$$

Surface du corps de glissement

$$A_c = (b_1/2) \cdot (h+h_1)$$

$$A_c = 21,1 m^2$$

Efforts à l'équilibre :

Poids du corps de glissement

$$G_c = A_c \cdot \gamma$$

$$G_c = 422,142 kPa$$

Cohésion en zone de glissement

$$R_c = C \cdot I_c$$

$$R_c = 219,75 kPa$$

Force résultante

$$R = \sqrt{(G_c^2 + R_c^2 - 2G_c \cdot R_c \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} - v\right))}$$

$$R = 247,35 kPa$$

Force résultante d'équilibre

$$F_{front} = \frac{R \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} - v\right)}{\sin v}$$

$$F_{front} = 126,03 kPa$$

Effort appliqué par l'ensemble des boulons

$$F_{boulons} = F_{front} * B; kN$$

$$F_{boulons} = 1319,56 kN$$

❖ Nombre de boulons nécessaires

Le nombre de boulons dépend des caractéristiques de ces derniers, dans notre cas le choix est porté sur les boulons de types (Durglass FL30) en fibres de verre. [1]

DURGLASS FL® GLASSPREE®		Barra tonda - Solid rod - Barre pleine - Barra redonda	
Codice Code Code Código	ø esterno external ø ø extérieur ø externo mm	Resistenza alla trazione Tensile strength Résistance à la traction Resistencia a la tracción KN	
FL 10	10	75	
FL 12	12	110	
FL 16	16	200	
FL 18	18	240	
FL 19	19	250	
FL 20	20	300	
FL 22	22	380	
FL 23	23	390	
FL 25	25	460	
FL 28	28	550	
FL 30	30	600	
FL 32	32	680	
FL 38	38	850	
Pilotes 800	~	680	
Pilotes 1200	~	900	

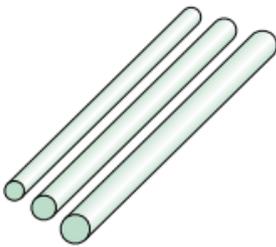


Tableau 18 : Caractéristique des boulons en fibres de verre. [32]

Charge maximale à la rupture des boulons (Durglass FL30)

$$F_{rg} = 600 kN$$

$$N \geq \frac{F_{boulons}}{F_{rg}}$$

$$N = 3 \text{ Boulons en fibre de verre}$$

5.4.CONCLUSION

D'après les résultats obtenus dans cette étude, on constate qu'il est nécessaire de limiter le tassement et l'extrusion. On peut remédier à l'apparition de ces derniers grâce à l'utilisation d'un pré-soutènement qui appliquera une pression à la face du tunnel. Le front de taille étant assuré vis-à-vis des déplacements du terrain à sa surface, il faudra ensuite vérifier le comportement du terrain à la convergence. La méthode convergence-confinement vient afin d'étudier le déplacement des parois du tunnel qui apparaissent après l'excavation et de trouver des solutions qui permettent de la contrer (confiner).

*CHAPITRE 6 : SOUTENEMENT
PROVISOIRE.*

6. SOUTÈNEMENT PROVISOIRE.

6.1. INTRODUCTION

Le creusement d'un tunnel 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.

La phase du soutènement provisoire est une étape principale dans le processus de réalisation des tunnels, car il permet d'assurer

- ✓ la sécurité du personnel travaillant dans le tunnel.
- ✓ la stabilité des parois de celle-ci dès la phase d'abattage du terrain et, nécessaire, d'en limiter les déformations.

- ✓ la protection du 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.

Le type de soutènement (les moyens utilisés et leur quantité), la zone et le moment de la mise en œuvre sont définis en fonction des exigences de la sécurité du travail, du comportement probable du massif déterminé soit par calcul, soit sur la base de l'expérience ou de mesures, ainsi que des contraintes pratiques d'exécution.

Le soutènement provisoire doit être vérifié (béton projeté et cintres métalliques) avec les sollicitations calculées après l'application des charges horizontales et verticales. [19]

6.2. CRITERES DE CHOIX DE TYPE DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

- ☉ Le taux de tassement en surface,
- ☉ La couverture du tunnel,
- ☉ Le profil géologique. [19]

6.3. CONVERGENCE CONFINEMENT

Dans ce chapitre on va faire une approche pour vérifier les éléments de soutènement en utilisant la méthode convergence-confinement. La convergence d'une section d'un tunnel suivant une direction est le déplacement relatif des deux points opposés du parement dans cette direction au fur et à mesure de l'avancement du front de taille. Le confinement est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il constitue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de déconfinement, mais pour le terrain, il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce déconfinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ). D'une façon générale, ces solutions sont fondées sur des hypothèses. [7]

6.3.1. Hypothèses de calcul

La méthode de convergence-confinement est une méthode de calcul simple mais suffisante dans bien des cas. Elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie du comportement mécanique du massif, l'anisotropie des contraintes pour tenir compte de facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final. Ainsi, l'hypothèse de l'axisymétrie a été faite.

Les conditions suivantes doivent alors être remplies

- Le tunnel est de section circulaire

- Le matériau est composé d'un matériau homogène et isotrope.
- Le champ de contraintes initiales est hydrostatique. C'est-à-dire que les contraintes naturelles verticale et horizontale sont égales.
- Le tunnel est suffisamment profond pour que l'on puisse négliger la variation de la contrainte initiale hydrostatique à sa proximité.
- Le soutènement est supposé exercer une pression radiale uniforme sur les parois de l'excavation

D'autre part, pour que l'on puisse étudier le problème en état plan de déformation, la longueur du tunnel sera suffisamment importante. La déformation longitudinale sera alors considérée comme nulle. [28]

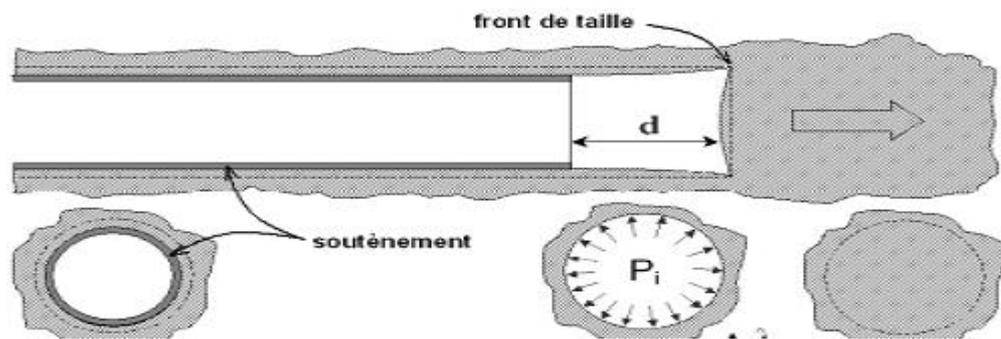


Figure 62 : Convergence-confinement. [13]

6.3.2. Principe générale de la méthode

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 nous devons la supposer remplie d'un liquide à une pression P_i correspondant à l'état initial isotrope P .

➤ Comportement du massif

En diminuant la pression P_i , on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif. Cette pression P_i est diminuée depuis la valeur P jusqu'à la pression nulle. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe de pression déplacement est linéaire. Dans un second temps, lorsque le critère de résistance du matériau du massif est atteint sur les parois de la cavité, une zone décomprimée apparaît autour du tunnel. Elle s'étend vers l'intérieur du massif au fur et à mesure que la pression P_i décroît. La courbe est appelée courbe caractéristique du massif excavé.

➤ Comportement du soutènement

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure P_i qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur Us_0 pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

➤ L'équilibre final

Qui permet de déterminer la pression de soutènement, est obtenu en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique. Le point d'intersection i définit alors le point d'équilibre. [23]

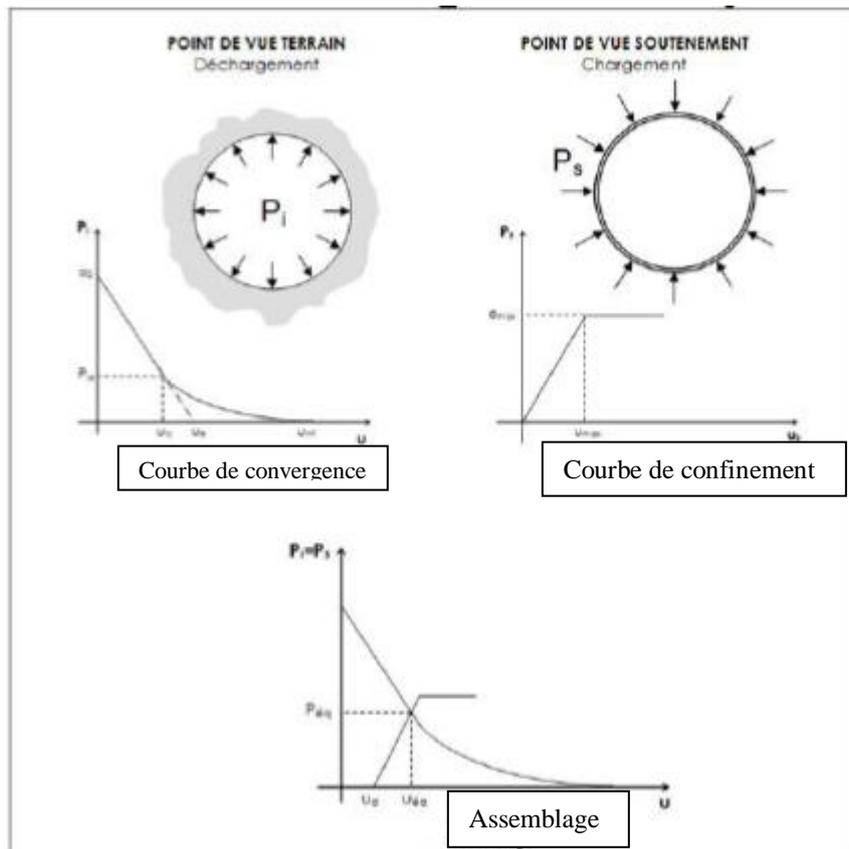


Figure 63 : Courbes de convergence, de confinement et assemblage. [23]

6.3.3. Procédure de calcul

La méthode comporte quatre étapes :

- Première étape : Courbe caractéristique du terrain.
- Deuxième étape : Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.
- Troisième étape : Courbe caractéristique de soutènement.
- Quatrième étape : Equilibre final.

6.3.3.1. Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence)

La courbe de convergence est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi u en fonction de la pression fictive P_i , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe paramétrique (de paramètre(x)) qui se représente sur un graphe (P_i, u).

La contrainte initiale de la courbe est celle de la pression du TERZAGHI déjà calculée au Chapitre

$$\sigma_0 = 191,89 \text{ kPa}$$

R_c : la résistance en compression simple des terrains.

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

❖ **Étapes de calcul**

- Si $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$: le comportement est élastique et le creusement n'entraîne pas de déformations plastiques.

Calcul du déplacement à la paroi pour une pression de soutènement nul.

$$u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0 R}{E} ; m$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{cases} p = \sigma_0 \\ u = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} P = 0 \\ u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0 R}{E} \end{cases}$$

- Si $\sigma_0 \geq \frac{R_c}{2}$, 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

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

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

$$u_a = u_0 * \lambda_a$$

Lorsque les caractéristiques du terrain évoluent avec le temps, on trace deux courbes enveloppes, l'une avec les caractéristiques à court terme du terrain, l'autre avec les caractéristiques à long terme.

- Pour $P_a < P < \sigma_0$ la courbe caractéristique est un segment de droite.
- Pour $P_a > P$ calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie.

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

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

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

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

Tel que :

α : Coefficient de dilatation.

- $\alpha = 1$ La déformation plastique se produit à volume constant.
- $\alpha > 1$ Il se produit par dilatance une augmentation de volume.

R_p : Rayon plastique.

❖ Application

Caractéristiques du terrain excavé	Symbole	valeur	Unité
Coefficient de poisson	ν	0,394	/
Cohésion	C	25	KPa
Module de déformation	E	70	MPa
Angle du frottement	ϕ	36	°
Rayon de l'excavation	R	5,24	m

- Calcul de R_c

$$R_c = \frac{2 * 25 * \cos(36)}{1 - \sin(36)} = 98,13 \text{ Kpa}$$

$$R_c = 98,13 \text{ Kpa}$$

On a

$$\sigma_0 \geq \frac{R_c}{2}$$

Donc on est dans le cas où après que la limite élastique soit dépassée, il y aura développement d'une zone en état limite de rupture autour de la cavité.

Cette zone est définie par les caractéristiques suivantes

- **Pression P_a**

Le coefficient de butée

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

$$K_p = 3,85$$

$$P_a = 191,89 (1 - \sin(36)) - 30 \cos(36) = 58,87 \text{ kPa}$$

$$P_a = 58,87 \text{ kPa}$$

- **Calcul de taux de déconfinement λ_a**

$$\lambda_a = \frac{191,89 - 74,77}{191,89} = 0,69$$

$$\lambda_a = 0,69$$

- **Calcul de déplacement à la paroi u_0**

$$a = u_0 * \lambda_a$$

$$u_0 = \frac{(1 + \nu) * \sigma_0 * R}{E} = \frac{(1 + 0,394) * 191,89 * 5,24}{70} = 0,02 \text{ m}$$

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

$$u_a = 0,02 * 0,69$$

$$u_a = 0,013 \text{ m}$$

On a

$$P(\lambda) = (1 - \lambda) * 191,89$$

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{3,85 + 1} * \frac{(3,85 - 1) * 191,89 + 98,13}{(1 - \lambda)(3,85 - 1) * 191,89 + 98,13} \right)^{\frac{1}{(3,85 - 1)}}$$

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left(\frac{266,03}{645,37 + (-\lambda) * 547,24} \right)^{0,35}$$

On a une déformation à volume constant donc $\alpha=1$

$$U(\lambda) = \frac{(1+0,394)*191,89*0,67}{70000} * 0,5 \left[2 \left(\left(\frac{266,03}{645,37+(-\lambda)*547,24} \right)^{0,35} \right)^2 \right] * 5,24$$

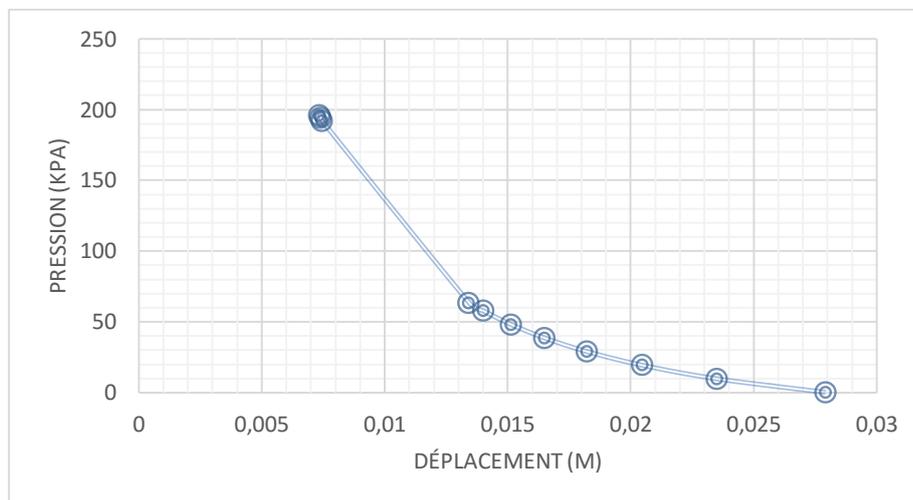
$$U(\lambda) = 0,013 \frac{266,03}{645,37+(-\lambda)*547,24}^{0,7}$$

Les différents points qui nous permettront de tracer la courbe de convergence sont répertoriés sur le tableau suivant

(Pour $58,87 < P < 191,89$ la courbe caractéristique est un segment de droite)

G	P (kPa)	U (m)
0	191,891122	0,007455659
0,69	58,8749255	0,013434143
0,7	57,5673365	0,01401845
0,75	47,9727804	0,01514445
0,8	38,3782244	0,016518342
0,85	28,7836683	0,01823971
0,9	19,1891122	0,020472581
0,95	9,59455609	0,023509674
1	0	0,027935445

Tableau 19 : Valeurs de courbe caractéristique de terrain.



Graphique 1 : Courbe caractéristique du terrain.

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

La convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement à $P = 0$ vaut :

$$U_{S0} > 0,265 U_0$$

$$U_{S0} \approx 0,0053 \text{ m}$$

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 U puis tracer la courbe.

6.3.5. Courbe caractéristique du soutènement

❖ Dans le cas de béton projeté

$$\sigma_b^{max} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Raideur du béton projeté $K_b = \frac{E_b * e}{(1-\theta^2) * R}$; Mpa

$$K_b = 1192,74 \text{ Mpa}$$

- La pression maximale du béton projeté

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

$$P_b^{max} = 811,259 \text{ KPa}$$

- Le déplacement

$$U_b = \frac{P_b^{max} * R}{K_b}; \text{ m}$$

$$U_b = 0,003 \text{ m}$$

❖ Pour le cas des cintres métalliques

- La raideur des cintres

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

$$K_c = 217,61 \text{ MPa}$$

- La pression maximale

$$P_c^{max} = \frac{\sigma_c * A_c}{a * R}; \text{ KPa}$$

$$P_c^{max} = 248,702 \text{ KPa}$$

- Le déplacement

$$U_c = \frac{P_c^{max} * R}{K_c}; \text{ m}$$

$$U_c = 0,00598 \text{ m}$$

❖ Dans le cas de combinaison (cintres + béton projeté) le déplacement est

- a) Calcul de la pression maximal du soutènement (béton projeté + HEB 160)

$$P_{c+b}^{max} = 1059,961 \text{ KPa}$$

- b) Vérification du soutènement

$$P = \sigma_0 < P_{c+b}^{max} = P_c^{max} + P_b^{max}$$

$$191,89 \text{ KPa} < 1059,961 \text{ KPa} \text{ Vérifié}$$

- c) Calcul du déplacement maximal du soutènement (béton projeté + HEB 160)

$$U_{c+b} = \frac{(P_c^{max} + P_b^{max}) * R}{K_c + K_b}; \text{ m}$$

$$K_s = K_c + K_b \rightarrow K_s = 1410,35 \text{ MPa}$$

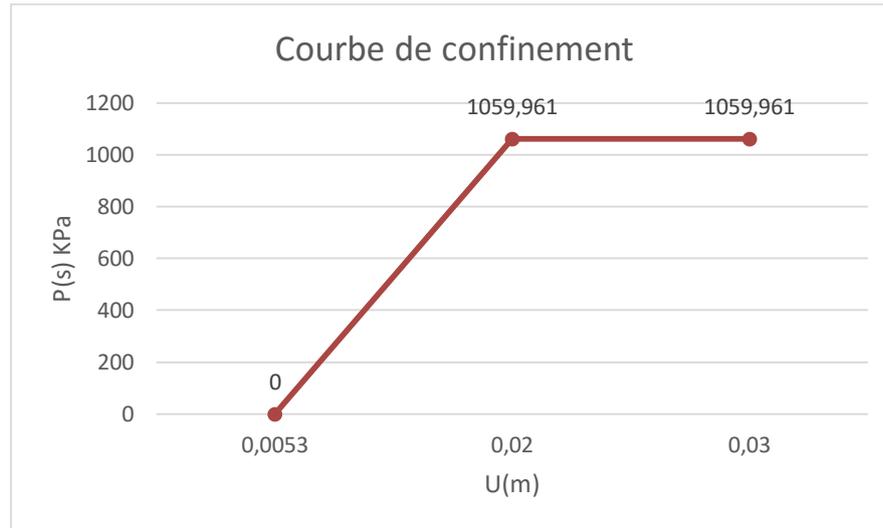
$$U_{c+b} = 0,0039 \text{ m}$$

6.3.6. Tracé de la courbe de confinement

Les variations de la pression maximale du soutènement en fonction du déplacement sont représentées dans la courbe suivante

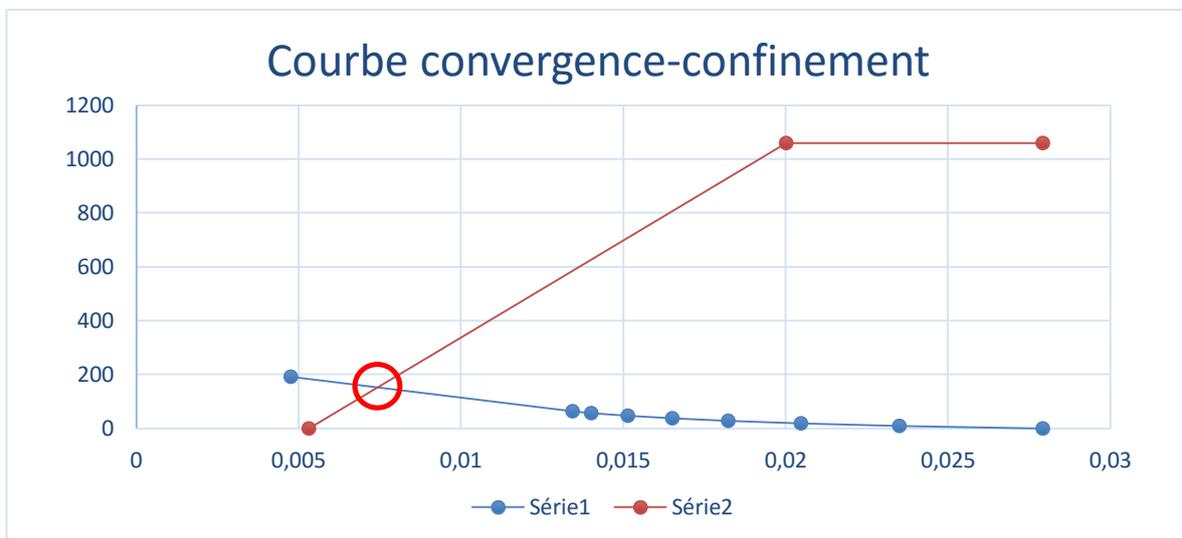
P_s (Kpa)	0	1059,961	1059,961
U_s (m)	0,0053	0,02	0,027

Tableau 20 : Valeurs du tracé de la courbe de confinement.



Graphique 2 : Courbe de confinement pour notre soutènement.

6.3.7. Equilibre finale



Graphique 3 : Courbe convergence-confinement.

Le point d'intersection : c'est le point qui représente le point d'équilibre qui existe entre le soutènement et le massif. L'équilibre est atteint lorsque le soutènement et le massif entrent dans un état d'interaction où le soutènement résiste suffisamment aux contraintes du terrain. Ce point correspond aux valeurs de pression et de déplacement suivantes

déplacement d'équilibre U_{eq} (mm)	pression d'équilibre p_{eq} (KPa)
7,85	183,60

6.4. TYPES DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE PROPOSES

6.4.1. Hypothèses et calculs

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

Hypothèse N°1

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

Hypothèse N°2

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

Hypothèse N°3

On adopte les charges verticales comme uniformes et symétriques, et on néglige les charges verticales asymétriques. Les valeurs de charges verticales symétriques ont été établies en admettant la création de la voûte naturelle qui décharge le soutènement provisoire du tunnel. La voûte supérieure est calculée tel qu'un arc porteur encastré à ses extrémités. Les charges agissant sur l'arc, provenant de la pression souterraine ainsi que le poids propre sont considérées comme uniformément réparties. [23].

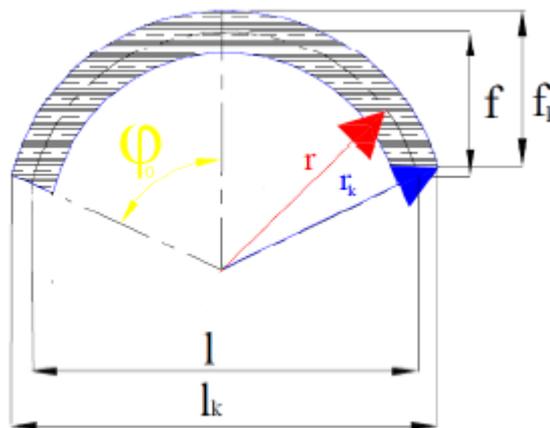


Figure 64 : Représentation de la géométrie soutènement provisoire.

6.4.2. Pré dimensionnement du profilé du cintre

Détermination des pressions verticales et horizontales

1) Pression verticale

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

P_v : Pression verticale

ΔG : Charge d'intensité variable

Q : Poids total de l'arc

Q_0 : Force géostatique uniformément répartie.

$$e_0 = (\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q) \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)^2 - 2C \sqrt{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)^2} ; \text{kPa}$$

$$e_1 = \gamma(H + f) \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)^2 - 2C \sqrt{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)^2} ; \text{kPa}$$

Tel que :

e_0 : Charge horizontale en clé de voute (KPa)

h : Epaisseur de la couche (m)

q : Charge d'exploitation (kPa)

C : Cohésion du sol

e_1 : Charge horizontale en pied de longrine (KPa)

H : Hauteur de couverture (m)

f : Hauteur de courbe de la voute. (m)

a) Force géostatique

$$Q_0 = 191.89 * a$$

$$Q_0 = 191,89 \text{ kN/ml}$$

b) Charge d'intensité variable

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

$$f_K = r_K \times (1 - \cos \phi_0)$$

$$l_K = 2 \times r_K \times \sin \phi_0$$

$$\phi_0 = 60^\circ$$

$$r_K = R + 0.5 \times e ; m$$

$$e = 0.30m$$

$$r_k = 5,24 + 0,5 * 0,3$$

$$r_k = 5,39 \text{ m}$$

$$f_k = 5,39 * (1 - \cos 60)$$

$$f_k = 2,695 \text{ m}$$

$$l_k = 2 * 5,39 * \sin 60$$

$$l_k = 9,33 \text{ m}$$

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

$$\Delta_G = (2,695 * 9,33 * 8,33)$$

$$\Delta_G = 209,53 \text{ kN/ml}$$

c) Poids de l'arc

$$Q = \gamma_{\text{cintre}} \times 2 \times \frac{\phi_0}{360} 2\pi R$$

$$Q = 40,6 * 2 * 5,48$$

$$Q = 445,56 \text{ kN/ml}$$

Largeur de l'arc

$$l = 2 * r * \sin 60$$

$$l = 9,07 \text{ m}$$

d) Calcul de la pression verticale

$$P_v = \frac{191,89 + 209,53 + 445,56}{9,14}$$

$$P_v = 93,38 \text{ kPa}$$

2) Pression horizontale

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

$$f = 2,62 \text{ m}$$

$$\bullet e_0 = (\sum_{i=1}^8 \gamma_i h_i + q) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2C \sqrt{\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$\bullet e_0 = 191,89 \operatorname{tg}^2(28,76) - 2 * 22,31 \sqrt{\operatorname{tg}^2(28,76)}$$

$$\bullet e_0 = 33,31 \text{ kPa}$$

$$\bullet e_1 = \gamma(H + f) \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)^2 - 2C \sqrt{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)^2}$$

$$\bullet e_1 = 20,67 * (34 + 2,62) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2 * 22,31 * \sqrt{\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$\bullet e_1 = 203,52 \text{ kPa}$$

D'où on aura

$$e_m = \frac{33,31 + 203,52}{2}$$

$$e_m = 118,41 \text{ kPa}$$

Calcul de la pression horizontale

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

$$P_h = 121,79 \text{ kPa}$$

❖ Réactions d'appui

Les réactions d'appui au niveau de la naissance seront calculées en fonction du rapport f/l en utilisant le tableau des coefficients suivants

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

Tableau 21 : Tableau des réactions d'appuis au niveau des naissances du tunnel.

On a

$$\frac{f}{l} = \frac{2,62}{9,14} = 0,28 \cong 0,3$$

On obtient

$$\begin{cases} \alpha_m = 0.0101 \\ \beta_m = -0.0101 \end{cases} \quad \begin{cases} \alpha_m = 0.4415 \\ \beta_m = -0.4415 \end{cases}$$

Les réactions d'appui seront

❖ **Sous charges verticales**

$$\begin{aligned} M_V &= \alpha_m \cdot P_V \cdot l^2 ; KN.m \\ M_V &= 0,0101 * 93,38 * 9,07^2 \\ \mathbf{M_V} &= \mathbf{77,58 KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_V &= \alpha_h \cdot P_V \cdot l ; KN \\ H_V &= 0,4415 * 93,38 * 9,07 \\ \mathbf{H_V} &= \mathbf{373,93 KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_V &= \frac{1}{2} P_V \cdot l ; KN \\ V_V &= 0,5 * 93,37 * 9,07 \\ \mathbf{V_V} &= \mathbf{423,43 KN} \\ N_V &= \sqrt{H_V^2 + V_V^2} ; KN \\ \mathbf{N_V} &= \mathbf{564,9 KN} \end{aligned}$$

❖ **Sous charges horizontales**

$$\begin{aligned} M_H &= \beta_m \cdot P_H \cdot l^2 ; KN.m \\ M_H &= -0,0101 * 121,79 * 9,07^2 \\ \mathbf{M_H} &= \mathbf{-101,19 kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_H &= \beta_h \cdot P_H \cdot l \\ H_H &= -0,1749 * 121,79 * 9,07 \\ \mathbf{H_h} &= \mathbf{-193,2 KN} \\ \mathbf{V_h} &= \mathbf{0} \\ \mathbf{N_h} &= \mathbf{193,2 KN} \end{aligned}$$

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

$$\text{Max}\{\sigma_{naissance}^v; \sigma_{naissance}^h\} < \sigma_e$$

Avec :

$$\sigma_{naissance}^v = \frac{N_V}{A_S} \pm \frac{M_V}{W_S} ; \text{MPa}$$

Rappelons les caractéristiques de la section HEB 160 sont

$$\begin{aligned} A_S &= 54.3 \text{ cm}^2 \\ W_S &= 312 \text{ cm}^3 \\ \sigma_S &= 235 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{naissance}}^v = \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{W_s} < \sigma_s$$

Enfin, on aura :

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{naissance}}^v &= 144,62 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{naissance}}^v &= \frac{N_h}{A_s} \pm \frac{M_h}{W_s} \\ \sigma_{\text{naissance}}^h &= -288,74 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Max} \{ -144,62 ; -288,74 \}$$

$$\text{Max} \{ \sigma_{\text{naissance}}^v ; \sigma_{\text{naissance}}^h \} = -144,62 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_e = 235 \text{ MPa}$$

$$144,62 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$$

Vérfifié

6.4.3. CALCUL DE LA PORTANCE MAXIMALE DU CINTRE

❖ La portance des cintres est calculée par la relation suivante

$$P_C^{\text{max}} = \frac{\sigma_c * A_c}{a * R}$$

$$P_C^{\text{max}} = \frac{235 * 10^6 * 54,3 * 10^{-4}}{1 * 5,24} = 243,52 \text{ Kpa}$$

$$P_C^{\text{max}} > \sigma_v = 191,89 \text{ Kpa (Calculé par TERZAGHI)}$$

Le choix du cintre HEB-160 est vérifié

❖ La portance de béton est calculée par la relation suivante

$$P_b^{\text{max}} = \frac{P_v * f_{bu}}{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 * 25 \text{ MPa}}{1,5} = 14,166 \text{ MPa}$$

$$P_b^{\text{max}} = 88,18 \text{ KPa}$$

6.5. VERIFICATION DE SOUTÈNEMENT

➤ Répartition des efforts

❖ Les Rapports de rigidité

$$\theta_N = \frac{E_b * A_b}{E_c * A_c} \text{ Rapport de rigidité à la compression entre le béton projeté et le cintre.}$$

$$\theta_M = \frac{E_b * I_b}{E_c * I_c} \text{ Rapport de rigidité à la flexion entre le béton projeté et le cintre.}$$

❖ Applications numérique

$$\theta_N = \frac{5,559 * 10^6}{1140,3 * 10^3} = 4,875$$

$$\theta_M = \frac{45000}{5229} = 8,6$$

Béton projeté

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M_{max}$$

$$N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N_{max}$$

$$T_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} T_{max}$$

$$N_b = 0,619 N_{max}$$

$$M_b = 0,741 M_{max}$$

$$T_b = 0,619 T_{max}$$

M_{max} et N_{max} sont les valeurs du moment fléchissant maximum et de l'effort normal correspondantes de la section équivalente de soutènement obtenue par la simulation PLAXIS.

Cintre métallique

$$M_s = \frac{3}{3 + \theta_m} M_{max}$$

$$N_s = \frac{3}{3 + \theta_n} N_{max}$$

$$T_s = \frac{3}{3 + \theta_n} T_{max}$$

$$N_c = 0,38 N_{max}$$

$$M_c = 0,258 M_{max}$$

$$T_c = 0,38 T_{max}$$

M_{max} et N_{max} sont les valeurs du moment fléchissant maximum et de l'effort normal correspondant de la section équivalente de soutènement obtenue par la simulation PLAXIS.

❖ Les efforts obtenus par la modélisation numérique (OUTPUT PLAXIS)

La Répartition des efforts internes corrigés sur chaque élément de soutènement est résumée dans le tableau suivant

	M : moment fléchissant KNm	N : effort normal KN	T : effort tranchant KN
Sollicitations extrême (PLAXIS)	88,46	583,65	195,81
Sollicitations corrigées (Béton)	65,54	361,27	121,2
Sollicitations corrigées (Cintre)2	22,82	221,78	74,4

Tableau 22 : Résultats et Répartition des efforts internes.

6.5.1. Vérification des contraintes normales

➤ Dans les cintres

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

$$W'_c = \frac{I_c}{a \times y}$$

- A'_c : Section d'acier dans 1 ml.
- W'_c : module de résistance m²
- $y = \frac{a}{2} m$
- γ : module de sécurité = 1.1
- σ_e : Résistance de l'acier
- $f_y = 235$ MPa Limite d'élasticité.

❖ Application

✓ Fibres comprimés

$$Wc' = 3,11 * 10^{-4}$$

$$\sigma_c = 1,1 \left(\frac{221,78 * 10^3}{0,005430} + \frac{22,82 * 10^3}{3,11 * 10^{-4}} \right) = 125,64 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

✓ Fibres tendus

$$\sigma_c = 1,1 \left(\frac{221,78 * 10^3}{0,005430} - \frac{22,82 * 10^3}{3,11 * 10^{-4}} \right) = -35,7 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

➤ Dans le béton projeté

❖ A l'état limite ultime

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

$$W'_b = \frac{w_b}{a} = \frac{I_b}{a \times y}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

- 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 = 1.5
- $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h
- Wb' : module de résistance
- γ_s : coefficient de sécurité 1.35
- a = espacement 1
- $y = \frac{e}{2} m$
- 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.

❖ **Application** $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25 \text{ MPa}}{1,5} = 14,166 \text{ MPa}$

$W_{b'} = 0,015 \text{ m}^2$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{365,17 \cdot 10^3}{0,27} + \frac{65,63 \cdot 10^3}{0,015} \right) = 7,73 \text{ MPa} < 14,166 \text{ MPa} \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9}$$

✓ Fibres tendus

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

Tel que : $f_{bu} = \frac{\sigma_e}{\gamma_s} = \frac{235}{1,15} = 204,34 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{361,27 \cdot 10^3}{0,27} - \frac{65,54 \cdot 10^3}{0,015} \right) = -4,09 \text{ MPa} < 204,34 \text{ MPa} \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9}$$

❖ **A l'\u00e9tat limite de service**

Supposons que la fissuration soit pr\u00e9judiciable.

✓ Fibres comprim\u00e9s

$$\sigma_b = \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < \sigma_{bc} ; \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \left(\frac{365,17 \cdot 10^3}{0,27} + \frac{65,63 \cdot 10^3}{0,015} \right) = 5,7 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9}$$

✓ Fibres tendus

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

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} * 235 ; 110 \sqrt{1,6 * 2,1} \right)$$

$$\sigma_s = 156,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \left(\frac{365,17 \cdot 10^3}{0,27} - \frac{65,63 \cdot 10^3}{0,015} \right) = -3,03 \text{ MPa} < 156,7 \text{ MPa} \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9}$$

6.5.2. V\u00e9rification des contraintes DE CISAILLEMENT

➤ Dans le b\u00e9ton projet\u00e9

$$\tau_b = \frac{T_b}{a \cdot d} < \tau_{lim} ; \text{KPa}$$

$$\tau_{lim} = \min \left(0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma'_b} ; 4 \text{ MPa} \right) , \gamma'_b = 1,5$$

❖ **Application**

$$\tau_{lim} = \min(2,5 ; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{121630}{0,3} = 405,43 \text{ KPa} < 2500 \text{ KPa} \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9}$$

➤ Dans les cintres

$$\tau_b = \frac{T_s \times s}{I \times t_w} < \tau_{lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}; MPa$$

- I : Moment d'inertie du profilé.
- S : Moment statique du profilé
- T_w : Épaisseur de l'âme du profilé.
- f_y = 235 MPa Limite d'élasticité.

❖ Application

$$\tau_{lim} = 135,67 MPa$$

$$\tau_c = \frac{74670 \times 111,2 \times 10^{-6}}{2492 \times 10^{-8} \times 8 \times 10^{-3}}$$

$$\tau_c = 41,49 MPa$$

$$\tau_c < \tau_{lim} \text{ Vérifiée}$$

6.5.3. Vérification des assemblages des éléments du cintre

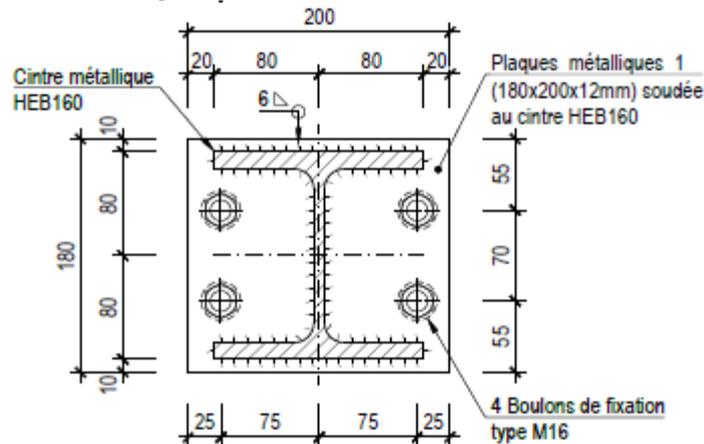


Figure 65 : Schéma d'un profilé et ses assemblages.

La vérification d'assemblage des éléments du cintre se fait par la formule

$$T' = n \frac{\pi d^2 \sigma_e}{4 \times 1,54}$$

$$T' = 0,125 MN/m$$

$$P_c > P_v \frac{T'}{\gamma_f T a}$$

$$P_c^{max} = 243,52 KPa > 51,65 KPa \text{ vérifié}$$

6.6. CONCLUSION

L'analyse par la méthode des éléments finis nous a permis les résultats concernant les sollicitations et résistance du soutènement qui nous ont servi à démontrer que le dimensionnement du soutènement qu'on a choisi est adéquat à notre ouvrage. Il pourra donc repousser la convergence du massif en résistant suffisamment et se comportant comme un matériau composite à court terme. Afin d'assurer la résistance à long terme, la mise en place du revêtement définitif est nécessaire.

*CHAPITRE 7 : REVETEMENT
DEFINITIF.*

7. REVETEMENT DEFINITIF

7.1. INTRODUCTION

Le soutènement provisoire assure la stabilité des convergences, mais sa fonction ne lui permet pas d'assurer la stabilité des parois à long terme.

Pour cela un revêtement définitif vient se poser au tour de l'excavation après le creusement du radier provisoire. Le revêtement matérialise le caractère définitif et durable de l'ouvrage vis-à-vis des exigences à respecter pour que l'ouvrage soit stable et apte à l'usage auquel il est destiné. L'objet de ce chapitre est de justifier l'épaisseur de revêtement prévu pour la section étudiée et la dimensionner avec les armatures nécessaires à mettre en place. [21]

7.2. Fonctions de revêtement

Lors de la conception de l'ouvrage, on doit définir les fonctions que seront amenées à assurer le revêtement, vis-à-vis, d'une part, des exigences de stabilité d'ensemble, notamment au sein du massif encaissant, et d'autre part, des exigences liées à l'exploitation.

- Fonction de soutènement : la fonction de soutènement du revêtement permet d'assurer la stabilité mécanique nécessaire de l'ouvrage à long terme.
- Le revêtement doit être conçu de façon à mobiliser efficacement l'interaction avec le terrain. Ce qui implique des choix appropriés en matière de forme de la section et de rigidité de la structure en regard de celle du massif, ainsi que la méthode d'exécution de façon à garantir un bon contact avec le terrain en tout point.
- Le revêtement peut contribuer aussi à l'étanchement en étant par lui-même étanche.
- Un revêtement lisse contribue à minimiser les pertes de charge, lorsque le tunnel possède un système de ventilation mécanique. [26]

7.3. Caractéristiques du revêtement

7.3.1. Dimensions du revêtement

Le revêtement retenu pour notre section sera en béton armé coulé sur place. Il aura une épaisseur de 100 cm en calotte, la section sera menée de radier contre voûté de 80cm d'épaisseur, la section du revêtement définitif sera calculée moyennant une largeur d'un mètre linéaire. Les sections des armatures seront déterminées par la suite dans ce chapitre.

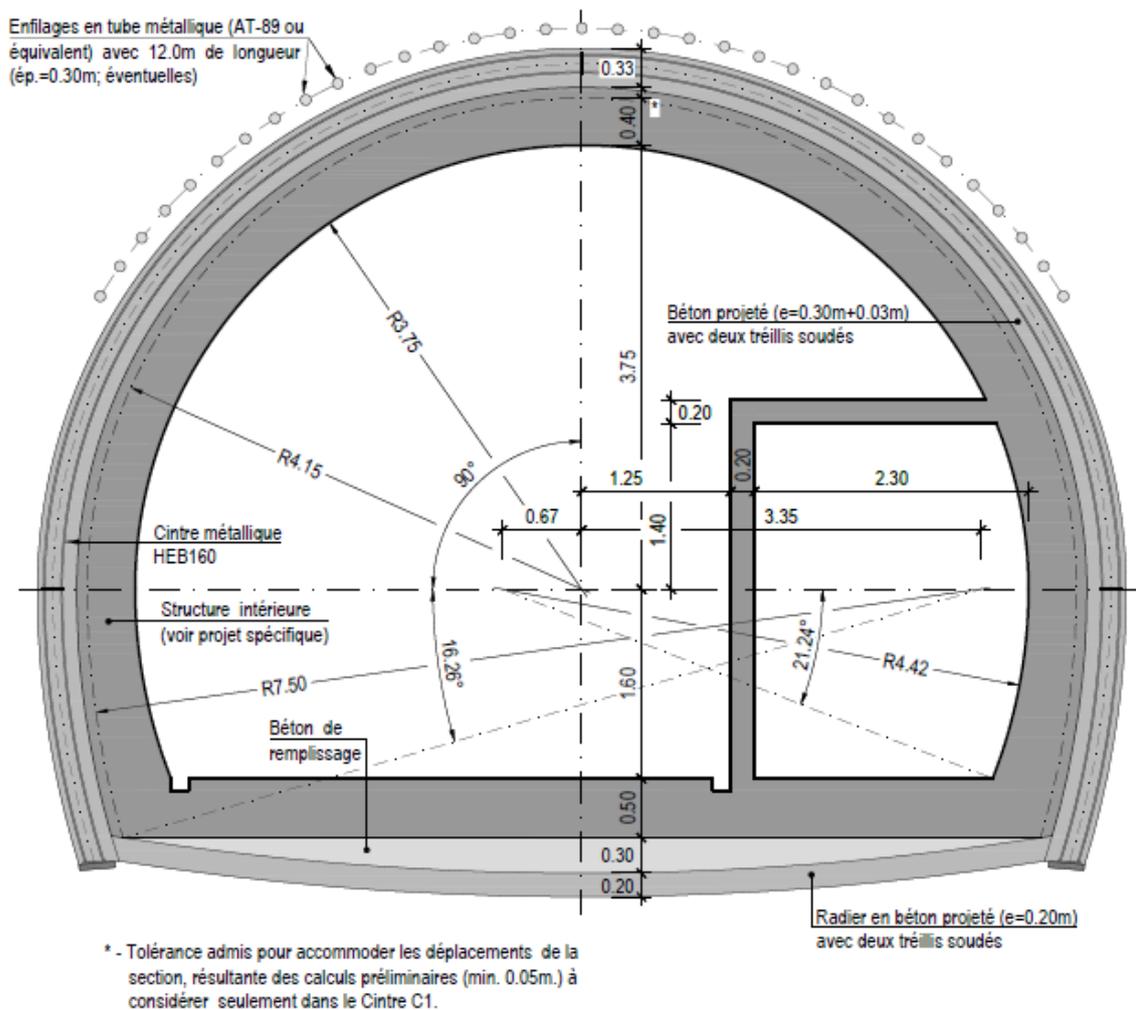


Figure 66 : Revêtement du rameau de connexion PV1. [2]

7.3.2. Matériau constituant le revêtement

- ✓ Le matériel constituant le revêtement est fait de béton de type **C30/37**, ses caractéristiques sont les suivantes :

Classe C30/37

Poids volumique : $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Résistance à la compression : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,5$

- ✓ Les armatures sont des barres HA en Fe500 dont les caractéristiques sont les suivantes :

Limite d'élasticité : $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Module d'élasticité : $E_{ym} = 200\,000 \text{ N/mm}^2$

Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$

7.3.3. Modélisation du revêtement par PLAXIS 2d

La modélisation du revêtement définitif du tunnel par logiciel Plaxis a permis de déterminer les sollicitations internes

	N [kN]	M [kN.m]	Vu [kN]
Voûte	1930	1110	510,01
Radier	331,33	93,5	192,4

Tableau 23 : Efforts internes maximaux sur la voûte et le radier.

7.4. Dimensionnement du revêtement définitif

7.4.1. Ferrailage longitudinal

Le ferrailage longitudinal de notre combinaison de charge est déterminé à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

- ✓ Hypothèses
 - Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)
 - Fissuration très préjudiciable
 - Calcul en poutre
 - Calcul suivant BAEL 91 mode99.
 - ✓ Section
- $b = 1,00\text{m}$; $h = 0,50\text{m}$; $d_1 = 0,05\text{m}$; $d_2 = 0,05\text{m}$

✓ Introduction des efforts appliqués

		Effort normal N (kN)	moments fléchissant M (kN.m)
Voûte	ELU	1930	1110
	ELS	1447,5	600
Radier	ELU	331,33	93,5
	ELS	240	70

Tableau 24 : Efforts appliqués sur la voûte et le radier.

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton n
 Limite elast. acier : f_g MPa

Géométrie
 Largeur : b m
 Hauteur : h m
 Pos. cdg armatures sup. : d' m
 Pos. cdg armatures inf. : c m

Calcul aux ELU Effort normal : N_u kN
 Moment fléchissant M_u kN*m

Calcul aux ELS Effort .. : N_s kN
 Moment .. : M_s kN*m

Coefficients
 durée chargement : θ
 sécurité du béton : γ_b
 sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures
 supérieures : cm²
 inférieures : cm²

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
 peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature
 rond lisse
 barre HA
 barre HA

NUM

Figure 67 : Fenêtre des paramètres des armatures.

✓ Vérification des conditions

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	14,1 MPa	15 MPa
armatures supérieures :	169,8 MPa	500 MPa
armatures inférieures :	-160,6 MPa	500 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,26$ m

Figure 68 : Fenêtre des résultats aux ELS.

✓ Résultats

	As_1 (cm ²)	As_2 (cm ²)
Voûte	24,79	53,2
Radier	0,79	0,5

Tableau 25 : Section d'armatures de la voûte et le radier.

✓ Comparaison avec le tableau caractéristique des barres pour béton armé

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
HA 6	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54
HA 8	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52
HA 10	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07
HA 12	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18
HA 14	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85
HA 16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10
HA 20	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27
HA 25	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18
HA 32	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38
HA 40	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10

Tableau 26 : Section des sections indépendantes.

On ferraillera donc avec les armatures suivantes

	As ₁ (cm ²)	As ₂ (cm ²)
Voûte	34,36 → 7HA25	56,3 → 7HA32
Radier	3,14 → 4HA10	4,52 → 4HA12

7.4.2. Ferrailage transversal

La vérification au cisaillement se fait de la manière suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Dans le cas de la fissuration préjudiciable

$$\tau_u \leq \tau_{u\max} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 3MPa$$

Avec :

τ_u : La contrainte tangente conventionnelle

V_u : effort tranchant ultime

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant

	V _u [kN]	τ_u [MPa]	τ_u max	Note
Voûte	510,01	1,13	3	Vérifié
Radier	192,4	0,427	3	Vérifié

Tableau 27 : Vérification des cisaillements.

Les conditions de base étant vérifiées, donc il n'y a pas de risque d'effondrement du béton.

❖ **Calcul des armatures de coutures**

$$\tau_0 = 0.3 \times K \times f_{tj}^*$$

Avec :

- $k = 1 + \frac{\sigma_m}{f_{cj}} = 1$
- $f_{tj}^* = \min\{f_{tj}; 3.3MPa\}$

$$f_{tj} = 0.06 \times 30 + 0.6 + 2.4MPa$$

$$f_{tj}^* = \min\{f_{tj}; 3.3MPa\} = \min\{2.4; 3.3\} = 2.4MPa$$

Donc :

$$\tau_0 = 0.3 \times 1 \times 2.4 = 0.72MPa$$

$$\rho_{tmin} = \frac{1}{f_e} \max[0.5\tau_u; 0.4MPa]$$

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\rho_t = \max\{\rho_{tmin}; \rho_{t0}\}$$

On opte pour des armatures droites, donc $\alpha = 90^\circ$

	τ_u [KN]	τ_0 [MPA]	ρ_{tmin}	ρ_{t0}	ρ_t
Voûte	1,13	0,72	$1,13 * 10^{-3}$	$1,04 * 10^{-3}$	$1,13 * 10^{-3}$
Radier	0,427	0,72	$8 * 10^{-4}$	$-7,4 * 10^{-4}$	$8 * 10^{-4}$

Tableau 28 : Récapitulatif du pourcentage d'armatures.

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b_0 \times s_t} \geq \rho_{tmin}$$

$$S_{tmax} = \min\{0.9d; 40cm\}$$

$$S_{tmax} = 40cm$$

$$A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$$

$$A_{st} \geq \frac{0,4 * 100 * 40}{500} = 3,2 \text{ cm}^2$$

✓ Pour voute : $S_t \leq \frac{3,2}{100 * 1,13 * 10^{-3}} = 28,31 \text{ cm}$

$S_t \leq S_{max} = 40 \text{ cm}$ vérifié

✓ Pour radier : $S_t \leq \frac{3,2}{100 * 8 * 10^{-4}} = 40 \text{ cm}$

$S_t \leq S_{max} = 40 \text{ cm}$ vérifié

Donc on prend 3HA12.

7.4.3. Armatures de répartition

Les armatures de répartition (secondaires) sont orientées le long de tunnel, en d'autre terme perpendiculaire aux armatures principales.

Le calcul du ferrailage secondaire se fait suivant la formule ci-dessous (BAEL99)

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant

	A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)
Voûte	10,05 → 5HA16	15,71 → 5HA20
Radier	0,85 → 3HA6	1,51 → 3HA8

- Schéma représentatif (coupe de la voûte PV1)

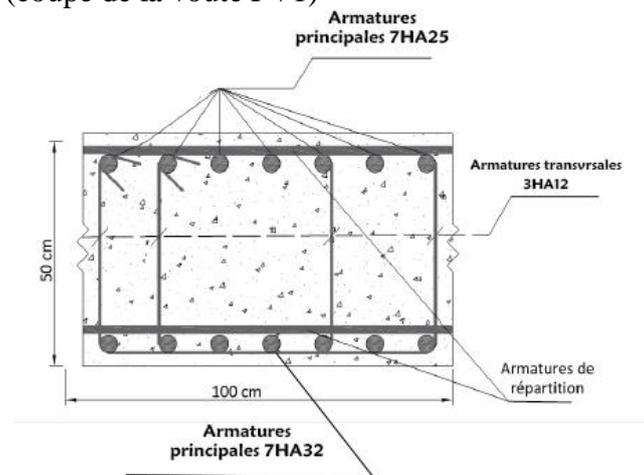


Figure 69 : Ferrailage de la voûte.

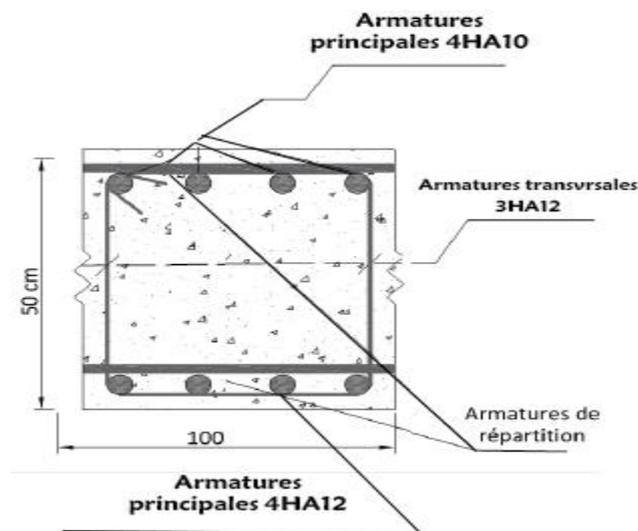


Figure 70 : Ferrailage du radier.

7.5.CONCLUSION

La résistance du tunnel vis-à-vis des charges statiques et dynamiques a pu être assurée en dimensionnant un ferrailage optimal pouvant reprendre les efforts internes qui sont engendrés. La stabilité du tunnel à long terme est donc vérifiée grâce au revêtement définitif.

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'études a fait l'objet d'étude de la stabilité d'un tunnel transversal (rameau de connexion) dans le cadre des travaux de projet de l'Extension du Métro d'Alger El -Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger.

A travers ce modeste travail, nous avons découvert tout un monde de travaux souterrains. Ce qui nous a permis d'approfondir, de compléter et de mettre en pratique les connaissances acquises tout au long de notre cursus de formation au niveau de l'Ecole Nationale Polytechnique.

Le calcul d'un ouvrage souterrain est complexe et fait donc appel à plusieurs disciplines telles que la mécanique des sols, la mécanique des roches, la résistance des matériaux...etc.

La réalisation des ouvrages en souterrain (galerie, tunnel...) dans un terrain donné (massif rocheux ou sol) engendre des modifications de l'état initial des contraintes. Donc il est très important de faire plusieurs études et tenir compte de plusieurs facteurs pour assurer la stabilité de l'ensemble ouvrage-terrain.

Pour tout projet d'excavation d'un ouvrage souterrain de grande dimension (tunnel) surtout dans des terrains de mauvaise qualité, le problème majeur qui se pose est le contrôle des mouvements qui peuvent affecter la stabilité de l'ensemble. Pour cela il est impératif de faire appel aux connaissances (géologique, hydrogéologique, géotechnique...) sur le terrain de réalisation du tunnel, afin d'avoir une estimation approximative sur les déformations qui peuvent être engendrées.

Grâce aux reconnaissances, Nous avons pu établir que la section est constituée de nombreuses couches. Le tunnel est implanté dans une couche « sable limoneux » épaisse sous une hauteur de couverture de 34 mètres, avec la présence d'une nappe phréatique qui varie entre les niveaux 3,00 et 8,00, avec un niveau piézométrique de 40m.

Lors de l'évaluation des charges, nous avons utilisé la méthode de **TERZAGHI** pour la contrainte verticale car elle tient compte de l'influence du multi couches. Pour la contrainte horizontale nous avons utilisé la méthode de **COULOMB-RANKINE** où le critère de cohésion a été pris en compte dans le calcul.

Ensuite, nous sommes passés à la vérification du tassement et la stabilité du front de taille afin d'assurer la sécurité pendant l'avancement et de poser un pré-soutènement qui comprend la voûte parapluie.

Nous avons procédé à la vérification du soutènement en utilisant la méthode de convergence confinement et ses hypothèses de calcul. Ceci, nous a permis de déterminer la pression du soutènement provisoire à l'équilibre qui assure la stabilité de l'ouvrage pendant sa réalisation.

Le soutènement provisoire qui aura pour rôle d'assurer la stabilité à court terme et de résister au confinement des parois (Des vérifications à **L'ELS** et **ELU** ont été effectuées). Il comprend : Du béton projeté, dont l'épaisseur de 30 cm ; Un cintre métallique, dont le profilé HEB 160 a été

choisi en fonction des vérifications de résistance. Cette vérification n'a été possible qu'en obtenant la valeur des efforts internes du soutènement provisoire donnée par le logiciel d'éléments finis **PLAXIS 2D**.

Ensuite, nous avons calculé la structure intérieure du tunnel (revêtement définitif) en la modélisant avec le ferrailage nécessaire à l'aide de logiciel **SOCOTEC**.

Les résultats des calculs obtenus nous montrent que notre ouvrage étudié reste stable, d'où on conclue que le choix de phasage d'avancement, ainsi que le soutènement appliqué était correct, et permettra la stabilité de l'ouvrage

BIBLIOGRAPHIE

Documents et ouvrages de base

- [1] Bárbara Peniche, EMA. Note de calcul PV1 :2017, 40 p.
- [2] Bárbara Peniche, EMA. Puits de ventilation pv1 - puits circulaire phase d'excavation schémas type : 2016, 92 p.
- [3] Dossier pilote des tunnels génie civil (section 4 procédés de creusement et de soutènement) Juillet 1998
- [4] HPI c/o Cordonnier & Rey : « Crans Montana (Projet YCoor) Canton du valais : Pieux - Pieux sécants - Palplanches - Pompage - Paroi berlinoise – tirants « SIF GROUTBOR Aout 2014.
- [5] KAROLY SZECHY. Traité de construction des Tunnels : 1970.
- [6] Nelson Rodrigues, EMA. Hypothèses géotechniques : 2016, 234p.
- [7] R.B.J BRINKEREVE : « GENERAL INFORMATION PLAXIS 2D VERSION 8 » Delft The Netherlands Univesity Of Technology and PLAXIS B.V 1995.
- [8] R.B.J BRINKEREVE Delft Univesity Of Technology and PLAXIS B.V The Netherlands Tutorial Manual PLAXIS 2D VERSION 8 1995.

Les thèses

- [9] **BAHRI Ahmed Zakaria et BOUMEZOUED Abdelaadhim** «Creusement d'un tunnel à ciel ouvert Cas : Métro d'Alger», Mémoire de fin d'étude ; En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil ; **Option : Géotechnique [Juin 2013].**
- [10] **BOUCHER Hana et NAIT ABDALLAH Hassiba** «Etude de stabilité d'un puits d'attaque (PV5) Métro d'Alger (Hai El Badr-Ain Naadja)», Mémoire de fin d'étude ; En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil ; **Option : Géotechnique [Juin 2013].**
- [11] **BOUSBIA Nawel**« interaction entre ouvrages souterrains », thèse doctorat en géotechnique, université de 20 août 1955 Skikda faculté de technologie département de génie civil [7/03/2016].
- [12] **BOUZIANE Mohammed, BECH Yacine**, « Etude de la stabilité lors du creusement d'un tunnel dans un massif rocheux à partir de la méthode des éléments finis - Cas du tronçon du tunnel de Sidi Aich ->», Mémoire de fin d'étude ; En vue de l'obtention du diplôme de Master en mines ; **Option : exploitation minière [20 Juin 2017].**

- [13] **Dhiaeddine BENCHAMMED**, «Etude de la stabilité et conception du rameau de connexion par la contribution des approches analytique et numérique»Mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Minier, [30 juin 2019].
- [14] **DIFPELLAH Noui et RAHAL Houria**, « Modélisation numérique par la méthode des éléments finis d'un tronçon du tunnel (cas métro d'Alger-la ligne Ain Naadja -Beraki)», Mémoire de Magistère de l'université de Abderrahmane Mira-Bejaia [02 / 06 /2016].
- [15] **Fethi KITCHAH**, « Etude numérique de la stabilité d'une section du tunnel T4 de l'autoroute Est-ouest », Mémoire Magister de l'université EL Hadj Lakhdar-Batna, [28 juin 2012].
- [16] **GANNA Houssam, FARID Aghilasse**, « Creusement et soutènement provisoire d'un tunnel métropolitain (cas du métro d'Alger –tronçon Aïn Naadja) », Mémoire d'Ingénieur d'Etat en Génie Minier de l'Ecole Nationale Polytechnique-Alger, [juin 2014].
- [17] **Jamal IDRIS**, « Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains – Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique », thèse de doctorat de l'université NANCY-INPL. [23 Octobre 2007].
- [18] **Jean-Pierre JANIN** « Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte parapluie). », Thèse Doctorat, L'institut national des sciences appliquées de Lyon, France, [21 mai 2012].
- [19] **KHETTAR Meziane et KRIM Lyes** « Conception et Etude d'un tunnel autoroutier bitube situé sur la pénétrante de TIZI OUZOU », Mémoire de fin d'étude ; En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil ; **Option : Matériaux & Structures** [Juin 2016].
- [20] **LARBI Cherid et C.CHERCHALI**, « conception et calcul d'un tunnel, cas métro d'Alger. », mémoire d'Ingénieur de l'Ecole Nationale Polytechnique, [2006 /2007].
- [21] **LEBDI AMINA et BEHLOUL SAMIA** «ETUDE D'UN TUNNEL SOUS BATIMENT DE CEM», Mémoire de fin d'étude de l'université Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil ; [Juin 2017].
- [22] **MAHLAL Abdelkrim et MEKNACHI Mokhtar**, «Dimensionnement du soutènement provisoire d'un tunnel 'cas Métro d'Alger - Place des Martyrs ' », Mémoire d'ingénieur, Ecole Nationale Supérieure des Mines et Métallurgie ENSMM – Annaba, [2015].
- [23] **MAHGOUN Abdelhak et THOHA Amine Satriawan** « ETUDE D'UN TUNNEL SOUTERRAIN», Mémoire de fin d'étude de l'université Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil ; [Juin 2017].

[24] **Pierre GESTA** « Travaux souterrains » Ingénieur de l'École Centrale de Paris Président du Comité technique de l'Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES). Doc. C 5 565.

Support de cours électronique

[25] **François MARTIN ; Bonard .Gardel et all**, « Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches » Huitième édition, CACHAN. Janvier 2012.

[26] S.YAHYAOUI, Conception et dimensionnement des tunnels ; Université d'Annaba. Dép-Mines.

Webographie

[27] www.finesoftware.fr.

[28] www.pentes-tunnels.eu.

[29] www.planete-tp.com

[30] solidground.sandvik

[31] www.constructioncayola.com

[32] www.apcompany.co.rs

ANNEXE A : Mécanismes de déformation de tunnels

Les tunnels subissent plusieurs déformations dues à différents modes de changement de la distribution du champ de contraintes autour du tunnel.

a) Déformation due aux forces horizontales asymétriques

Dans le cas des tunnels situés à proximité d'une vallée, une modification de la pente par la construction d'un autre ouvrage (une route par exemple) ou par un éboulement important peut engendrer une déformation du tunnel, la déformation est souvent due aux forces horizontales asymétriques. Les forces horizontales sont clairement plus grandes du côté amont que du côté de vallée, la distribution des contraintes provoque la déformation du tunnel, souvent aggravée par un pivotement général dû au tassement des fondations du côté le plus bas,

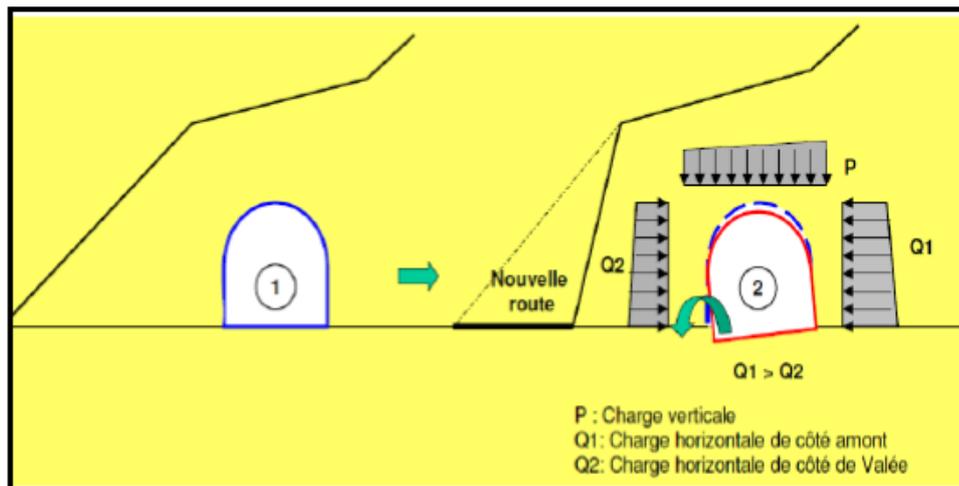


Figure 74 : Déformation due aux forces horizontales asymétriques.

b) Déformation due au manque de pression passive horizontale

Ce type de déformation se produit dans les tunnels et les ouvrages souterrains creusés dans des sols et des terrains meubles. Les terrains encaissants subissent des altérations importantes souvent dues à une charge supplémentaire au-dessus du tunnel, par exemple à l'implantation de nouveaux ouvrages, un remblai etc.,

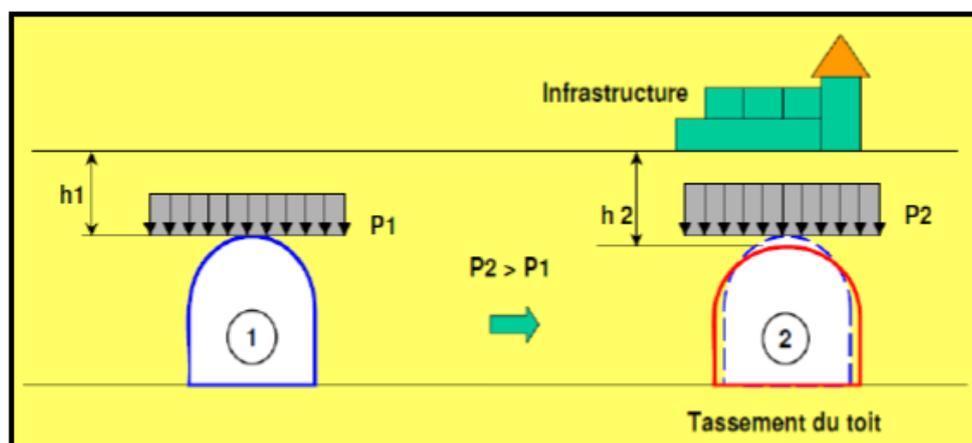


Figure 75 : Déformation due au manque de pression passive horizontale.

c) Déformation due aux pressions horizontales (latérales) et verticales excessives

Ce cas est un exemple typique d'un terrain encaissant gonflant, les conséquences sont l'élévation de voûte et le soulèvement de radier.

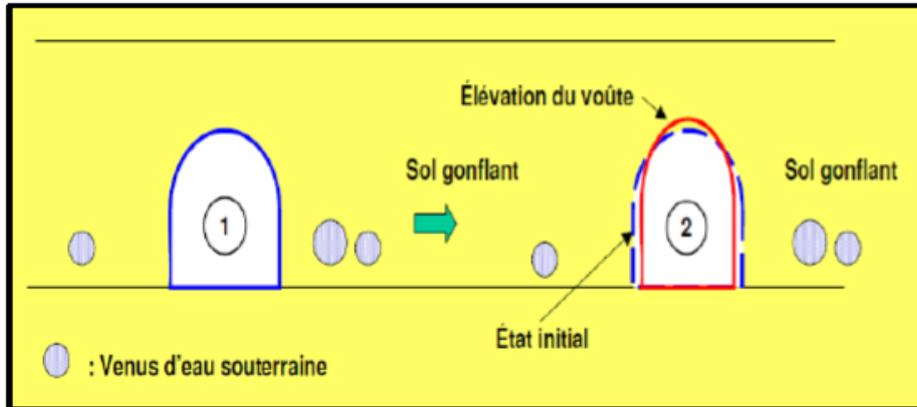


Figure 76 : Déformation due aux pressions latérales excessives.

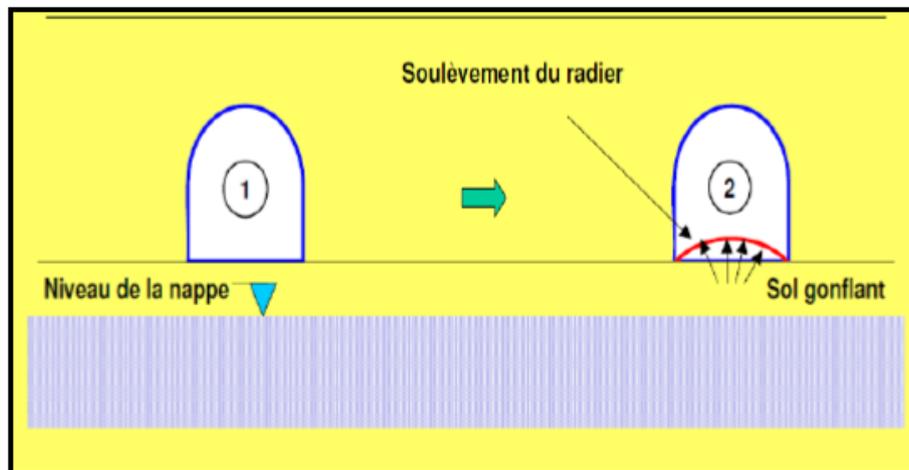


Figure 77 : Déformation due aux pressions verticales excessives.

ANNEXE B : LES BOULONS D'ANCRAGE

- a. **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

✓ Boulons à ancrage ponctuel

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage. En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté. Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées.

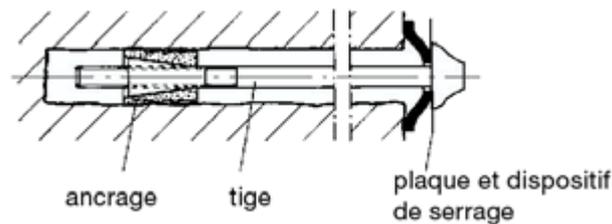


FIGURE 78 : Boulon à ancrage ponctuel.

✓ Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier)

Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans des roches bien plus tendres que les boulons à ancrage ponctuel (craies ou marnes). Ils s'opposent plus efficacement à l'ouverture de fissures isolées puisque l'ancrage existe près des lèvres de la fissure elle-même. Les boulons d'ancrage réparti sont des tiges que l'on place dans un trou, scellées au terrain sur toute la longueur du forage, au moyen d'un produit de scellement (résine ou ciment). Une plaque est fixée par un écrou et serrée contre les parois.

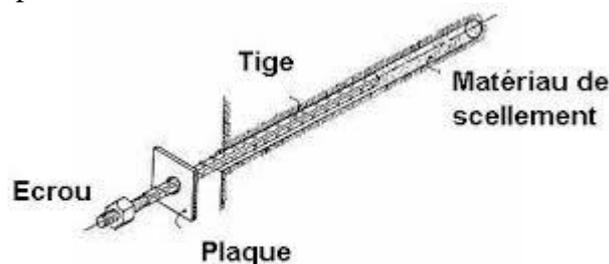


FIGURE 79 : Boulon à ancrage réparti.

Suivant la nature et le mode de mise en place du produit de scellement, on distingue Plusieurs types de boulons

✓ Les boulons avec scellement à la résine

La matière de scellement se compose de la résine et d'un catalyseur. Ils se présentent sous forme de cartouche, qui sont enveloppées par plastique (compartment) à l'intérieur de lesquelles la résine et le catalyseur sont séparés. On introduit les cartouches en premier dans les trous puis la tige que l'on fait tourner à l'aide d'une perforatrice pour mélanger les deux produits. On arrête la

rotation lorsque la tige arrive en font du trou, en suite on serre l'écrou de fixation de la plaque. [6]
Les boulons à la résine ne sont pas utilisés en présence d'eau, en raison des aléas de polymérisation de la résine.

✓ **Les boulons avec scellements au ciment**

Il existe plusieurs procédés de la mise en place

- Avant la mise en place de la tige (barre), on injecte du ciment dans le trou au moyen d'une pompe à béton. C'est une technique très simple mais elle nécessite un dosage en eau précis pour obtenir une bonne maniabilité du produit et de la tige ;
- On introduit la barre, puis l'injection du ciment à partir de la bouche du trou. Cette Technique est utilisée dans le cas où l'on veut sceller un boulon d'encrage ponctuel déjà en place.

Cette méthode est recommandée dans les terrains fissurés ou hétérogènes ou dans le cas où les trous de foration sont mal calibrés. Le mortier doit avoir une prise rapide et à haute résistance de plus, il doit être suffisamment plastique et consistant pour être injectable et ne pas ressortir du trou. Les boulons d'ancrage réparti sont appliqués pour les massifs fissurés, de résistance moyenne ou assez faible. Par contre, ils ne sont pas utilisables dans les terrains où la résistance mécanique et la cohésion ne sont pas suffisantes.

✓ **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 hydro-gonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement. [4]

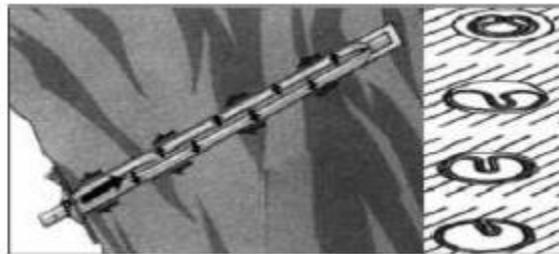


Figure 80 : Exemple de boulon à friction

- b. Boulons actifs :** sont précontraints. La tige pleine 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.

c. Barres foncées

Elles s'utilisent lorsqu'il est impossible de forer un trou dont les parois soient stables pendant le temps nécessaire à la mise en place d'un boulon. On peut dans ce cas foncer, à l'aide d'une perforatrice, des barres nervurées qui sont vissées dans le terrain. La résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain.

Les diamètres des tiges des boulons varient généralement de 16 à 32 mm et leur longueur de 2 à 5 m. La qualité de l'acier dépend des conditions d'utilisation : sous faible couverture et s'il s'agit de limiter strictement les déformations, on pourra utiliser des aciers relativement durs ; sous forte couverture où il peut être nécessaire « d'accompagner » la déformation de la roche, on aura avantage à utiliser les aciers à fort allongement.

Les têtes des boulons sont généralement filetées, munies d'une plaque d'appui déformable (éventuellement à rotule), d'une contreplaque et d'un boulon

ANNEXE C : RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

Sondage	SC02		SC19	
Niveaux terrain	35,3		36,59	
Profondeur zone percée	38,0 - 42,0		31,0 - 53,0	
Profondeur Niveaux zone percée	-2,7	-6,7	5,59	-16,41
Date	Lectures			
	Prof.(m)	Niveaux (m)	Prof.(m)	Niveaux (m)
27-08-2015			32,90	3,69
30-08-2015			33,00	3,59
03-09-2015			32,93	3,66
10-09-2015			33,00	3,59
17-09-2015			33,04	3,55
28-09-2015			33,60	2,99
06-10-2015			33,06	3,53
12-10-2015			33,06	3,53
19-10-2015			33,05	3,54
26-10-2015			33,08	3,51
28-10-2015				
02-11-2015				
03-11-2015			33,54	3,05
09-11-2015			32,10	4,49
12-11-2015				
14-11-2015				
16-11-2015			32,28	4,31
25-11-2015			32,42	4,17
01-12-2015			32,22	4,37
07-12-2015			28,47	8,12
14-12-2015			29,25	7,34
23-12-2015			30,16	6,43
28-12-2015			30,70	5,89
05-01-2016			31,40	5,19
12-01-2016			31,85	4,74
18-01-2016			31,20	5,39
27-01-2016			31,64	4,95
01-02-2016	29,38	5,92	30,60	5,99
08-02-2016	29,43	5,87	31,30	5,29
15-02-2016	29,46	5,84	31,76	4,83
24-02-2016	29,35	5,95	31,41	5,18
01-03-2016	29,38	5,92	28,38	8,21
08-03-2016	29,30	6,00	31,53	5,06
13-03-2016	29,34	5,96	31,56	5,03
21-03-2016				
28-03-2015	29,32	5,98	30,70	5,89
04-04-2016	29,32	5,98	31,62	4,97
17-04-2016	29,27	6,03	31,50	5,09
20-04-2016				
02-05-2016	29,15	6,15	31,50	5,09
16-05-2016	29,08	6,22	31,61	4,98
24-05-2016	29,14	6,16	31,70	4,89
29-05-2016	33,92	1,38	31,67	4,92
13-06-2016	29,10	6,20	32,03	4,56
28-06-2016	29,07	6,23	32,12	4,47

Figure 29 : Résumé des lectures piézométriques à tube ouvert dans la zone du puit PV1

Phase	Code	Essai SPT				
		Sondeur		N_{SPT}	N_{60}	$(N_1)_{60}$
		Profondeur (m) Debout	Fin			
Campagne de Prospection Complémentaire	SC04-A	1,50	1,95	5	3	-
		3,00	3,45	R	-	-
		4,50	4,95	14	11	-
		6,00	6,45	39	34	-
		7,50	7,95	18	16	-
		9,00	9,45	36	31	-
		10,50	10,95	59	54	-
		12,00	12,45	18	17	-
		13,50	13,95	R	-	-
		15,00	15,45	R	-	-
		16,50	16,95	R	-	-
		18,00	18,45	20	18	-
		19,50	19,95	0	0	-
		21,00	21,45	36	33	-
		22,50	22,95	39	36	-
		24,00	24,45	41	38	-
		25,50	25,95	45	41	-
		27,00	27,45	43	39	-
		28,50	28,95	30	28	-
		30,00	30,45	17	16	-
		31,50	31,95	54	50	-
		33,00	33,45	49	45	-
		34,50	34,95	R	-	-
		36,00	36,45	R	-	-
		37,50	37,95	R	-	-
		39,00	39,45	54	50	25
		40,50	40,95	56	51	26
		42,00	42,45	59	54	27
		43,50	43,95	R	-	-
		44,50	44,95	R	-	-
		46,00	46,45	R	-	-
		47,50	47,95	R	-	-
49,00	49,45	R	-	-		
50,50	50,95	R	-	-		
52,00	52,45	R	-	-		
53,50	53,95	R	-	-		
55,00	55,45	R	-	-		
56,50	56,95	R	-	-		
58,00	58,45	R	-	-		
59,50	59,95	R	-	-		
Campagne de Prospection Complémentaire	SC05	3	3,45	R	-	-
		4,5	4,95	R	-	-
		6	6,45	R	-	-
		7,5	7,95	R	-	-
		9	9,45	47	41	-
		10,5	10,95	32	29	-
		12	12,45	22	20	-
		13,5	13,95	24	22	-
		15	15,45	20	18	-
		16,5	16,95	19	17	-
		18	18,45	51	47	-
		19,5	19,95	R	-	-
		21	21,45	R	-	-
		22,5	22,95	R	-	-
		24	24,45	R	-	-
		25,5	25,95	R	-	-
		27	27,45	R	-	-
		28,5	28,95	R	-	-
		30	30,45	R	-	-
		31,5	31,95	R	-	-
		33	33,45	R	-	-
		34,5	34,95	R	-	-
		36	36,45	R	-	-
		37,5	37,95	R	-	-
		39	39,45	R	-	-
		40,5	40,95	R	-	-
		42	42,45	R	-	-
		43,5	43,95	R	-	-
		45	45,45	R	-	-
		46,5	46,95	R	-	-
		48	48,45	R	-	-
		49,5	49,95	R	-	-
51	51,45	R	-	-		
52,5	52,95	R	-	-		
54	54,45	R	-	-		
55,5	55,95	R	-	-		
57	57,45	R	-	-		
58,5	58,95	R	-	-		
60	60,45	R	-	-		

Tableau 30 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés dans plusieurs études – SPT

ANNEXE D : APPROCHE PARASISMIQUE

D.1 INTRODUCTION

Le chargement sismique peut induire des dommages importants aux ouvrages souterrains, en particulier dans les terrains meubles. A titre d'exemple, on peut citer le tremblement de terre de 1995 au JAPON qui a causé la destruction complète de la station du métro Daikai (Yoshida et al. 1996). Il est par conséquent nécessaire d'étudier le comportement de tunnel sous chargement sismique.

D.2. ACTION SISMIQUE

L'étude du comportement des tunnels sous chargement sismique est généralement simplifiée. Elle est menée dans les sections longitudinale et transversale.

Dans la section longitudinale, la sollicitation est induite par la propagation d'ondes dans la direction parallèle ou oblique à l'axe longitudinal du tunnel (z) qui induit des déplacements axiaux et des déformations de flexion (figure 81.a).

Dans la section transversale, le chargement provient de la propagation d'ondes dans la direction normale à l'axe longitudinal du tunnel (z) qui induit des déplacements dans cette section qui se traduisent par une distorsion et des efforts dans le revêtement du tunnel (figure 81.b).

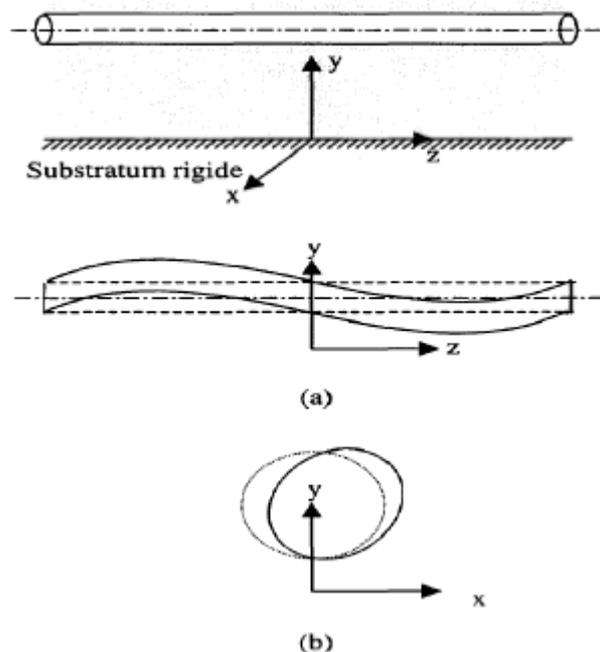


Figure 81 : Déformation d'un tunnel sous chargement sismique
 (a) : Flexion dans une section longitudinale
 (b) : Distorsion dans une section transversale

Déplacement axial

Les déplacements du terrain en champ libre le long de l'axe du tunnel générés par une onde de cisaillement sinusoïdale caractérisée par sa longueur d'onde L , son amplitude en déplacement D_0 et son angle d'incidence θ par rapport au tunnel sont donnés par les formules suivantes :

$$u_x = D_0 \cdot \sin \theta \cdot \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right)$$

Avec : $D_0 = A * g * D$

A: Coefficient d'accélération de zone

g: Pesanteur = 9,81 m/s

D = 0,07 m pour les sites S3.

$$L = \frac{C}{f}$$

C : Vitesse apparente de propagation d'onde.

f: Fréquence fondamentale du mouvement

C = min(1000m/s ; V_s)

V_s: Vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les terrains.

θ: Angle d'incidence de l'onde sismique par rapport au tunnel.

Déplacement transversal

Elle est donnée par la formule suivante

$$u_y = D_0 \cdot \cos \theta \cdot \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta\right)$$

La courbure de la ligne matérialisant le tunnel est donnée par

$$\frac{1}{r}(x) = \frac{A_0}{c^2} \cos^3 \theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta\right)$$

A₀ étant l'accélération particulière au niveau de l'axe du tunnel.

Déformation axiale

Elle est obtenue par la dérivation du déplacement axial

$$\varepsilon(x) = \frac{V_0}{c} \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot \cos\left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta\right)$$

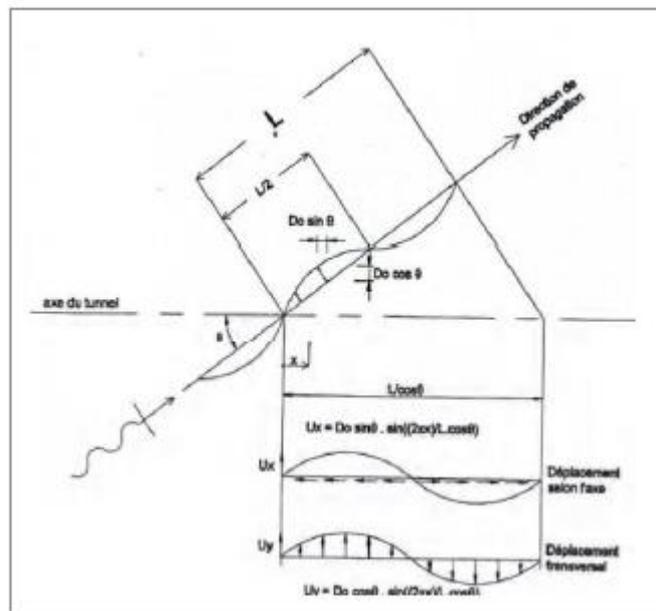


Figure 82 : Déplacement du terrain en champ libre

La figure ci-dessus représente les déplacements du terrain en champ libre et en milieu infini, selon l'axe du tunnel, générés par une onde de cisaillement sinusoïdale caractérisée par sa longueur d'onde L , son amplitude D_0 et son angle d'incidence θ par rapport au tunnel.

D.2.1. Calcul des déplacements (axial et transversal)

Tout d'abord il faut calculer les vitesses de propagation des ondes de cisaillement

$$V_s = \frac{\sum_i^n H_i}{\sum_i^n \left(\frac{H_i}{V_{s_i}}\right)_i}$$

On obtiendra donc pour nos couches de sol les valeurs suivantes en appliquant

Les couches	γ (KN/m ³)	C (Kpa)	φ^0	L'épaisseur (m)	V_s (m/s)
Remblais (R)	20	0	20	4,1	46,55
Sables limoneux (Qs)	20	0	34	11,4	114
Conglomérat (QM-C 1)	25	60	38	2,5	112,8
Sables limoneux (QMs)	20	10	35	8	118,7
Argile marneuse (QM)	20	45	22	7,5	116,9
Conglomérat (QM-C 2)	25	60	38	4	134,5
Sables limoneux (TS)	20	25	36	11	120

a) Déplacement axial

$$u_x = D_0 \cdot \sin \theta \cdot \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right)$$

Avec :

$$D_0 = 0,275$$

On a :

$$C = 104,7 \text{ m/s}$$

$$L = \frac{C}{f}$$

La fréquence fondamentale est calculée par la formule suivante

$$f = \frac{1 * V}{4\pi * D}$$

$$f = 0,1137 \text{ Hz}$$

$$\rightarrow L = 920,89 \text{ m}$$

L'angle d'incidence vaut $\theta = 25^\circ$ donc

$$u_x = 12,54 * 10^{-6} \text{ m}$$

b) **Déplacement transversal**

$$u_y = D_0 \cdot \cos \theta \cdot \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right)$$

$$u_y = 26,89 * 10^{-6} \text{ m}$$

c) **Déformation axiale**

La déformation axiale est calculée par la formule

$$\varepsilon(x) = \frac{V_0}{C} \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot \cos \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right)$$

On a :

$$V_0 = 2\pi f D_0$$

$$V_0 = 0,196 \text{ m/s}$$

D'où :

$$\varepsilon(x) = 7,17 * 10^{-4}$$

D.2.2. SOLLICITATION DANS LE TUNNEL

Calcul des sollicitations (Cas sans interaction terrain-structure)

Calcul de l'aire équivalente de la section du tunnel :

$$S = \pi (R^2 - r^2) = \pi (5,24^2 - 4,65^2) = 18,33 \text{ m}^2$$

Calcul de l'inertie équivalente de la section du tunnel :

$$I = (\pi/4) (R^4 - r^4) = 224,92 \text{ m}^4$$

a) *Effort axial*

$$N = \frac{2\pi}{L} E \cdot S \cdot D_0 \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

L'effort axial sera donc égal à

$$N = 263,46 \text{ MN}$$

b) *Flexion longitudinale*

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} E \cdot I \cdot D_0 \cdot \cos^3 \theta$$

$$M = 42,87 \text{ MN.m}$$

c) *Effort tranchant*

$$V = \frac{2\pi \cos \theta}{L} M$$

$$V = 0,265 \text{ MN}$$

Calcul des sollicitations (Cas avec interaction terrain-structure)

Calcul de $G_{dynamique}$ et $G_{statique}$

- Module de cisaillement statique du terrain encaissant

$$G_{statique} = \frac{E_s}{2 \times (1 + \theta)}$$

$$G_{statique} = 8076,92 \text{ MN/m}^2$$

- Module de cisaillement dynamique du terrain encaissant

$$G_{dynamique} = \gamma_s \times V_s^2$$

$$G_{dynamique} = 219,24 \text{ MN/m}^2$$

$$G_{statique} > G_{dynamique}$$

D'où

$$K_l = K_t = G_{statique}$$

a) Effort axial

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} E_s D_0 \frac{K_l}{\frac{E_s}{2} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_l}$$

$$N_{max} = 343,56 \text{ MN}$$

b) Flexion longitudinale

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} E_s I D_0 \frac{K_t}{E_s I \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + K_t}$$

$$M_{max} = 57,588 \text{ MN.m}$$

c) Effort tranchant

$$V_{max} = \frac{2\pi}{L} M_{max}$$

$$V_{max} = 0,39 \text{ MN}$$

d) Forces sismiques

Dans cette approche, les déplacements imposés ont été remplacés par l'application directe, sur la poutre élastiquement appuyée, de force par unité de longueur :

- Longitudinale

$$P_l = G_{statique} * U_x$$

$$P_l(x=1m) = 0,101 \text{ MN/m}$$

- Transversale

$$P_t = G_{statique} * U_y$$

$$P_t = 0217 \text{ MN/m}$$

DISTORSION ET OVALISATION

La distorsion (sections de forme rectangulaire) ou l'ovalisation (sections de forme circulaire) sont produites par la distorsion du terrain encaissant sur la hauteur du tunnel sous l'effet de la propagation verticale des ondes de cisaillement.

La détermination de la distorsion en champ libre peut se faire à l'aide d'un modèle ou bien en utilisant une formulation simplifiée

a) *Distorsion en champ libre*

Dans le cas d'un tunnel profond dans un sol ou une roche relativement homogène, par utilisation de la formule

$$\gamma_{max} = \frac{V_0}{V_s} = \frac{0,196}{104,7}$$

$$\gamma_{max} = 18,72 * 10^{-4}$$

b) *Déplacement relatif à la profondeur*

Dans le cas d'un tunnel inscrit dans une couche de sol compressible homogène d'épaisseur H placée au-dessus d'un substratum, par utilisation de l'équation qui donne le déplacement relatif à la profondeur z

$$u(z) = D_0 \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right)$$

$$u(z) = 0,749 \text{ m}$$

Conclusion

Les renseignements de récents tremblements de terre (Mexico, Kobé) ont confirmé que les structures souterraines ne subissaient que des désordres tout à fait mineurs lors de secousses sismiques, aussi, a priori, n'y a-t-il pas lieu de prévoir de disposition particulière pour le revêtement du tube en section courante.

Cependant si l'ouvrage recoupe une ou plusieurs failles actives susceptibles de rejouer sous l'effet du séisme, il est bien évident que les désordres, même en section courante, pourront être très importants.