



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie civil

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par : BEN HAMOU YOUNES ET KAZOUAI RADHOUAN

DOMAINE : Sciences techniques

FILIERE : Travaux publics

OPTION : Voies et ouvrages d'art

Thème

ÉTUDE D'UNE SECTION DE TUNNEL

Cas : Projet du Métro d'Alger

Jury de soutenance :

| | | |
|---------------------|-----|--------------|
| Mr. NOUIOUA TAHAR | MAA | Président |
| Mr. BACHIRI ATTIA | MCB | Examineur |
| Mr. RACHIDI NOUARI | MAA | Encadreur |
| Mr. ANNANE ABDALLAH | MAA | Co-encadreur |

Promotion : Juin – 2023

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Dieu Tout-Puissant de nous avoir donné le courage, la patience et la volonté de réussir et d'achever ce travail.

Nous tenons à remercier nos encadrants académiques, [RACHIDI NOUARI], [ANNANE ABDALLAH], pour leur expertise, leurs conseils et leur précieux soutien tout au long de ce projet. Leurs conseils éclairés, leur disponibilité et leurs encouragements continus ont été inestimables dans la réalisation de cette recherche.

Nous tenons également à remercier tous nos professeurs estimés qui ont été pour nous une plate-forme de connaissances et de diligence et qui nous ont soutenus et encouragés dans notre carrière universitaire.

Nous tenons également à remercier nos amis et nos familles pour leur soutien inconditionnel. Votre présence, vos encouragements et vos mots d'encouragement ont été une source majeure de motivation tout au long de ce parcours. Votre soutien indéfectible a été d'une grande aide dans les moments de doute et de stress.

Nous remercions également nos camarades de classe. Vos discussions, échanges et coopérations ont enrichi notre expérience et nous ont permis d'approfondir ma réflexion. Nous sommes reconnaissants de partager ce parcours académique avec ces esprits brillants et inspirants.

Enfin, nous tenons à exprimer notre gratitude à toutes les personnes qui ont participé directement ou indirectement à ce travail de recherche, que ce soit en fournissant des ressources, en partageant des idées ou en apportant un soutien technique. Votre contribution a été inestimable et a grandement enrichi la qualité de cette thèse.

Ce travail n'aurait pas été possible sans le dévouement et le soutien de chacun d'entre vous. Votre contribution a été inestimable et nous vous en sommes très reconnaissants. Nous vous remercions du fond du cœur pour votre aide et votre confiance tout au long de ce parcours académique.

Enfin, nous voudrions souligner que cette thèse est une étape importante dans notre formation, mais ce n'est qu'une partie de notre cheminement. Nous sommes reconnaissants pour l'apprentissage et les opportunités qu'il nous a offerts, et nous sommes impatients de continuer à grandir et à nous développer dans nos carrières.

Merci encore à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de cette thèse. Votre soutien restera gravé dans notre mémoire à jamais.

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire de fin de master à ma famille, pour leur soutien constant et leur amour inconditionnel tout au long de ce parcours académique. Votre soutien et vos encouragements ont été essentiels pour me motiver à donner le meilleur de moi-même.

Je dédie également ce mémoire à mes amis et collègues, qui ont partagé ce voyage avec moi. Votre collaboration, vos discussions et votre camaraderie ont rendu cette expérience encore plus enrichissante.

Enfin, je souhaite exprimer ma reconnaissance à mes professeurs et encadrants, pour leur expertise, leur guidance et leurs précieux conseils tout au long de ce travail de recherche. Votre enseignement et votre encadrement ont joué un rôle déterminant dans mon développement académique et professionnel.

Cette dédicace est un témoignage de ma gratitude envers toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire. Merci à tous pour votre soutien indéfectible et votre confiance en moi.

YOUNES

Dédicaces

Je dédie cette lettre à ma mère, mon père et toute ma chère famille, qui m'ont toujours encouragé à poursuivre mes études et ont été une source de ma force.

Je dédie cette lettre à mes estimés professeurs, qui m'ont transmis leurs connaissances et leur passion pour la recherche, la science et la diligence, et qui ont su me guider tout au long de ce projet exceptionnel.

Je dédie cette thèse à mes amis et collègues, qui ont partagé avec moi des moments de joie et de longues heures d'étude de diligence et de travail acharné.

Je dédie également cette lettre à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à mon développement académique et personnel.

Que cette réalisation soit un symbole de mes efforts, de ma détermination et de mon engagement envers l'excellence académique

Merci à tous pour votre soutien indéfectible et pour avoir joué un rôle important dans cette phase de ma vie.

Redouane

Résumé

Les mouvements de terrains, soit en surface ou en souterrain, engendrés par la construction d'un tunnel, sont à l'origine des risques géotechniques pour l'ouvrage lui-même et éventuellement pour les superstructures.

La prévision, la prévention de ces mouvements et le choix de la méthode de creusement adéquate sont impératifs pour assurer la sécurité et la stabilité de tous projets de construction de tunnels. Le cas d'étude, tunnel du métro d'Alger, l'extension El-Harrach –Aéroport International, n'est pas une exception.

Pour ce faire, des méthodes analytiques et numérique ont été appliquées pour calculer les déplacements engendrés en surface et en souterrain ainsi qu'une étude paramétrique a été réalisée dont les résultats ont démontré une proportionnalité entre la profondeur et l'augmentation des déplacements.

Les valeurs des tassements en surface obtenues s'intègre dans le domaine admissible exigé par le cahier des charges.

Mots clés : Métro d'Alger, Creusement, tunnelier, Plaxis 2D, modélisation numérique.

ملخص

تعتبر حركات الأرض، سواء على السطح أو تحت الأرض، والناجمة عن إنشاء نفق، مصدرًا للمخاطر الجيوتقنية على الهيكل نفسه وربما على الهياكل الفوقية أيضًا.

إن التنبؤ بهذه الحركات ومنعها واختيار طريقة الحفر الصحيحة أمران ضروريان لضمان سلامة واستقرار أي مشروع إنشاء نفق. دراسة الحالة، نفق مترو الجزائر العاصمة، وامتداد مطار الحراش الدولي، ليست استثناء. للقيام بذلك، تم تطبيق الطرق التحليلية والرقمية لحساب النزوح المتولد على السطح وتحت الأرض بالإضافة إلى إجراء دراسة حدية أظهرت نتائجها التناسب بين العمق والزيادة في النزوح. تقع قيم تسوية السطح التي تم الحصول عليها ضمن النطاق المسموح به الذي تتطلبه المواصفات.

الكلمات المفتاحية: مترو الجزائر، حفر، آلة حفر نفق، Plaxis 2D، نمذجة رقمية.

Abstract

The ground movements, either on the surface or in the underground, caused by the construction of a tunnel, are the source of geotechnical risks for the structure itself and possibly for the superstructures as well.

The forecasting and prevention of these movements and the choice of the adequate excavation method are imperative to ensure the safety and stability of all tunnel construction projects. The case study, Algiers metro tunnel, El-Harrach – International Airport extension, is no exception.

To do this, analytical and numerical methods were applied to calculate surface and underground-generated displacements, on the as well as a parametric study was carried out whose results demonstrated proportionality between the depth and the increase in displacements.

The values of the surface settlements obtained fit very well with the allowable range required by the technical specifications.

Key words: Algiers metro, excavation, tunnel boring machine, Plaxis 2D, numerical modeling.

Symboles et abréviations

Symboles

| | |
|--|----------------------|
| c : Cohésion | [kN/m ²] |
| Φ : Angle de frottement | [°] |
| E : Module de Young | [kN/m ²] |
| E_u : Module de Young non drainé | [kN/m ²] |
| C_u : résistance au cisaillement non drainé terrain | [kN/m ²] |
| ε_n : écartille moyen à 50% | [%] |
| S_e : l'erreur type (se) | [%] |
| p_l : la pression limite nette | [kN/m ²] |
| σ_{OH} : est la contrainte totale horizontale au niveau d'essai | [kN/m ²] |
| P_a : est la pression atmosphérique | [kN/m ²] |
| C' : Cohésion à long terme | [kN/m ²] |
| Φ' : Angle de frottement à long terme | [°] |
| E : Module d'Young à long terme | [kN/m ²] |
| ν : Coefficient de poisson | [-] |
| K_0 : Coefficient des terres au repos | [-] |
| σ'_{h0} : pression horizontale initiale | [kN/m ²] |
| u : pression interstitielle | [kN/m ²] |
| σ'_{v0} : pression verticale effective | [kN/m ²] |
| P_i : Pression fictive en paroi | [KN/m ²] |
| R : Rayon de l'excavation | [m] |
| σ_0 : Contrainte initiale | [kN/m ²] |
| γ : Poids volumique humide | [kN/m ³] |
| u_e : Pseudo-déplacement élastique du terrain | [m] |
| u_s : déplacement du soutènement | [m] |
| F : Facteur de stabilité | [-] |

Symboles et abréviations

| | |
|--|----------------------|
| Rc : Résistance à la compression | [kN/m ²] |
| γ_d : Poids volumique sec | [kN/m ³] |
| γ_w : le poids volumique de l'eau | [kN/m ³] |
| D : diamètre du tunnel | [m] |
| R : rayon de tunnel | [m] |
| Kp : coefficient de butée | [-] |
| P : la pression de confinement | [kN/m] |
| σ_s : surcharge en surface | [kN/m ²] |
| Tc : facteur adimensionnel | [-] |
| λ : Taux de déconfinement | [-] |
| α : Coefficient de dilatation | [-] |
| A : section du tunnel | |

Abréviations

Pk : point kilométrique

L : longueur

QA : Argile limoneuse peu sableuse

QS : Sable limono-argileuse, parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grès et conglomérat

QM : Argile Marneuses et marnes jaunâtres, parfois sableuses avec intercalation importantes mais irrégulière de conglomérats et grès.

QMs : Sable fin à moyenne limoneux de couleur brunâtre à marron foncé

MEF : Méthode des Eléments Finis.

NATM : New Austrian Tunneling Method (Nouvelle Méthode Autrichienne).

TBM : Tunnel Boring Machine

Liste des figures

| | |
|--|----|
| Figure II.1 . Déplacements des contours de l'excavation : coupes de principe..... | 8 |
| Figure II.2 Zone en rupture dès l'avant du front | 8 |
| Figure II.3 . Zone en rupture en arrière du front | 8 |
| Figure II.4 Rupture au front : schéma de principe en terrain argileux | 9 |
| Figure II.5 . Rupture au front : schéma de principe en terrain pulvérulent sec | 9 |
| Figure II.6 Mécanisme primaire : coupes de principe | 10 |
| Figure II.7 Mécanisme secondaire : coupe transversale de principe | 10 |
| Figure II.8 Cuvette de tassements tridimensionnelle | 11 |
| Figure II.9 Evolution des tassements le long d' un tunnelier..... | 13 |
| Figure II.10 Soutènement du front | 16 |
| Figure II.11 Enfilage en calotte..... | 17 |
| Figure II.12 Voûte-parapluie..... | 17 |
| Figure II.13 Prévoûte | 18 |
| Figure II.14 Reprise en sous-œuvre de demi-section supérieure | 19 |
| Figure III.1 : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité [18] | 24 |
| Figure III.2 Relation entre ($Q - De$) et les catégories de soutènement [22]..... | 31 |
| Figure III.3 Schématisation de la méthode des réactions hyperstatiques | 39 |
| Figure III.4 Convergence-confinement | 40 |
| Figure III.5 Comportement du massif (déchargement)..... | 41 |
| Figure III.6 : Comportement du soutènement (chargement) | 42 |
| Figure III.7 : Equilibre final (assemblage terrain + soutènement) | 42 |
| Figure IV.1 : Plan de tir séquentiel | 47 |
| Figure IV.2 : : Machine à attaque ponctuelle..... | 48 |
| Figure IV.3 Bras à attaque transversale | 48 |
| Figure IV.4 Bras à attaque radiale..... | 48 |
| Figure IV.5 Creusement à plein section | 49 |
| Figure IV.6 Creusement en demi-section | 50 |
| Figure IV.7 Creusement de la section divisée | 51 |
| Figure IV.8 Tunnelier pour la construction du tunnel de base St. Gothard. Soutènement par ancrage, cintres et béton armé (Simic, 2008) | 54 |
| Figure IV.9 Tunnelier à front pressurisé, [Herrenknecht AG]. Cité par (Berthoz, 2012) . | 56 |
| Figure IV.10 Bouclier à pression de boue (Chantier METEOR à Paris) (CETU, 2005) . | 57 |
| Figure IV.11. Bouclier à pression de terre (Tunnel de Caluire..... | 58 |
| Figure IV.12. Boulon à ancrage ponctuel | 60 |
| Figure IV.13. Boulonnage à ancrage réparti à la résine | 60 |
| Figure IV.14. Les boulons à friction..... | 61 |
| Figure IV.15. Les boulons actifs..... | 61 |
| Figure IV.16. Le béton projeté | 62 |
| Figure IV.17 . (a) Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage | 63 |

| | |
|---|-----|
| Figure IV.18 <i>Les cintres lourds</i> | 63 |
| Figure IV.19 <i>Cintres TH, boulons radiaux et béton projeté. Détail de la voûte d'une galerie du laboratoire souterrain de l'Andra</i> | 64 |
| Figure IV.20 : <i>Voûtes parapluie emboîtées</i> | 65 |
| Figure IV.21 <i>Soutènement du front de taille</i> | 65 |
| Figure IV.22 : <i>Voussoirs préfabriqués [22]</i> | 66 |
| Figure IV.23 : <i>Principaux types d'étanchement [29]</i> | 67 |
| Figure IV.24 : <i>Étanchement par feuille [29]</i> | 69 |
| Figure IV.25 : <i>Coffrage de tunnel [22]</i> | 70 |
| Figure IV.26 : <i>Voussoirs en béton [22]</i> | 70 |
| Figure IV.27 : <i>Armatures de radier [22]</i> | 70 |
| Figure V.1 Fenêtre principale du programme d'entrée des données | 74 |
| Figure V.2 Fenêtre de calcul | 75 |
| Figure V.3 Organigramme des sous-programmes de code plaxis | 76 |
| Figure V.4 : Organigramme de modélisation avec PLAXIS | 78 |
| Figure V.5 Fenêtre des paramètres du modèle Mohr-coulomb | 79 |
| Figure V.6 Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire | 80 |
| Figure VI.1 Identification de la section le long de la ligne. | 83 |
| Figure VI.2 Identification de types de sensibilité le long de la section. | 84 |
| Figure VI.3 présentation position et dimension de tunnel | 85 |
| Figure VI.4 Bâtiments de fondation en surface (R+0) | 85 |
| Figure VI.5 Bâtiments de fondation en surface (R+1) | 86 |
| Figure VI.6 Bâtiments de fondation en surface (R+3) | 86 |
| Figure VI.7 Bâtiments de plus de 10 pieds (R+14) | 87 |
| Figure VI.8 Section géotechnique longitudinale Tronçon 7 | 89 |
| Figure VI.9 Géométrie générale pour la modélisation de bâtiment | 90 |
| Figure VI.10 Présentation du tassement au niveau de l'excavation du tunnel SE-7.01 (pk 5+680) | 93 |
| Figure VI.11 Présentation du déplacement total SE-7.01 (pk 5+680) | 93 |
| Figure VI.12 Présentation du déplacement selon l'axe x SE-7.01 (pk 5+680) | 94 |
| Figure VI.13 Présentation du déplacement selon l'axe y SE-7.01 (pk 5+680) | 94 |
| Figure VI.14 Présentation des contraintes selon l'axe xx SE-7.01 (pk 5+680) | 95 |
| Figure VI.15 Présentation des contraintes selon l'axe yy SE-7.01 (pk 5+680) | 95 |
| Figure VI.16 Présentation de la force axiale N SE-7.01 (pk 5+680) | 96 |
| Figure VI.17 Présentation des efforts tranchants Q SE-7.01 (pk 5+680) | 96 |
| Figure VI.18 Présentation des moments M SE-7.01 (pk 5+680) | 97 |
| Figure VI.19 Présentation du tassement au niveau de l'excavation du tunnel SE-7.06 (pk 6+100) | 98 |
| Figure VI.20 Présentation du déplacement total SE-7.06 (pk 6+100) | 98 |
| Figure VI.21 Présentation du déplacement selon l'axe x SE-7.06 (pk 6+100) | 98 |
| Figure VI.22 Présentation du déplacement selon l'axe y SE-7.06 (pk 6+100) | 99 |
| Figure VI.23 Présentation des contraintes selon l'axe xx SE-7.06 (pk 6+100) | 99 |
| Figure VI.24 Présentation des contraintes selon l'axe yy SE-7.06 (pk 6+100) | 100 |

| | |
|---|-----|
| Figure VI.25 Présentation de la force axiale N SE-7.06 (pk 6+100)..... | 100 |
| Figure VI.26 Présentation des efforts tranchants Q SE-7.06 (pk 6+100)..... | 101 |
| Figure VI.27 Présentation des moments M SE-7.06 (pk 6+100) | 101 |
| Figure VI.28 Présentation du tassement au niveau de l'excavation du tunnel SE-7.10 (pk 6+550) | 102 |
| Figure VI.29 Présentation du déplacement total SE-7.10 (pk 6+550)..... | 102 |
| Figure VI.30 Présentation du déplacement selon l'axe x SE-7.10 (pk 6+550)..... | 103 |
| Figure VI.31 Présentation du déplacement selon l'axe y SE-7.10 (pk 6+550)..... | 103 |
| Figure VI.32 Présentation des contraintes selon l'axe xx SE-7.10 (pk 6+550) | 104 |
| Figure VI.33 Présentation des contraintes selon l'axe yy SE-7.10 (pk 6+550) | 104 |
| Figure VI.34 Présentation de la force axiale N SE-7.10 (pk 6+550)..... | 105 |
| Figure VI.35 Présentation des efforts tranchants Q SE-7.10 (pk 6+550)..... | 105 |
| Figure VI.36 Présentation des moments M SE-7.10 (pk 6+550) | 106 |

Liste des tableaux

| | |
|---|----|
| Tableau III.1 <i>Classification des roches selon TERZAGHI [19]</i> | 25 |
| Tableau III.2 <i>Paramètres de classification des roches et notes de pondération [18]</i> | 26 |
| Tableau III.3 <i>Note d'ajustement pour l'orientation des joints</i> | 27 |
| Tableau III.4 <i>Classe de rocher suivant la classification de Z.Bieniawski [20]</i> | 27 |
| Tableau III.5 <i>RMR et qualité du massif rocheux suivant la classification de Z.Bieniawski [20]</i> | 27 |
| Tableau III.6 <i>Choix de soutènement d'après Z.Bieniawski [18]</i> | 28 |
| Tableau III.7 Qualité du massif rocheux selon Barton | 29 |
| Tableau III.8 <i>Excavation Support Ratio (ESR) pour divers types d'ouvrages souterrains [21]</i> | 30 |
| Tableau III.9 <i>classes de la charge hydraulique initiale</i> | 32 |
| Tableau III.10 <i>Classes de la perméabilité du massif [22]</i> | 32 |
| Tableau III.11 <i>classification de la résistance d'un terrain</i> | 32 |
| Tableau III.12 <i>Classes de l'état des contraintes naturelles dans le cas des roches</i> | 33 |
| Tableau III.13 <i>Critère de comportement mécanique</i> | 35 |
| Tableau III.14 <i>Critère de Discontinuités</i> | 35 |
| Tableau III.15 <i>Critère d'Altérabilité et gonflement</i> | 36 |
| Tableau III.16 <i>Critère d' Hydrogéologie</i> | 36 |
| Tableau III.17 <i>Critère de Couverture</i> | 37 |
| Tableau III.18 <i>Critère de dimensions de la galerie et environnement</i> | 37 |
| Tableau VI.1 <i>Paramètres géotechniques de calcul – sols. Tronçon 7</i> | 88 |
| Tableau VI.3 <i>Rigidité des bâtiments choisis</i> | 91 |
| Tableau VI.2 <i>Table de référence pour rigidité des bâtiments</i> | 91 |
| Tableau VI.4 <i>Seuil de contrôle pour les mouvements supplémentaires admissibles en fonction du classement</i> | 92 |

Table des matières

| | |
|---|-------------|
| Symboles et abréviations | vi |
| Liste des figures | viii |
| Liste des tableaux | xi |
| Introduction générale..... | 1 |
| I. Généralités sur les tunnels | 3 |
| <i>I.1 Introduction</i> | 3 |
| <i>I.2 Historique</i> | 3 |
| <i>I.3 Définition</i> | 3 |
| <i>I.4 Classification</i> | 4 |
| <i>I.5 Avantages et inconvénients</i> | 4 |
| I.5.1 Les avantages: | 4 |
| I.5.2 Inconvénients: | 5 |
| <i>I.6 Conclusion</i> | 5 |
| II. Comportement des sols lors de l'excavation des tunnels | 7 |
| <i>II.1 Introduction</i> | 7 |
| <i>II.2 Déplacements de terrain liés au creusement</i> | 7 |
| II.2.1 Stabilité du front de taille | 8 |
| II.2.2 Transmission des déplacements vers la surface | 10 |
| <i>II.3 Sources de tassement liées aux travaux</i> | 11 |
| II.3.1 Cas des travaux réalisés en creusement séquentiel | 12 |
| II.3.2 Cas des travaux réalisés au tunnelier..... | 13 |
| II.3.3 Incidence de la présence d'eau..... | 14 |
| <i>II.4 Limitation des désordres</i> | 15 |
| II.4.1 Amélioration du bati..... | 15 |
| II.4.2 Amélioration en creusement par méthode séquentielle..... | 15 |
| II.4.3 Amélioration en creusement au tunnelier..... | 19 |
| <i>II.5 Conclusion</i> | 21 |
| III. Méthodes de dimensionnement des tunnels | 23 |
| <i>III.1 Introduction</i> | 23 |
| <i>III.2 Méthodes de dimensionnement</i> | 23 |

| | |
|--|-----------|
| III.2.1 Méthodes empiriques | 23 |
| III.2.2 Les méthodes analytiques..... | 37 |
| III.2.3 Les méthodes numériques | 42 |
| III.2.4 Conclusion..... | 43 |
| IV. Méthode de réalisation des tunnels..... | 46 |
| IV.1 Introduction..... | 46 |
| IV.2 Creusement..... | 46 |
| IV.2.1 Methods traditionnelles | 46 |
| IV.2.2 Excavation avec la nouvelle méthode autrichienne NATM..... | 48 |
| IV.2.3 Méthode de creusement au Tunnel Boring Machine (TBM)..... | 51 |
| IV.3 Purge et marinage..... | 59 |
| IV.4 Soutènement | 59 |
| IV.4.1 Définition du soutènement provisoire | 59 |
| IV.4.2 Rôle du soutènement | 59 |
| IV.4.3 Types de soutènements..... | 59 |
| IV.5 Pose de l'étanchéité | 66 |
| IV.5.1 Procédés d'étanchement..... | 67 |
| IV.6 Revêtement | 69 |
| IV.7 Conclusion..... | 71 |
| V. Présentation du logiciel Plaxis..... | 73 |
| V.1 Introduction..... | 73 |
| V.2 Code de calcul Plaxis..... | 73 |
| V.3 Options par défaut et solutions approchées..... | 73 |
| V.4 Les sous-programmes de Plaxis..... | 74 |
| V.5 Etapes de modélisation avec PLAXIS | 75 |
| V.6 Lois de comportement dans PLAXIS..... | 79 |
| V.7 Paramètres utilisés dans le modèle élastique linéaire et de Mohr-coulomb | 81 |
| VI Modélisation numérique | 83 |
| VI.1 Introduction..... | 83 |
| VI.2 . Présentation de proget | 83 |
| VI.2.1 Description du tronçon et points sensibles | 83 |
| VI.2.2 Niveaux de sensibilité du tronçon | 83 |
| VI.3 Définition des paramètres géotechniques | 88 |
| VI.4 Methodologie d'analyse | 89 |

| | | |
|-------------|--|------------|
| <i>VI.5</i> | <i>Modélisation du bâtiment</i> | 90 |
| <i>VI.6</i> | <i>Résultats trouvés</i> | 92 |
| <i>VI.7</i> | <i>Discussions des résultats et conclusion</i> | 106 |
| | Conclusion générale: | 108 |
| | Références bibliographique | 110 |

Introduction générale

Introduction générale

Les ouvrages souterrains en milieu urbain, ont des caractéristiques spécifiques liées à leur fonction et à la nature des milieux traversés. L'un des problèmes majeurs lié à la construction de ce type d'ouvrage est constitué par les mouvements engendrés par l'excavation du tunnel, ces mouvements peuvent endommager les structures préexistantes.

Les tunnels réalisés en zones urbaines sont, généralement, des tunnels peu profonds pour des raisons, à la fois, techniques et économiques. La réalisation d'ouvrages souterrains dans des terrains meubles et aquifères impose de plus en plus le choix de boucliers à front confiné. La construction de ces tunnels ne peut pas être effectuée sans avoir un impact sur le sol environnant et en conséquence sur les structures avoisinantes. Ainsi, l'utilisation des nouvelles techniques de creusement, comme les tunneliers à front pressurisé, permet de maîtriser les déformations du terrain et de garantir la stabilité dans des contextes géologiques variables, 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.

L'objectif de ce travail est d'étudier les mouvements engendrés par le creusement du tunnel du métro d'Alger (extension El-Harrach - Aéroport International Houari Boumediene), en utilisant des méthodes analytiques qui permettent d'obtenir des résultats fiables, ainsi que la modélisation numérique qui exige l'utilisation d'un code de calcul, à partir du choix d'un modèle, définition d'hypothèses simplificatrices (géométrie, conditions aux limites, etc...), élaboration d'un maillage, définition d'un phasage de creusement et mise en place du soutènements, etc...

Pour ce faire, une caractérisation du massif est nécessaire, suivie d'une modélisation numérique par la méthode des éléments finis au moyen du logiciel Plaxis 2D.

Pour bien présenter le mémoire, ce manuscrit est structuré comme suit :

Commençant par une introduction générale, suivie par six chapitres,

Le premier chapitre contient des généralités sur les tunnels,

Le deuxième chapitre est consacré au comportement des sols lors de l'excavation des tunnels et les différents types d'instabilité engendrés.

Le troisième chapitre a été consacré aux méthodes de dimensionnement des tunnels (empiriques, analytiques et numériques).

Le quatrième chapitre comprend les méthodes de réalisation des tunnels (creusement, soutènement et revêtement).

Le cinquième chapitre contient une présentation du code de calcul utilisé Plaxis 2D.

Le sixième chapitre contient le modèle numérique étudié et les différents résultats obtenus.

Et finalement, on termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Généralités sur les tunnels

I. Généralités sur les tunnels

I.1 Introduction

Depuis l'aube de la civilisation, l'homme a eu de nombreuses raisons d'utiliser et de développer l'espace souterrain. Parmi lesquelles :

Le taux d'accroissement des habitants augmente, de jour en jour, d'une façon élevée qui conduit à une élévation de taux de trafic, et pour des raisons économiques et même sociologiques et stratégiques, les tunnels sont particulièrement critiques, ils sont devenus les ouvrages essentiels des diverses constructions souterraines construites à l'époque moderne à des fins de communications les plus variées [1].

La circulation des piétons dans les gares de chemins de fer et dans les ouvrages d'échange entre les bus et les trains. La séparation des niveaux de circulation est généralement préférable et la mise en souterrain des voies de circulation limite souvent les impacts sur la collectivité.

I.2 Historique

Les ouvrages souterrains ne sont pas une découverte moderne, car l'histoire de leurs constructions remonte au temps où l'homme cherchait abri dans les cavernes naturelles ou dans les refuges et les couloirs souterrains qu'il creusait. La plus ancienne mention d'un tunnel est celle de Diodore de Sicile décrivant le tunnel de Babylone qui aurait été construit par la reine Sémiramis, il y a près de 4000 ans.

Ce n'est qu'au XIX^e siècle que les tunnels retrouvèrent un grand développement, grâce aux chemins de fer qui n'admettent pas de rampes supérieures à 3,5 p. 100. De nos jours, l'utilisation du sous-sol s'est diversifiée, entraînant un développement rapide des tunnels et autres ouvrages souterrains dans les pays industrialisés.

Depuis les années 1970, la construction des tunnels s'est développée à la fois dans le domaine des aménagements hydrauliques et, surtout, dans le secteur des communications rapides ; il existe actuellement dans le monde environ 130 tunnels routiers de plus de 3km de longueur, dont 25 de plus de 6km, et plus de 150 tunnels ferroviaires de plus de 6km de longueur. Le plus long tunnel routier du monde est le tunnel du Saint-Gothard en Suisse(1980), avec 16,9km, et le plus long tunnel ferroviaire du monde est le tunnel de Seikan au Japon(1988), avec 53,85km. Le tunnel sous la Manche, mis en service en 1994, à une longueur de près de 51km, mais son parcours sous-marin est le plus long du monde (28km).

I.3 Définition

Le mot tunnel vient du mot « tonnelle » évoquant la forme du tonneau. Il désigne un passage souterrain. On considère souvent qu'un tunnel doit être au moins deux fois plus grand qu'il n'est large pour mériter cette désignation. Il doit en outre être fermé de tous les côtés, excepté à chacune de ses extrémités, ce qui le différencie d'un passage en tranchée [2]

Un tunnel est une galerie souterraine livrant passage à une voie de communication (chemin de fer, canal, route, chemin piétonnier).

I.4 Classification

Si l'on se réfère à leur objet, on peut distinguer plusieurs types de tunnels [2] :

1. Les tunnels de communication, parmi lesquels :

- Les tunnels ferroviaires,
- Les tunnels routiers,
- Les tunnels de navigation ;

2. Les tunnels de transport :

- Adductions d'eau,
- Galeries hydrauliques,
- Egouts,
- Galeries de canalisations ;

3. Les tunnels et cavités de stockage :

- Garages et parkings,
- Stockages liquides ou gazeux,
- Dépôts.

Si l'on se réfère à leur mode d'exécution, on peut distinguer :

- Les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert ;
- Les tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur ;
- Les tunnels construits par éléments immergés.

Si l'on se réfère à la forme des ouvrages, on peut distinguer :

- Les tunnels proprement dits et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable ;
- Les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante.

I.5 Avantages et inconvénients

I.5.1 Les avantages:

L'avantage esthétique:

Un ouvrage totalement ou partiellement enterré crée un impact visuel moins important qu'un ouvrage équivalent établi en élévation.

L'avantage écologique :

Dans certains cas, les ouvrages souterrains permettent de préserver la végétation naturelle et les habitants et le passage des animaux.

Tunnel d'autoroute formant une traversée verte permettant le passage des animaux, des personnes et des végétations.

L'avantage topographique:

Dans les zones vallonnées ou montagneuses, ou pour franchir un fleuve, la réalisation des tunnels améliore ou rend faisable la réalisation des routes, des chemins de fer et des canaux.

I.5.2 Inconvénients:**Coûts de réalisation :**

Malgré les importants progrès des connaissances et les méthodes de construction, les coûts de la construction des ouvrages souterrains sont plus élevés que ceux d'ouvrages équivalents établis en élévation.

Difficulté de réalisation :

Malgré le développement des techniques de construction, la construction des ouvrages souterrains demande une qualification pour l'équipe de la réalisation.

I.6 Conclusion

Les ouvrages souterrains jouent un rôle important dans la résolution de nombreux problèmes, tels que : la saturation des villes, la traversée des montagnes, etc. Mais leur utilisation provoque des perturbations dans le sol encaissant. Pour cela, les ingénieurs sont toujours à la recherche des méthodes plus fiables pour excavation et des matériaux qui assurent la stabilité à long terme.

CHAPITRE II

Comportement des sols lors de l'excavation des tunnels

II. Comportement des sols lors de l'excavation des tunnels

II.1 Introduction

La stabilité du tunnel et la sécurité des personnes et des structures avoisinantes peuvent être affectées par les contraintes exercées sur le sol environnant lors de l'excavation. La conception et la construction de tunnels sûrs et durables dépendent de la compréhension du comportement des sols lors de l'excavation.

Une redistribution des contraintes dans les sols environnants peut se produire lors du creusement d'un tunnel. Par conséquent, la stabilité du tunnel et des ouvrages situés à proximité peut être affectée.

Le comportement des sols lors de l'excavation du tunnel peut varier en fonction de plusieurs facteurs. Tout d'abord, la géologie du site joue un rôle crucial. Différents types de sols, tels que l'argile, le sable, le gravier ou la roche, réagissent différemment aux contraintes induites par l'excavation. La résistance, la compressibilité, la perméabilité et d'autres propriétés géotechniques des sols influencent leur comportement.

De plus, les conditions hydrogéologiques sont également importantes. La présence d'eau souterraine peut affecter considérablement le comportement des sols en modifiant leur résistance, leur perméabilité et leur capacité de soutènement. Les pressions d'eau, les écoulements et les phénomènes de consolidation peuvent, tous, influencer le comportement des sols lors de l'excavation.

Les caractéristiques de l'excavation, telles que la taille, la forme, la profondeur et les méthodes de soutènement utilisées, affecteront le comportement du sol. La stabilité du tunnel doit être appréciée en tenant compte des contraintes locales induites par les systèmes de soutènement.

Des méthodes d'analyse géologique sont utilisées pour étudier le comportement du sol. Des études de terrain, des essais en laboratoire et des modélisations numériques sont possibles. Les logiciels de modélisation géotechnique, tels que Plaxis 2D, sont couramment utilisés pour simuler les contraintes, les déformations et les interactions sol-tunnel.

II.2 Déplacements de terrain liés au creusement

Le creusement d'un tunnel perturbe le champ initial des contraintes dans le terrain ainsi que les conditions hydrogéologiques. Cette modification des contraintes s'accompagne, en général, d'un déplacement instantané du front vers l'excavation, ainsi que d'une convergence des parois du tunnel (Fig. II.1). Dans le cas particulier des sols fins, la modification du champ de pressions interstitielles peut induire des déplacements différés.

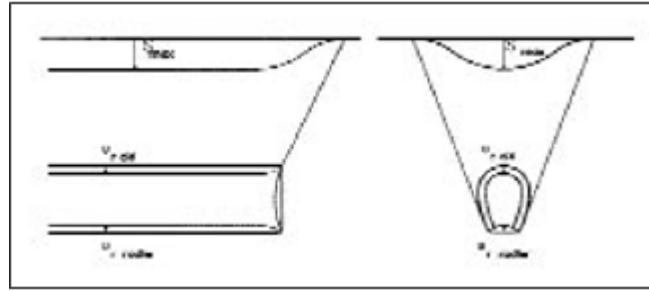


Figure II.1 . Déplacements des contours de l'excavation : coupes de principe

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

Ainsi, en cas de mauvais confinement des parois, les déplacements aux contours de l'excavation peuvent entraîner la création d'une zone en rupture en arrière du front (Fig.II.2) ; si ce dernier n'est pas confiné de manière adéquate, cette zone peut se développer dès l'avant du front (Fig.II.3).

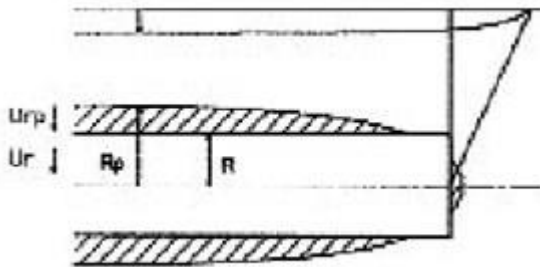


Figure II.3 . Zone en rupture en arrière du front

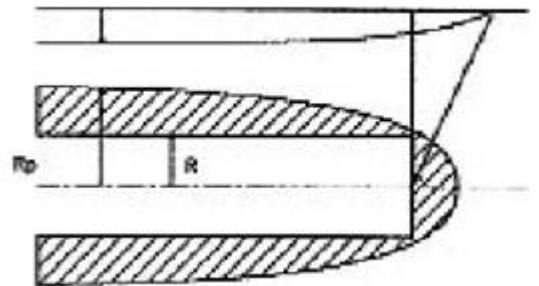


Figure II.2 Zone en rupture dès l'avant du front

La connaissance des risques de rupture au front de taille apporte donc, en même temps qu'une appréciation des conditions de sécurité immédiate pendant le creusement, des informations utiles à l'évaluation du potentiel de tassement, dans la mesure où les venues de terrain au front constituent une des sources principales de tassement et qu'elles se produiront d'autant plus facilement que les conditions de stabilité sont mauvaises.

II.2.1 Stabilité du front de taille

Deux types de mécanismes peuvent être mis en évidence en fonction de la nature du terrain: Dans le cas des terrains argileux, le schéma de rupture obtenu montre que les déplacements affectent une part importante du massif situé devant le front de taille ; la rupture se traduit en surface par la formation d'un cratère de dimensions supérieures à celles de l'ouverture du tunnel. Dans ce cas, l'expérience montre que les ruptures au front de taille mettent en jeu des volumes de sol considérables.

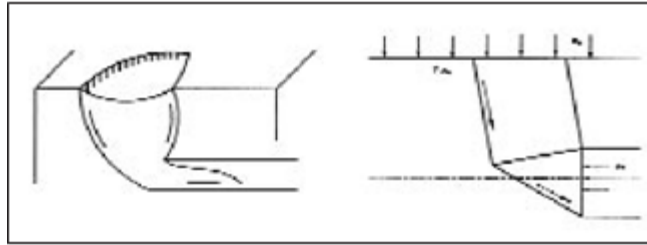


Figure II.4 Rupture au front : schéma de principe en terrain argileux

Dans le cas d'un milieu pulvérulent, la rupture du front de taille s'accompagne de la formation d'une cheminée de largeur réduite au-dessus de l'ouvrage. Ce deuxième type de mécanisme a notamment été mis en évidence sur des essais en centrifugeuse réalisés sur du sable sec.

Ces diverses constatations sont cohérentes avec les résultats fournis par les études théoriques ainsi [3, 4, 7, 10, 11, 12] qu'avec des observations sur les ouvrages [6].

Elles reposent toutefois sur l'analyse de cas extrêmes et doivent bien entendu être modulées pour tenir compte des conditions propres à chaque site : hétérogénéité des terrains, présence

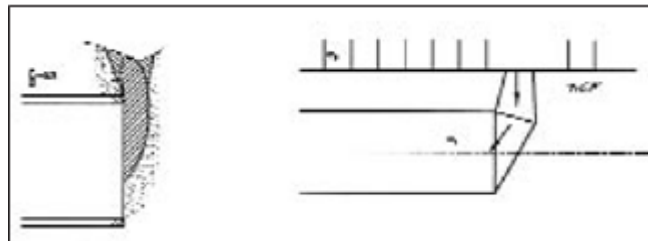


Figure II.5 . Rupture au front : schéma de principe en terrain pulvérulent sec

d'eau ; en particulier, dans le cas de terrains pulvérulents aquifères, la stabilité du front de taille sera considérablement affectée par les gradients hydrauliques induits par les écoulements dans le massif.

Il convient de souligner que les mécanismes représentés sur les (fig.II.4) et (fig.II.5) correspondent à un état de rupture du terrain et illustrent plus la tendance générale de déformation du massif que les déplacements à attendre lors du creusement d'un tunnel.

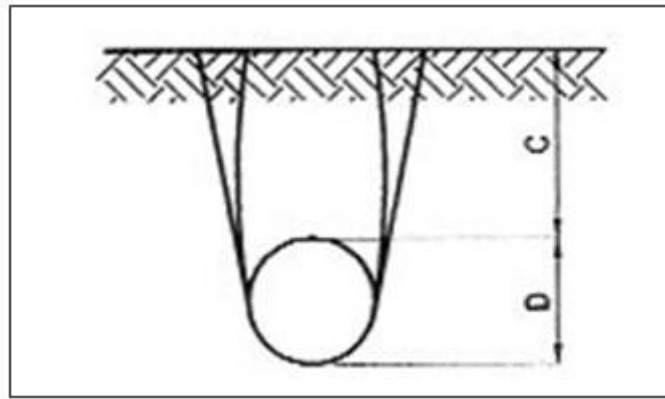


Figure II.6 Mécanisme primaire : coupes de principe

II.2.2 Transmission des déplacements vers la surface

A partir de la périphérie de l'excavation, les déplacements se transmettent vers la surface, avec une amplitude et un décalage dans le temps dépendant des conditions géotechniques, géométriques et technologiques du projet. Pour illustrer la transmission des déplacements entre le tunnel et la surface, les essais et les observations in situ conduisent à distinguer, en coupe transversale, deux mécanismes : le mécanisme primaire et le mécanisme secondaire [17].

Le mécanisme primaire se déclenche avec le déconfinement du front. Il est caractérisé par la formation d'une zone de terrain en déformation au-dessus de la galerie. La hauteur de cette zone est de l'ordre de 1 à 1,5 fois le diamètre et sa largeur est voisine du diamètre. Deux zones comprimées se développent latéralement suivant la verticale. Lorsque le tunnel est assez profond ($C/D > 2,5$), la transmission des effets du creusement vers la surface, au-dessus de la zone supérieure, est généralement réduite.

Le mécanisme secondaire (Fig.II.7) peut s'enclencher derrière le précédent lorsque le tunnel est assez proche de la surface ($C/D < 2,5$) et que le confinement n'est pas suffisant. Il en résulte la formation d'un bloc de terrain "rigide", limité par deux bandes de cisaillement simples ou multiples qui joignent le tunnel à la surface. Les déplacements en clé de voûte et ceux en surface, au droit de la galerie, sont alors du même ordre [8, 9, 17].

Il peut résulter de ces phénomènes l'apparition en surface de déplacements, verticaux et horizontaux, qui accompagnent l'avancement du creusement ; on parlera ainsi de l'apparition d'une cuvette de tassements (Fig.II.8).

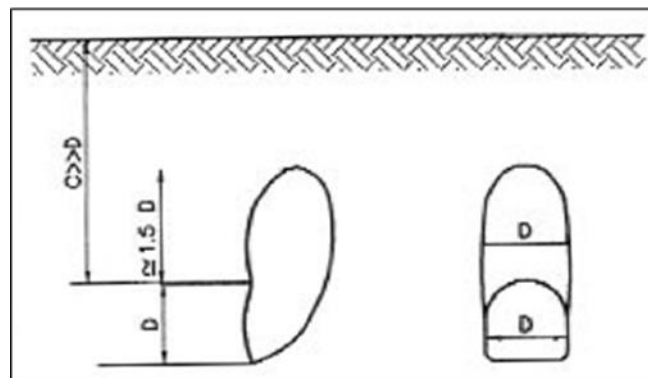


Figure II.7 Mécanisme secondaire : coupe transversale de principe

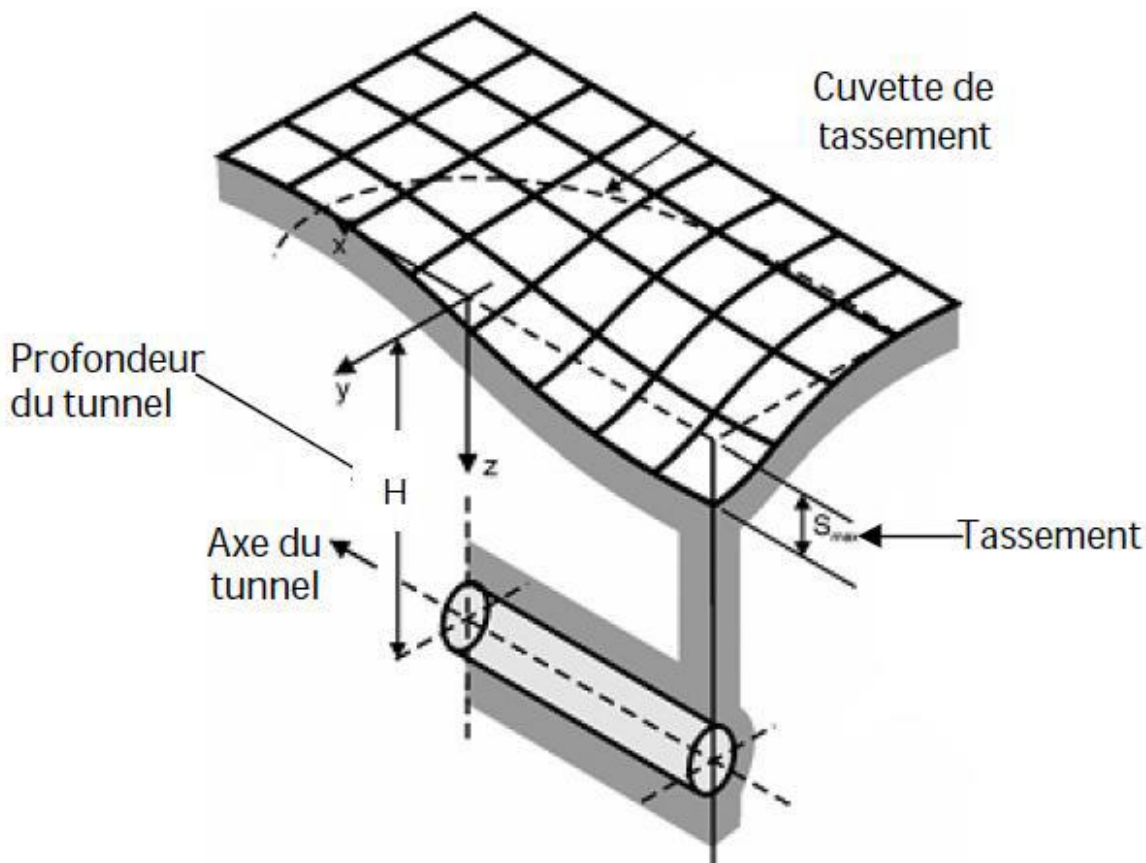


Figure II.8 Cuvette de tassements tridimensionnelle

A titre de simplification, la réalité tridimensionnelle est classiquement approchée par décomposition en une cuvette transversale et une cuvette longitudinale.

II.3 Sources de tassement liées aux travaux

Avant de proposer des voies d'appréciation des déplacements dus au creusement d'un souterrain, il est apparu souhaitable d'identifier, en l'état des connaissances, les diverses sources de tassement liées aux travaux. La prévention et les remèdes seront abordés plus avant.

De manière générale, les mouvements dans l'axe de l'excavation commencent à partir d'une certaine distance en avant du front et se poursuivent jusqu'au blocage du revêtement contre le terrain, voire au-delà. De ce fait, on considérera les tassements liés aux méthodes de travaux au front, puis en arrière du front.

Compte tenu des évolutions fondamentales apportées par le creusement des ouvrages au tunnelier et de l'extension de ces techniques, il a paru nécessaire de distinguer les travaux réalisés en continu au tunnelier de ceux réalisés en creusement séquentiel. Le terme "séquentiel" a été retenu ici de préférence à "traditionnel", car ce dernier renvoie à des méthodes mal adaptées à la maîtrise des tassements (cintres et bois) et de plus il ne reflète en rien la richesse des récentes évolutions des techniques.

On abordera globalement en fin de chapitre les tassements liés à la présence d'eau dans le terrain, ainsi que ceux qui sont liés aux conditions du chantier. Enfin, il convient de signaler que les développements ci-après traitent du cas d'un ouvrage générique, supposé isolé ; en effet, il a paru souhaitable, pour faire émerger des repères simples, de ne pas charger outre mesure un texte

déjà dense, par des considérations sur l'influence de plusieurs creusements voisins, simultanés ou non. Il peut y avoir là facteur d'aggravation supplémentaire.

II.3.1 Cas des travaux réalisés en creusement séquentiel

Dans les travaux de ce type, on peut identifier quatre sources majeures de tassements :

- Les tassements liés à la tenue du front de taille ;
- Les tassements liés à la nature du soutènement et aux conditions de sa mise en œuvre ;
- Les tassements liés au phasage (séquences) de réalisation de la section de l'ouvrage ;
- Les tassements liés au revêtement définitif.

II.3.1.1 Influence de la tenue du front

La maîtrise de la stabilité du front est essentielle. Les développements présentés sur la tenue du front de taille montrent clairement le lien direct qui existe entre le degré de contrôle de la tenue du front et l'apparition des tassements en avant de l'excavation.

II.3.1.2 Influence du soutènement

Le choix du type de soutènement est un des résultats importants des études d'exécution du projet. Il nécessite de réaliser un compromis entre les impératifs théoriques du dimensionnement et ceux imposés par les études de méthodes. Il se traduit par la fixation de deux paramètres :

- La raideur nominale du soutènement qui doit tenir compte de sa capacité mécanique et de son mode de pose, en particulier son calage ;
- Le délai de pose, celui-ci dépendant notamment de la distance de pose derrière le front de taille

C'est la combinaison de ces deux paramètres qui définit la capacité globale du soutènement à s'opposer à la convergence du terrain (Fig. 9.) et donc à limiter les tassements induits en surface. Une fois définie cette capacité théorique, encore convient-il de s'assurer que les conditions réelles de mise en œuvre sur chantier permettent de l'obtenir.

II.3.1.3 Influence du phasage des travaux

Le phasage des travaux peut influencer fortement sur les déformations du massif :

- Au front, en fonction de la surface de ce dernier ;
- En section courante, en fonction de la rapidité de fermeture du soutènement, liée à la division de la section transversale et au décousu longitudinal adoptés ;
- En section courante encore, selon la distance à laquelle est mis en œuvre le revêtement ;
- En effet, ce dernier est souvent beaucoup plus raide que le soutènement et sujet à des déformations moindres ; sa mise en œuvre rapide peut contribuer à un meilleur report longitudinal des charges et être donc facteur de limitation des déformations du terrain.

II.3.1.4 Influence du revêtement

Il convient de tenir compte de l'incidence de la déflexion du revêtement, surtout dans le cas de grandes portées à faible profondeur et, éventuellement, de son calage d'extrados.

II.3.2 Cas des travaux réalisés au tunnelier

Les sources de tassements liées au creusement d'un ouvrage au tunnelier peuvent être décomposées en quatre catégories (Fig.II.10):

- Les tassements en avant et au droit du front ;
- Les tassements le long du bouclier ;
- Les tassements à l'échappée de la queue du bouclier ;
- Les tassements dus à l'ovalisation du revêtement de l'ouvrage.

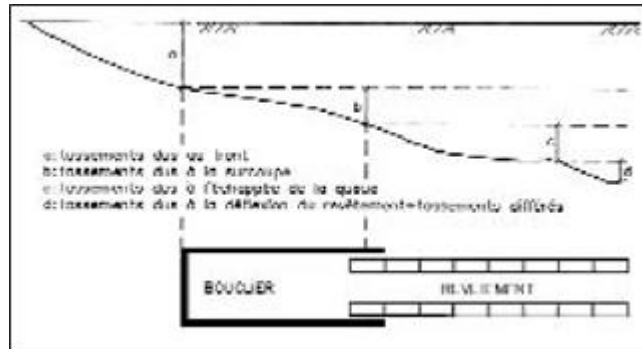


Figure II.9 Evolution des tassements le long d'un tunnelier

II.3.2.1 Tassements en avant et au droit du front

Le tassement au front est dû au déplacement du terrain situé en avant et au-dessus du bouclier vers la chambre d'abattage. Il dépend du confinement dans la chambre, de la nature des terrains et des conditions hydrauliques.

II.3.2.2 Tassements le long du bouclier

Lorsque la jupe du tunnelier défile au droit d'une section de mesure, on constate que les mouvements du sol sont rarement stabilisés. Il existe un temps de réponse du terrain environnant, décroissant avec la couverture. Les quelques observations faites semblent montrer que la propagation des déplacements depuis le tunnel vers la surface se fait à vitesse constante pour un terrain donné [17].

Les tassements le long du bouclier peuvent être dus aux principales causes suivantes :

- La surcoupe due aux outils périphériques de la roue de coupe, dont le diamètre d'excavation est, de plus, souvent légèrement supérieur à celui de la virole afin de diminuer les frottements et de faciliter le guidage, notamment dans les courbes planimétriques de faible rayon ;
- Les difficultés de guidage des tunneliers, en particulier leur tendance à labourer. Ainsi, pour maintenir une machine sur sa trajectoire, il convient, en général, de maintenir en permanence un certain angle d'attaque vers le haut pour éviter qu'elle ne pique du nez ; c'est le cabrage. De même, le maintien sur la trajectoire peut conduire à un godillage horizontal. Il en résulte la découpe, en section transversale, d'une surface supérieure à la section droite du bouclier et, par conséquent, la création d'un vide annulaire ;
- La conicité éventuelle de certains boucliers ;
- La rugosité de la virole qui peut induire, par frottement et cisaillement du terrain, des tassements en clé et des entraînements de terrain vers l'avant du tunnelier.

II.3.2.3 Tassements à l'échappée de la queue du bouclier

A l'échappée de la queue du bouclier, il se crée un espace entre le terrain et l'extrados des voussoirs, résultant du cumul :

- De l'espace annulaire le long du bouclier ;
- De l'épaisseur de la jupe qui varie selon son type (simple ou double) et selon le diamètre du tunnel ;
- Du jeu existant entre l'intrados de la jupe et l'extrados des voussoirs pour y loger le joint de queue.

De la bonne maîtrise du comblement de cet espace dépend en très grande partie l'amplitude des tassements en surface.

Les remarques précédentes se rapportent implicitement au cas de la pose des voussoirs sous la jupe. Le recours à des voussoirs expansés posés directement au terrain est d'usage très limité vis-à-vis de la maîtrise des tassements, du fait du déconfinement qu'il occasionne.

II.3.2.4 Tassements dus aux déformations du revêtement

Pour les revêtements en voussoirs préfabriqués en béton, mis en place sous la jupe et subissant la poussée d'avancement des vérins du tunnelier, l'épaisseur nécessaire est telle que les déformations radiales de l'anneau sont de faible ampleur, sous réserve de la bonne qualité de son blocage au terrain.

Dans le cas de revêtements plus flexibles (voussoirs en fonte, par exemple), des déformations significatives peuvent se produire du fait de l'ovalisation de l'anneau et induire des tassements additionnels.

II.3.3 Incidence de la présence d'eau

L'expérience des travaux souterrains est très riche en difficultés, voire en sinistres, dont la cause majeure fût liée à la présence d'eau. On ne rappellera jamais assez que la maîtrise des conditions hydrauliques est une condition nécessaire d'une bonne réalisation d'un ouvrage creusé en souterrain.

Les tassements liés à la présence d'eau dans le massif peuvent être grossièrement décomposés en deux catégories, qui ne sont, en réalité, pas indépendantes.

La première catégorie recouvre les tassements qui accompagnent quasi immédiatement le creusement.

Un rabattement de la nappe, préalable au creusement (drains), ou conséquence du creusement lui-même, peut entraîner des tassements immédiats tant dans des horizons, ou des lentilles, de sols compressibles que dans certains massifs rocheux fissurés. L'incidence de ces rabattements est variable selon leur profondeur et leur rayon d'action :

- localisés, ils sont souvent générateurs de forts différentiels de tassement préjudiciables aux ouvrages avoisinants ;
- de grande étendue, ils sont en général peu sévères (Station Auber du RERA ; Station St Lazare de EOLE).

La présence d'eau au front de taille peut induire des tassements par :

- Effet de gradient hydraulique induisant une dégradation mécanique du terrain (débouillage, érosion) au front et sur les parements de l'excavation et accroissant ses déformations ;
- Facteur aggravant d'instabilités mécaniques préexistantes (lessivage de karsts, etc.) ;
- Dégradation des qualités mécaniques des plateformes induisant, en méthode de creusement séquentielle en particulier, des enfoncements des soutènements et des pertes de confinement des radiers.

La seconde catégorie est celle des tassements différés, sensibles surtout dans les terrains fins compressibles. Du fait de l'excavation, certaines zones de terrain sont soumises à une augmentation des contraintes déviatoriques et il s'en suit localement des développements de surpressions interstitielles ; un fort confinement du front peut conduire au même phénomène, mais sur une plus grande échelle. Du fait de drainages qui se produiront inévitablement durant le creusement et/ou la vie de l'ouvrage, soit par des lits plus perméables du sol, soit à travers l'ouvrage lui-même, il se déclenche un phénomène de consolidation qui affectera l'ensemble du massif drainé, avec des ampleurs accrues dans les zones de forte réduction des pressions interstitielles.

II.4 Limitation des désordres

Le retour d'expérience actuel recommande de prévoir, durant les études, non seulement les mesures de prévention raisonnables à mettre en œuvre avant ou pendant les travaux, mais également les gammes de remèdes éventuels à appliquer en cas de difficultés durant les travaux. Diverses méthodes pour limiter les tassements, ou leur cause, sont décrites ci-après.

II.4.1 Amélioration du bâti

Afin de diminuer la sensibilité du bâti aux mouvements imposés par le creusement, il peut être intéressant de renforcer, avant les travaux de creusement, les structures existantes.

A titre d'exemple, on citera :

- Les chaînages au niveau des fondations pour réduire la sensibilité aux extensions latérales ;
- Les raidisseurs en façades, les ceintures en élévation et les tirants au niveau des planchers, pour réduire les distorsions d'ensemble ;
- Les cadres au droit des ouvertures (portes et fenêtres) pour résister aux distorsions locales ;
- Les cintrages de collecteurs et tunnels.

Pour limiter l'effet des tassements, il peut également être envisagé, sous certains bâtis, et avant le creusement, une reprise en sous-œuvre des fondations pour descendre les charges sous le niveau de creusement de l'excavation future.

II.4.2 Amélioration en creusement par méthode séquentielle

En général, à mesure que le nombre de phases de travail diminue, le volume de tassement peut également diminuer. En fait, le fractionnement des sections ralentit le rythme global de progression, augmente le soutien temporaire et les phases de soutien et, en fin de compte, retarde

l'achèvement des sections. Tous ces éléments peuvent être plus nocifs que les effets positifs provoqués par la réduction de la taille de la zone frontale. Revenons donc à la vieille idée.

Section fendue horizontale = moins d'affaissement.

Les méthodes modernes de forage et de soutènement peuvent réduire ce nombre d'étapes, contribuant ainsi à améliorer la vitesse globale et la sécurité de la progression. Cependant, cette division horizontale est toujours importante, surtout lors de l'utilisation de moyens semi-manuels (petites sections). Dans ce cas, il est conseillé de mettre en place des supports avec des éléments de poids limité afin de pouvoir les bloquer le plus rapidement possible. Si l'instabilité est un problème, l'ajustement de la forme de la section transversale peut améliorer le bilan de masse solide. La face avant, le pourtour et/ou l'ensemble de la façade peuvent également être renforcés selon les besoins. Dans le cas de forage en milieu hydrique, les dispositions prises doivent être complétées par les mesures nécessaires au contrôle du gradient hydraulique.

Ces contre-mesures doivent être prévues dès la conception ou mises en œuvre en exploitation en cas d'instabilité imprévue. Dans le second cas, il est clair que l'avancement du chantier en sera affecté et des frais supplémentaires seront engagés. Le fractionnement de la section d'excavation "à chaud" peut rendre la gestion encore plus difficile et perturber l'économie du projet.

II.4.2.1 Soutènement du front

Dans certains cas plus critiques, un renforcement du front par inclusions permettra d'apporter la résistance en grand nécessaire pour assurer la stabilité. Il est souhaitable que le système soit conçu pour disposer en permanence d'un confinement constant (combinaison d'inclusions de longueurs variables définies selon le pas d'excavation) (Fig.II.10). Les inclusions seront de préférence destructibles par l'engin d'excavation (boulons en fibre de verre ou colonne de Jet-Grouting subhorizontales, par exemple).

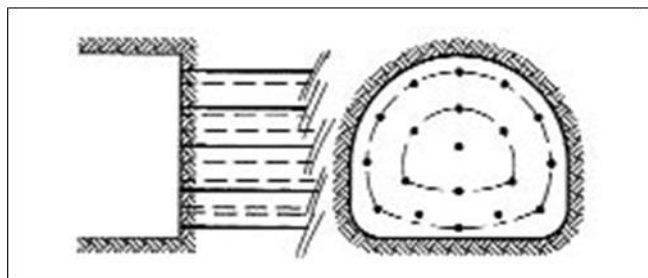


Figure II.10 Soutènement du front

II.4.2.2 Pré-soutènement

Lorsque les études du projet, ou les constats faits en cours d'excavation, laissent prévoir une instabilité grave, c'est-à-dire mettant en jeu largement les terrains situés au-dessus de la calotte, il convient de prendre des mesures plus lourdes.

Si l'amélioration des terrains depuis la surface n'est pas une bonne solution (technique ou économique), il est nécessaire de réaliser un pré-soutènement qui sera installé depuis le front, sur une part ou la totalité du développé, pour être efficace en avant du front. Diverses méthodes sont

employées dans ce but selon la qualité du terrain, la géométrie de l'excavation (hauteur de la section) et les moyens disponibles sur le chantier.

Enfilage en calotte

Cette technique a pour but de limiter les décompressions en calotte immédiatement en avant de la travée en cours de creusement. Elle consiste à mettre en place des barres ou des plaques d'acier longitudinales, à la périphérie du front, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence. Ces barres ou ces plaques, souvent associées à un soutènement par cintres, forment une casquette de faible longueur qui s'appuie sur le dernier cintre posé immédiatement contre le front (Fig.II.11).

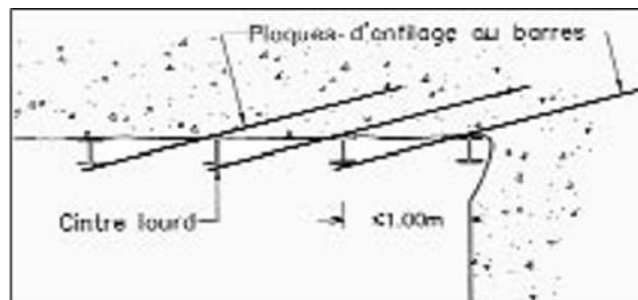


Figure II.11 Enfilage en calotte

Voûte-parapluie

Ce système est une extension du précédent ; il est conçu pour atteindre une longueur de pénétration en avant du front du même ordre de grandeur que sa hauteur, pour limiter les décompressions et se protéger de surfaces de rupture potentielles intéressant toute la section d'excavation.

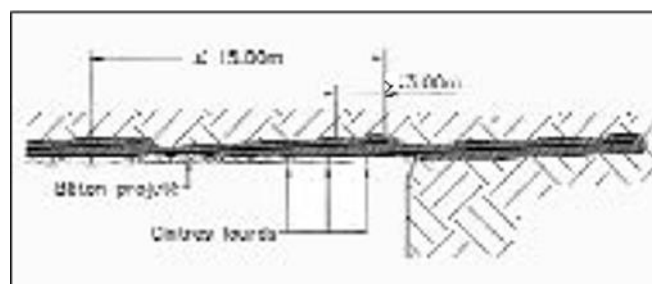


Figure II.12 Voûte-parapluie

Pré-voûte

La méthode de la pré-voûte est une extension du concept de la voûte-parapluie [13, 14].

Elle permet de créer depuis le front, avant chaque passe de terrassement, une coque de 15 à 30 cm d'épaisseur, subparallèle aux génératrices du tunnel. Le soutènement est alors formé de "prévoûtes" successives dont l'emboîtement est modulable en fonction des conditions de terrain (Fig.II.12). Ces prévoûtes peuvent être réalisées en demi - section supérieure, ou en pleine section.

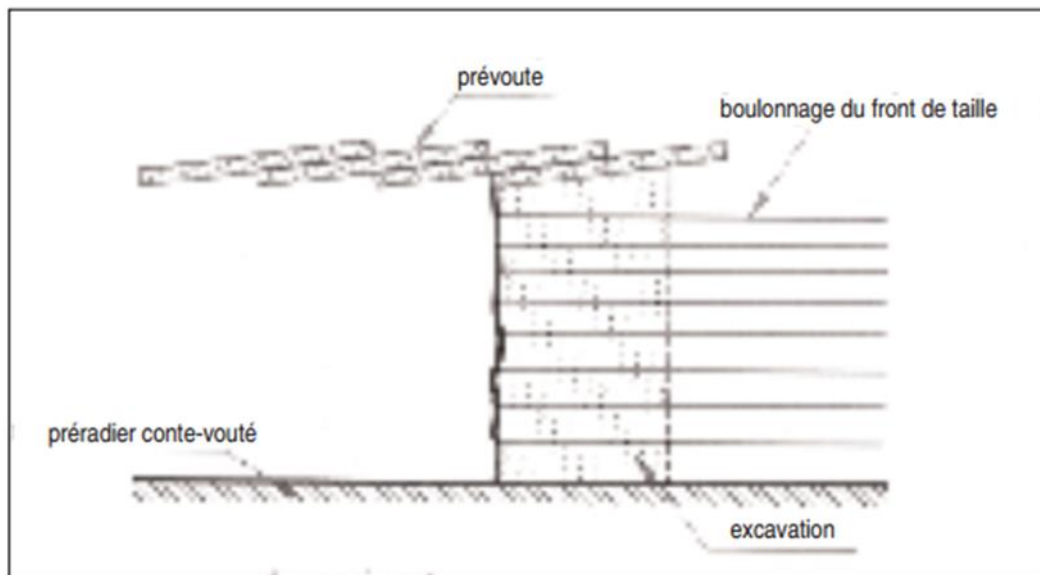


Figure II.13 Prévoûte

II.4.2.3 Soutènement de la voûte

Que le terrain ait nécessité ou non une amélioration ou un ren- forcement avant le creusement de l'excavation souterraine, l'expérience montre qu'en méthode de creusement séquentielle une grande part des tassements peut provenir des mauvaises conditions de mise en œuvre du soutènement.

- Soutènement avec cintres profilés;
- Soutènement avec boulons;
- Béton projeté;
- Voûte active.

II.4.2.4 Reprise en sous-œuvre de la demi-section supérieure

Dans le cas d'excavation en terrain meuble, en section divisée horizontalement, une réduction des tassements liés à l'excavation de la demi-section inférieure peut être obtenue par une reprise en sous-œuvre des charges apportées par le soutènement des parties supérieures de l'excavation, pour les transmettre sous le niveau du futur radier.

Selon la nature des terrains et la structure à reprendre, la reprise en sous-œuvre (Fig.II.14) pourra se faire par micropieux ou par colonnes de Jet-Grouting [15], plus rarement par puits.

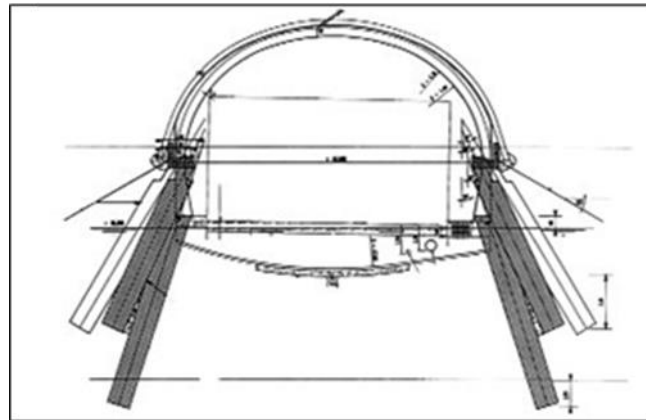


Figure II.14 Reprise en sous-œuvre de demi-section supérieure

II.4.2.5 Contre-voûtes en radier

Lorsque les terrains sont de médiocre qualité par rapport aux contraintes apportées par le creusement, il peut être très efficace de fermer la section à l'issue de chaque phase majeure d'excavation. Ceci peut être obtenu par la mise en place d'un radier provisoire contrevoûté qui sera détruit lors des phases d'excavation ultérieures. Ce radier assure trois fonctions principales:

- Blocage des convergences en piédroits ;
- Confinement du terrain en radier ;
- Amélioration de la capacité portante en base de piédroits.

Ce radier peut être réalisé en béton projeté, avec treillis soudé ; il assure alors également le rôle de béton de roulement. Lorsque le soutènement de la voûte comprend des cintres lourds, il peut être mis en œuvre des contrevoûtes en profilés métalliques liaisonnés aux cintres ; cette solution est souvent moins efficace que la solution avec béton projeté car le confinement apporté au terrain en radier est alors faible, voire inexistant, sauf à rajouter du béton, ce qui rend alors les contrevoûtes métalliques quasi inutiles.

II.4.3 Amélioration en creusement au tunnelier

Le choix d'un mode de creusement au tunnelier dépend de nombreux facteurs techniques et économiques. On se placera ici dans le cas où le tunnelier à confinement du front, avec pose de voussoirs sous la jupe, est rendu nécessaire du fait de la faible qualité mécanique des terrains à traverser. On s'efforcera, dans ce cas, d'agir sur les sources identifiées des tassements et donc de combattre la décompression du terrain :

- Au front et en avant du front ;
- Au-dessus du bouclier ;
- à l'échappée de la queue.

Il est important de rappeler que le succès viendra à la fois des choix techniques et de la disposition sur le chantier d'une équipe d'hommes expérimentés et recouvrant toutes les disciplines mises en jeu dans le fonctionnement complexe d'un tunnelier. Tout ceci a certes un coût élevé, mais au moment du choix de l'entreprise, il conviendra de ne jamais oublier que c'est

le prix à payer pour éviter des coûts autrement difficiles à gérer en cas d'incidents graves en cours de creusement.

II.4.3.1 Réduction de la décompression en avant du front

Au-delà du choix du mode de confinement le plus adapté à telle ou telle situation (pression d'air, de boue ou de terre), qui ne fait pas l'objet du présent document, il convient de rappeler que la maîtrise de la pression de confinement est fondamentale. Atteindre cet objectif n'est pas simple et passe, en particulier, par les quelques moyens suivants :

- Disposer des meilleures informations sur le terrain en avant du front (si la reconnaissance préalable n'a pas permis une connaissance complète des terrains, en particulier dans le cas de terrains renfermant des vides, le tunnelier devra être équipé pour un complément de reconnaissance géophysique et par sondages) ;
- Équiper la machine de capteurs fiables pour saisir toutes les variations des paramètres significatifs dans la chambre de coupe et sur le circuit de marinage, et l'asservir aux indications issues de ces capteurs.

II.4.3.2 Réduction de la décompression le long du bouclier

Cet espace annulaire peut être réduit :

- En limitant au mieux la surcoupe ou en adoptant des outils de surcoupe asservis (surcoupe elliptique) ;
- En réduisant la longueur totale du bouclier, ou en prévoyant une (ou deux) articulation(s), ce qui peut créer d'autres contraintes de guidage ;
- En ayant prévu à la construction de la machine de pouvoir confiner l'espace par injection de bentonite à travers la jupe (la mise en œuvre de l'injection lorsque nécessaire permettra de plus de diminuer les frottements).

La marge de manœuvre demeure cependant réduite car la conception de la machine dépendra des contraintes du projet, des limites technologiques et devra assurer la compatibilité entre les différentes fonctions du tunnelier.

II.4.3.3 Remplissage de l'espace annulaire à l'échappée de la queue

La non création d'un vide est la clé principale de la maîtrise des tassements [16] ; elle passe par deux mesures nécessaires :

- Une injection longitudinale sous pression, par la queue de la jupe avec :
 - Asservissement de l'avancement du tunnelier à la réalisation effective de l'injection,
 - Mise en œuvre de plusieurs lances d'injection réparties sur le pourtour et travaillant simultanément
- Une réduction de l'épaisseur de la jupe et du joint de queue, dans les limites de compatibilité avec l'installation des injecteurs longitudinaux et les autres fonctions de la machine.

Ce système présente l'avantage évident et essentiel (par rapport à une injection à travers les voussoirs) de permettre un com- blement de l'espace annulaire au fur et à mesure de sa

création, c'est-à-dire de l'avancement du bouclier. Encore faut-il, pour que son efficacité soit assurée, que:

- Les paramètres d'injection soient maintenus en permanence au niveau désiré, quelle que soit la vitesse d'avancement du bouclier ;
- Soit maîtrisé le risque de prise du produit d'injection dans les tubulures et dans les joints;
- Ceci peut être obtenu, par exemple, par l'emploi de produits de remplissage sans ciment mais qui présentent une capacité de cimentation du squelette du bourrage (réaction pouzzolanique, par exp.).

II.5 Conclusion

Un seul désordre, même majeur, ne constitue pas systématiquement un risque grave, en revanche, l'association de plusieurs désordres doit être considérée comme préoccupante. Cependant, l'apparition tardive de désordres nécessite toujours de revenir sur les conditions de conception et de réalisation. Il est, donc, primordial de consulter l'intégralité des archives du projet, et notamment les rapports quotidiens des surveillants de chantier.

CHAPITRE III

Méthodes de dimensionnement des tunnels

III. Méthodes de dimensionnement des tunnels

III.1 Introduction

Les ouvrages souterrains présentent la particularité d'être entièrement construits dans un massif de sol (ou de roche). Ces ouvrages souterrains sont dimensionnés à partir de classification des roches. La classification de roche a besoin de connaître le comportement mécanique, ce dernier est une donnée fondamentale. Ils existent de nombreuses méthodes de classification se basant sur différentes paramètres géotechniques et physiques.

Dans ce chapitre, on veut montrer la relation entre le terrain et le soutènement en citant les méthodes de calcul pour choisir le type de dimensionnement.

III.2 Méthodes de dimensionnement

Le dimensionnement de soutènement d'un tunnel peut être réalisé par différentes méthodes selon les hypothèses retenues. Des nombreux outils et méthodes de calcul ont été développés afin de valoriser les sollicitations acquises et le soutènement adéquat.

Dans cette partie on va présenter les méthodes principales de dimensionnement des tunnels et leurs développements. On peut classer ces méthodes dans plusieurs catégories selon les hypothèses principales qui définissent le cadre d'utilisation de chaque méthode.

Parmi ces méthodes, on peut citer :

- Les méthodes empiriques.
- Les méthodes analytiques.
- Les méthodes numériques.

III.2.1 Méthodes empiriques

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux. En effet, l'art des tunnels est demeuré jusqu'à ces vingt dernières années une science essentiellement empirique dont les spécialistes se constituaient un savoir-faire au travers d'expériences passées. Les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées sont :

- Méthode de TERZAGHI.
- Méthode de BIENIAWSKI.
- Méthode de BARTON.
- Recommandations de l'AFTES.

III.2.1.1 Méthode de TERZAGHI

La méthode la plus utilisée fut longtemps la méthode de K. TERZAGUI (1946) qui classe les milieux rocheux en neuf catégories en fonction d'observations qualitatives.

- Calcul du soutènement à partir d'une hauteur de terrain décomprimée (cloche) au-dessus de la voute (Fig. III.1)
- Dimensions de la cloche en fonction des caractéristiques du terrain.

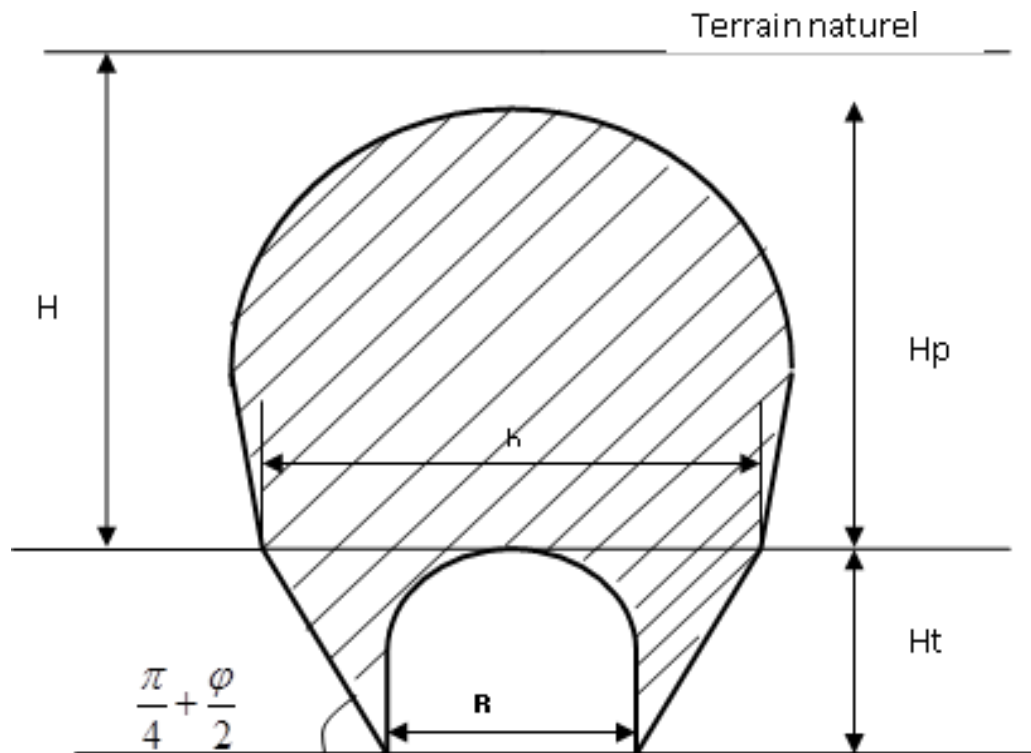


Figure III.1 : Zone décompressée au-dessus d'une cavité [18]

TERZAGHI suppose qu'une certaine quantité de roche ou de sol se décomprime et a tendance à converger vers le tunnel sous l'effet de la gravité.

Pour TERZAGHI, la hauteur de la zone décompressée H_p est estimée en fonction de la hauteur H_t et de la base B du tunnel. Et est donnée par la formule générale :

$$H_p = K(B + H_t)$$

Avec

H_p : Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie B : Largeur de la galerie

H_t : Hauteur de la galerie

K : Coefficient variable avec la nature et la texture du terrain (tableau III.1)

Cette méthode est théoriquement applicable aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture H est supérieur à $1.5 (B + H_t)$.

Tableau III.1 Classification des roches selon TERZAGHI [19]

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

Dans le cas des tunnels profonds, elle peut se déduire de la méthode convergence-confinement à laquelle on aura rajouté, s'il y a lieu, le poids de la zone décomprimée.

III.2.1.2 Méthode de BIENIAWSKI

La classification de Bieniawski a été proposée pour la première fois en 1973. Elle part du principe que le comportement d'un massif rocheux est conditionné par les propriétés de la roche intacte et celles des discontinuités.

Bieniawski a utilisé cinq paramètres pour classer les roches :

- Résistance de la roche
- Fracturation : RQD
- Espacement des joints (tous types de discontinuités : stratification, schistosité, fractures, diaclases)
- Nature des joints
- Venues d'eau

Chaque paramètre reçoit une note pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité du rocher donc et le RMR = somme des notes.

Cette appréciation générale de la qualité du rocher doit ensuite être ajustée pour tenir compte de l'orientation de la fracturation.

III.2.1.2.a Attribution des notes :

Tableau III.2 Paramètres de classification des roches et notes de pondération [18]

| Paramètres | | | coefficients | | | | | | |
|------------|------------------------|--------------------------------------|--|--|--|--|--|----------|---------|
| 1 | Résistance de la roche | Indice de Franklin | >8 MPA | 4-8 MAP | 2-4 MPA | 1-2 MPA | Indice Franklin non utilisable | | |
| | | Résistance à la compression | > 200 MPA | 100-200 MPA | 50-100 MPA | 25-50 MPA | 10-25 MPA | 3-10 MPA | 1-3 MPA |
| | Note | | 15 | 12 | 7 | 4 | 2 | 1 | 0 |
| 2 | R.Q.D. | | 90-100 | 75-90 | 50-75 | 25-50 | < 25 | | |
| | Note | | 20 | 17 | 13 | 8 | 3 | | |
| 3 | Espacements des joints | | >3m | 1-3m | 0,3-1m | 50-300mm | <50mm | | |
| | Note | | 30 | 25 | 20 | 10 | 5 | | |
| 4 | Nature des joints | | Surfaces très rugueuses non continus .En pontes en contact .Epontes non altérées | Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes non altérées | Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes altérées | Surface lustrées ou remplissag e <5mm Joints continus | Remplissage mou >5mm ou joints ouverts > 5mm joints continus | | |
| | Note | | 25 | 20 | 12 | 6 | 0 | | |
| 5 | Venues d'eau | Débit sur 10m | Aucune venue d'eau | | <25l/min | 25-125 l/min | >25l/min | | |
| | | Pression d'eau contrainte principale | 0 | | 0-0,2 | 0,2-0,5 | >0,5 | | |
| | | Hydrogéologie | Complètement sec | | Suintement (eau interstitielle) | Pression d'eau modérée | Problèmes sérieux de venues d'eau | | |
| | Note | | 10 | | 7 | 4 | 0 | | |

Tableau III.3 Note d'ajustement pour l'orientation des joints

| Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel | | | | Direction parallèle à l'axe du tunnel | | Pendage 0-20° |
|--|----------------|--|----------------|---------------------------------------|----------------|---------------|
| Creusement du tunnel dans le sens du pendage | | Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage | | Pendage 45-90° | Pendage 20-45° | |
| Pendage 45-90° | Pendage 20-45° | Pendage 45-90° | Pendage 20-45° | | | |
| Très favorable | Favorable | Moyen | Défavorable | Très défavorable | Moyen | Défavorable |

| Orientation des joints | Très favorable | Favorable | Moyen | Défavorable | Très défavorable |
|------------------------|----------------|-----------|-------|-------------|------------------|
| Note d'ajustement | 0 | -2 | -5 | -10 | -12 |

Tableau III.4 Classe de rocher suivant la classification de Z.Bieniawski [20]

| Note globale | 100 - 81 | 80 - 61 | 60 - 41 | 40 - 21 | <20 |
|---------------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|-------------------------------|---------------------------|
| Classe de rocher et description | 1 Très bon rocher | 2 Bon rocher | 3 Rocher moyen | 4 Rocher médiocre | 5 Rocher très médiocre |
| Temps de tenue moyen | 10 ans pour 5m de portée | 6 mois pour 4 m de portée | 1 semaine pour 3 m de portée | 5 heures pour 1,5 m de portée | 10mn pour 0,5 m de portée |

Tableau III.5 RMR et qualité du massif rocheux suivant la classification de Z.Bieniawski [20]

| Notes RMR | 81 - 100 | 61 - 80 | 41 - 60 | 21 - 40 | < 20 |
|-------------------------------|----------------------------|---------------------------|------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| Classe du massif | A | B | C | D | E |
| Description | Très bonne roche | Bonne roche | Roche moyenne | Mauvaise roche | Roche très médiocre |
| Temps de tenue moyen | 10 ans pour 15 m de portée | 6 mois pour 8 m de portée | 1 semaine pour 5 m de portée | 10 heures pour 2.5 m de portée | 30 minutes pour 0.5 m de portée |
| Cohésion du massif (KPa) | > 400 | 300 - 400 | 200 - 300 | 100 - 200 | < 100 |
| Angle de frottement du massif | > 45° | 35° - 45° | 25° - 35° | 15° - 25° | < 15° |

III.2.1.2.b Choix du type de soutènement

Pour chaque classe de rocher, Z. BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place. [21]

Tableau III.6 Choix de soutènement d'après Z.Bieniawski [18]

| Classe de la roche | TYPE DE SOUTÈNEMENT | | | | | | |
|--------------------|-----------------------------|---|---------------|------------|--|---|-------------|
| | BOULONS D'ANCRAGE (1) | | BETON PROJETE | | | CINTRES METALLIQUES | |
| | Espace-ment | Complément d'ancrage | Voûte | Pié-droits | Complément de soutènement | Type | Espace-ment |
| 1 | GÉNÉRALEMENT PAS NÉCESSAIRE | | | | | | |
| 2 | 1,5-2,0 m | Occasionnellement treillis soudé en voûte | 50 mm | néant | néant | non rentable | |
| 3 | 1,0-1,5 m | treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire | 100 mm | 50 mm | occasionnellement treillis et boulons si nécessaire | cintres légers | 1,5-2,0 m |
| 4 | 0,5-1,0 m | treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits | 150 mm | 100 mm | treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espace-ment | Cintres moyens + 50 mm de béton projeté | 0,7-1,5m |
| 5 | Non recommandé | | 200 mm | 150 mm | treillis soudé boulons et cintres légers | Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement | 0,7 m |

III.2.1.3 Méthode de BARTON

La méthode de Barton est une classification empirique des massifs rocheux. Le principe de cette classification est le même que celui de la classification de Bieniawski, c'est à dire "noter la qualité du massif rocheux par l'intermédiaire de paramètres". La qualité du massif rocheux est représentée par l'indice Q, calculé à partir de six paramètres géotechniques combinés de la façon suivante :

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_N}\right) \times \left(\frac{J_r}{J_a}\right) \times \left(\frac{J_w}{SRF}\right)$$

RQD : est le Rock Quality Designation de Deere.

J_n : est l'expression du nombre de familles principales de discontinuités J_r : caractérise la rugosité des faces des joints.

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

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

SRF : (Stress Réduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif.

Les trois quotients de la formule représentent des caractéristiques particulières du massif rocheux, l'interprétation est la suivante :

$$RQD / J$$

- N : représente la structure globale du massif, ce qui constitue une masse ;
- J_w/SR : consiste le paramètre de réduction due à la présence d'eau J_w qui a un effet néfaste sur la résistance au cisaillement et indirectement quant à l'évaluation de l'état général des contraintes SRF.

La cote Q permet d'évaluer qualitativement la masse rocheuse selon neuf catégories de qualité pour la construction des tunnels comme indique le tableau suivant :

Tableau III.7 *Qualité du massif rocheux selon Barton.*

| Intervalles de valeurs du coefficient Q | Qualité du massif |
|---|-----------------------------|
| 400-1000 | Exceptionnellement bonne |
| 100-400 | Extrêmement bonne |
| 40-100 | Très bonne |
| 10-40 | Bonne |
| 4-10 | Moyenne |
| 1-4 | Mauvaise |
| 0.1-1 | Très mauvaise |
| 0.01-0.1 | Extrêmement mauvaise |
| 0.001-0.01 | Exceptionnellement mauvaise |

• **Détermination du mode de soutènement**

Après avoir calculé par la formule précédente l'indice de qualité Q du rocher, les dimensions et la destination de l'ouvrage aboutissent à l'un des 389 numéros de catégories de leurs soutènements

Le coefficient supplémentaire ESR (Excavation Support Ratio) est un coefficient correcteur de dimension qui varie de 0.8 à 3.5 selon la nature de l'ouvrage et le caractère temporaire ou permanent du soutènement prédimensionné. [21]

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

N. BARTON définit la dimension équivalente de l'ouvrage :

$$De = \frac{\text{largeur ,diamètre ou hauteur (en m)}}{ESR}$$

Avec ESR (Excavation Support Ratio) étant un facteur dépendant de la finalité de l'excavation, autrement dit, du degré de sécurité recherché pour la stabilité. Des valeurs sont suggérées dans le tableau ci- dessous :

Tableau III.8 Excavation Support Ratio (ESR) pour divers types d'ouvrages souterrains [21]

| Type d'excavation | ESR |
|---|-----|
| A.Ouvertures temporaires dans les mines | 3-5 |
| B.Ouvertures permanentes dans les mines Conduites forcées pour usines hydroélectriques Galeries pilotes pour grandes excavations | 1.6 |
| C.Chambres de stockage Tunnels routiers et ferroviaires d'importance mineure Tunnels d'accès Cheminées d'équilibre | 1.3 |
| D.Centrales électriques Tunnels routiers et ferroviaires d'importance majeure Abris souterrains Têtes et intersections de galeries | 1.0 |
| E.Centrales nucléaires souterraines Aménagements sportifs et publics Entreprises | 0.8 |
| Tableau : Excavation Support Ratio (ESR) pour divers types d'ouvrages souterrains | |

Barton a proposé une relation empirique donnant la portée maximale (en mètres) en deçà de laquelle la cavité peut rester stable sans soutènement:

$$\text{Portée non soutenue} = 2. ESR. Q^{0.4}$$

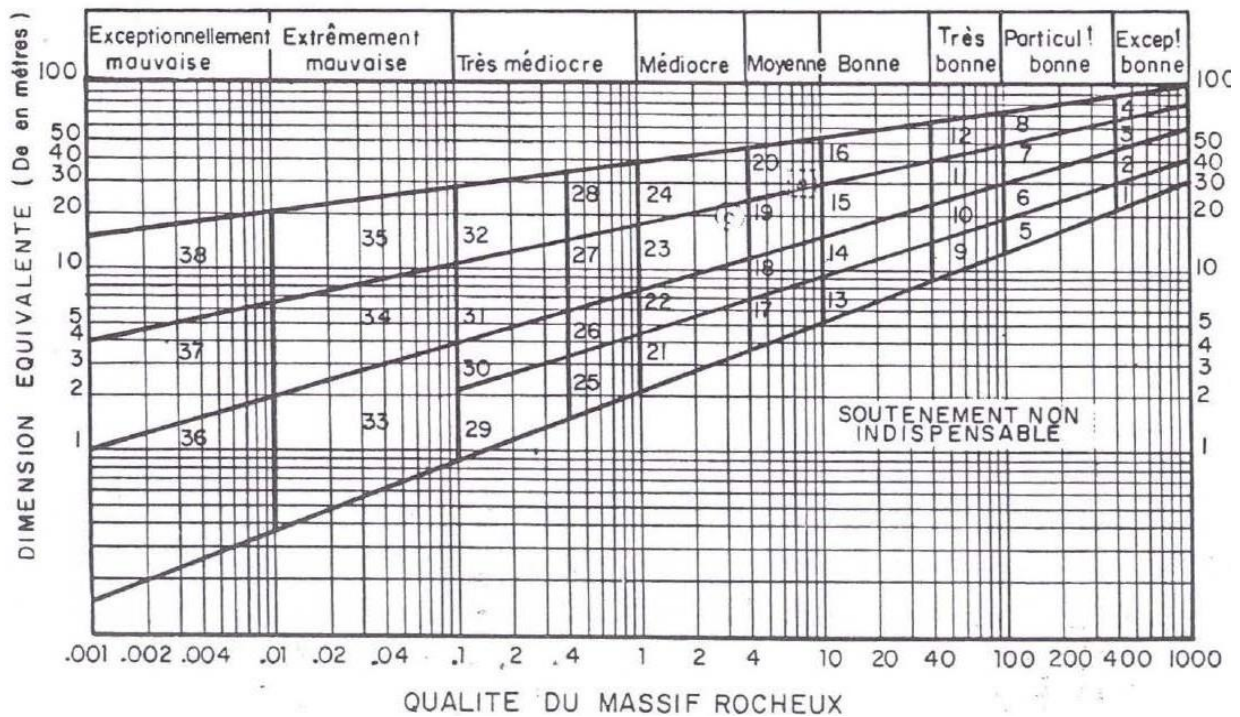


Figure III.2 Relation entre ($Q - D_e$) et les catégories de soutènement [22]

Lorsque la portée d'une excavation excède la portée limite prédite par l'équation ci-dessus, il est nécessaire d'installer un système de soutènement en vue de maintenir le massif rocheux entourant l'excavation dans des conditions acceptables de stabilité. En 1974, Barton, Lien et Lun de ont proposé 38 catégories de support (à base de boulonnage, de béton projeté, de revêtement en béton, ou de toute autre combinaison de ces types de renforcement) en fonction des paramètres Q et de D_e . Ces catégories sont déterminées à l'aide de la valeur de Q , et du quotient D_e .

III.2.1.4 Recommandations de l'AFTES

Les recommandations de l'AFTES, pour une description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains, ne s'apparentent pas à une classification, puisqu'elles se refusent à donner une note au massif rocheux par combinaison de plusieurs paramètres. Leur principe repose sur la description du massif rocheux, en étudiant ses caractéristiques en fonction de plusieurs paramètres, pris indépendamment les uns des autres. Ainsi, selon la spécificité du projet, chaque paramètre peut ne pas avoir le même poids pour le résultat final.

Parmi les paramètres retenus comme pertinents par le groupe de travail de l'AFTES, on peut citer :

- La résistance de la roche.
- L'indice de continuité de la roche.
- L'état d'altération.
- L'indice global de densité de discontinuité.
- Le nombre de familles de discontinuités.
- L'espacement des discontinuités de chaque famille.

- L'orientation des discontinuités.
- La charge hydraulique.
- La perméabilité du massif.
- L'état des contraintes naturelles.

III.2.1.4.a Paramètres utiles à la description du massif

- Charge hydraulique :

Tableau III.9 classes de la charge hydraulique initiale

| CLASSES | VALEURS DE LA CHARGE HYDRAULIQUE INITIALE H (comptée en mètres au dessus du radier du tunnel) | TERMES DESCRIPTIFS DE LA CHARGE HYDRAULIQUE |
|---------|---|---|
| H 0 | Niveau situé en dessous du radier | Charge nulle |
| H 1 | < 5 | Charge faible |
| H 2 | 5 à 20 | Charge moyenne |
| H 3 | 20 à 100 | Charge forte |
| H 4 | > 100 | Charge très forte |

Tableau III.10 Classes de la perméabilité du massif [22]

| CLASSES | VALEURS DE LA PERMEABILITE DU MASSIF K_M (m/s) | TERMES DESCRIPTIFS DE LA PERMEABILITE DU MASSIF |
|---------|--|---|
| K 1 | < 10^{-8} | Perméabilité faible |
| K 2 | 10^{-8} à 10^{-6} | Perméabilité moyenne |
| K 3 | 10^{-6} à 10^{-4} | Perméabilité forte |
| K 4 | > 10^{-4} | Perméabilité très forte |
| K 5 | Pratiquement infinie | De type karstique |

- Perméabilité :
- Résistance de la roche :

Tableau III.11 classification de la résistance d'un terrain

| CATEGORIE | DESIGNATION | EXEMPLES | Rc (MPa) |
|-----------------------|---------------------------------|--|----------|
| R₁ | Roche de résistance très élevée | Quartzites, basaltes de résistance élevée | > 200 |
| R_{2a} | | Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance | 200 à 60 |

| | | | |
|-----------------------|--|--|----------|
| R_{2b} | Roche de résistance élevée | Granits, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolités , marbres, dolomies | 120 à 60 |
| R_{3a} | Roche de résistance moyenne | Dolites, marbres, dolomies, conglomérats compacts, grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss | 60 à 40 |
| R_{3b} | | Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne | 40 à 20 |
| R₄ | Roche de faible résistance | Marnes compactes, conglomérats peu consistants, schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie | 20 à 6 |
| R_{5a} | Roche de très faible résistance et Sols cohérents consolidés | Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées | 6 à 0,5 |
| R_{5b} | | Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés | < 0,5 |
| R_{6a} | Sols plastiques ou peu consolidés | Marnes altérées, argiles franches, sables argileux, limons fins | - |
| R_{6b} | | Tourbes silts, vases peu consolidées, sables fins sans cohésion | |

Altérabilité - gonflement de la roche :

- Gonflement: rechercher la présence de minéraux gonflants (argiles, hydroxydes, sulfates, anhydrite)
- Altérabilité : rechercher la présence de minéraux sensibles : à l'eau (feldspaths, micas, gypse), au gel, aux variations de contraintes (essais spécifiques à réaliser).
- Contraintes naturelles dans le cas des roches

La nécessité de soutènement dépend du rapport entre les contraintes initiales et la résistance à la compression uniaxiale de la roche soit σ_c/σ_0 :

Tableau III.12 Classes de l'état des contraintes naturelles dans le cas des roches

| CLASSES | RAPPORT σ_c / σ_0 | DESCRIPTION DE L'ETAT DES CONTRAINTES NATURELLES |
|---------|-------------------------------|--|
| CN 1 | > 4 | Faible (a) |
| CN 2 | 4 à 2 | Moyen (b) |
| CN 3 | < 2 | Fort (c) |

- Classe CN1 : la résistance de la roche est suffisante pour assurer la stabilité ; un soutènement peut être cependant rendu nécessaire par la présence de discontinuités.
 - Classe CN2 : des ruptures peuvent se produire sur les parois.
 - Classe CN3 : la résistance de la roche est nettement insuffisante.
- Contraintes naturelles dans le cas de sols

L'influence de la profondeur est nettement moins ressentie que dans le cas des sols. Néanmoins lorsque la contrainte initiale dépasse les 10 MPa on considère qu'elle a une influence c'est-à-dire que la couverture est grande.

III.2.1.4.b Utilisation de la classification AFTES dans le choix d'un soutènement

Différents tableaux correspondants aux différents critères importants, et précisant si tel type de soutènement est plus ou moins bien adapté vis-à-vis de ce critère

- | | |
|-------------------------------------|---|
| <input checked="" type="checkbox"/> | soit particulièrement recommandé (nettement favorable) |
| <input type="checkbox"/> | soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable) |
| <input checked="" type="checkbox"/> | soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable) |
| <input checked="" type="checkbox"/> | soit en principe impossible (nettement défavorable). |

La superposition des résultats relatifs à chacun des critères doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié.

- Critère : Comportement mécanique

| Tableau:1 Comportement mécanique | | | Pas de soutènement | Béton projeté | Boulons | | | | Cintres | | Voussoirs | | Tubes préforés | Bouclier ou pousse tube | Procédés spéciaux | | |
|-------------------------------------|---|---|--------------------|---------------|--------------------|------------------|----------------|--------|-------------------|--------------------------|-----------|-----------|----------------|-------------------------|-------------------|-------------|--|
| R | 1 | 2 | | | à ancrage ponctuel | à ancrage réparé | barres foncées | lourds | légers coulisants | plaques métal assemblées | béton | Injection | | | Air comprimé | Congélation | |
| | | | | | | • | | | | | | | | | | | |
| R 1 | | | • | | | | | | | | | | | | | | |
| R 2a | | | • | | | | | | | | | | | | | | |
| R 2b | | | • | | | | | | | | | | | | | | |
| R 3a | | | • | | | | | | | | | | | | | | |
| R 3b | | | • | | | | | | | | | | | | | | |
| R 4 | | | × | | | | | | | | | | | | | | |
| R 5a | | | × | | | | | | | | | | | | | | |
| R 5b | | | × | | | | | | | | | | | | | | |
| R 6a | | | × | | | | | | | | | | | | | | |
| R 6b | | | × | | | | | | | | | | | | | | |

LEGENDE Enf : avec enfilage Bif : avec blindage du front Bcl : avec bouclier

Tableau III.13 Critère de comportement mécanique

- Critère : Discontinuités

Tableau III.14 Critère de Discontinuités

| Tableau:2 Discontinuités (Cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage) 1/Matériaux rocheux (R1 à R4) | | | Pas de soutènement | Béton projeté | Boulons | | | | Cintres | | Voussoirs | | Tubes préforés | Bouclier ou pousse tube | Procédés spéciaux | | |
|---|-------------|----------------|--------------------|---------------|--------------------|------------------|----------------|--------|-------------------|--------------------------|-----------|-----------|----------------|-------------------------|-------------------|-------------|--|
| Nombre de familles | Orientation | espacement (1) | | | à ancrage ponctuel | à ancrage réparé | barres foncées | lourds | légers coulisants | plaques métal assemblées | béton | Injection | | | Air comprimé | Congélation | |
| N1 | | | • | | | | | | | | | | | | | | |
| N2 | Or2 ou Or3 | S1 à S3 | • | | | | | | | | | | | | | | |
| N2 N3 ou N4 | quelconque | S1 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | S2 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | S3 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | S4 | × | | | | | | | | | | | | | | |
| N5 | | | × | | | | | | | | | | | | | | |

2 / Sols (R5 et R6)

sans objet

NOTA : 1 / Pour la famille la plus dense
2 / Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE : Gr : avec grillage continu
Bp : avec béton projeté
Bl : avec blindage bois ou métallique

- Critère : Altérabilité – gonflement

Tableau III.15 Critère d'Altérabilité et gonflement

| Tableau:3 Altérabilité - gonflement | Pas de soutènement | Béton projeté | Boulons | | | Cintres | | Voussoirs | | Tubes préforés | Bouclier ou pousse tube | Procédés spéciaux | | |
|--|--------------------|---------------|--------------------|-------------------|----------------|---------|--------------------|--------------------------|-------|----------------|-------------------------|-------------------|--------------|-------------|
| | | | à ancrage ponctuel | à ancrage réparti | barres foncées | lourds | légers coulissants | plaques métal assemblées | béton | | | Injection | Air comprimé | Congélation |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| Terrains susceptibles de délitage | × | • | Gr..Bp | Gr..Bp | Bl..Bp | Bl..Bp | Bl..Bp | • | • | | | | | |
| Terrains susceptibles de dissolution (1) | × | • | × | × | × | Bl | Bl | • | • | | | | | • |
| Terrains gonflants | × | • (2) | × | Bp | Bp | Bl..Bp | Bl..Bp | • | • | | | | | |
| Autres terrains | | | | | | | | | | | | | | |

NOTA : 1/ Dans la mesure où ils sont placés dans des conditions où le risque existe (circulations d'eau).

2/ Le béton n'est recommandé qu'en absence de circulations d'eau dans le terrain

LEGENDE : Gr : avec grillage continu
 Bp : avec béton projeté
 Bl : avec blindage métallique ou bois

- Critère : Hydrogéologie

Tableau III.16 Critère d'Hydrogéologie

| Tableau:4 Hydrologie | | | Pas de soutènement | Béton projeté | Boulons | | | Cintres | | Voussoirs | | Tubes préforés | Bouclier ou pousse tube | Procédés spéciaux | | |
|-------------------------|----------------|--------------|--------------------|---------------|--------------------|-------------------|----------------|---------|--------------------|--------------------------|-------|----------------|-------------------------|-------------------|--------------|-------------|
| Roches R1 à R4 | Charge | Perméabilité | | | à ancrage ponctuel | à ancrage réparti | barres foncées | lourds | légers coulissants | plaques métal assemblées | béton | | | Injection | Air comprimé | Congélation |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Hors d'eau | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Roches R1 à R4 | H1 | K1 K2 ou K3 | Dr | • | • | × | • | • | | | | | | × | | |
| | | K4 | × | • | × | • | • | | | | | | | • | | |
| Soils R5 et R6 | H2 ou H3 | K1 ou K2 | Dr | • | • | × | • | | | | | | | × | | |
| | | K3 ou K4 | × | • | • | × | • | | | | | | | • | | |
| | H1 H2 ou H3 | K1 ou K2 | Dr | × | × | × | • | • | • | • | | | | × | | |
| | | K3 | × | × | × | × | Enf | Enf | Enf | Bcl | • | • | • | • | • | • |
| | K4 | × | × | × | × | Enf Bif | Enf Bif | Enf Bif | Bcl Bif | • | • | • | • | • | • | • |

NOTA : 1/ Scellement au mortier ou aux résines spéciales à durcissement en présence d'eau
 2/ ou bentonite (préférable dans les cas de très forte perméabilité)

LEGENDE : Dr : avec drainage
 Enf : avec enfilage
 Bif : avec blindage front
 Bcl : avec bouclier

- Critère : Couverture

Tableau III.17 Critère de Couverture

| Tableau:5 Couverture | | Pas de soutènement | Béton projeté | Boulons | | | Cintres | | Voussoirs | | Tubes préforés | Bouclier ou pousse tube | Procédés spéciaux | | |
|--------------------------------|--------------------|--------------------|---------------|--------------------|-------------------|----------------|---------|-------------------|--------------------------|-------|----------------|-------------------------|-------------------|--------------|-------------|
| | | | | à ancrage ponctuel | à ancrage réparti | barres foncées | lourds | légers coulisants | plaques métal assemblées | béton | | | Injection | Air comprimé | Congélation |
| | | | | | | | | | | | | | | | |
| Roches R1 à R4 | Couverture < D | × | | × | × | × | • | • | | | | × | | × | |
| | CN1 | • | | | | | | | | | | × | | | |
| | CN2 | × | | | | | | | | | | × | | | |
| | CN3 | × | × | Sf | Sf | × | Sf | Sf | Sf | Sf | Sf | × | | | |
| Sols R5 et R6 | Couverture < 1,5 D | × | × | × | × | × | • | • | • | • | • | • | • | • | • |
| | σ° modéré | × | × | × | × | × | | | | | | | | | |
| | σ° > 10 MPa | × | × | × | Sf | Sf | Sf | Sf | Sf | • | Sf | Sf | • | | |

LEGENDE

Sf: avec soutènement du front (éventuel)

- Critère : Dimensions de la galerie et environnement

Tableau III.18 Critère de dimensions de la galerie et environnement

| Tableau:6 Dimension de la galerie | | Pas de soutènement | Béton projeté | Boulons | | | Cintres | | Voussoirs | | Tubes préforés | Bouclier ou pousse tube | Procédés spéciaux | | |
|---|--|--------------------|---------------|--------------------|-------------------|----------------|---------|-------------------|--------------------------|-------|----------------|-------------------------|-------------------|--------------|-------------|
| | | | | à ancrage ponctuel | à ancrage réparti | barres foncées | lourds | légers coulisants | plaques métal assemblées | béton | | | Injection | Air comprimé | Congélation |
| | | | | | | | | | | | | | | | |
| D < 2,50 m | | | × | × | × | × | • | • | | | | • | | | |
| 2,50 m < D < 10 m | | | | | | | | | | | | (1) | | | |
| D > 10 m | | | Bo | • | • | | × | Bo, Rev | | | | × | (1) | | |

NOTA : 1/ Pousse tube en principe à exclure pour D > 4 m

LEGENDE: Bo : avec boulonnage obligatoire

Rev : avec mise en place rapprochée du revêtement définitif

III.2.2 Les méthodes analytiques

Afin de s'affranchir des difficultés rencontrées dans l'emploi des méthodes empiriques, des travaux ont été effectués en utilisant des formulations analytiques basées sur les équations de la mécanique.

Depuis une vingtaine d'années, les méthodes d'estimation des déplacements engendrés par le creusement d'un tunnel ont beaucoup progressé, et au-delà des méthodes empiriques certains

auteurs se sont intéressés à l'expression du champ de déplacements dans le massif autour du tunnel. Ces méthodes moyennant un certain nombre de simplifications dans la forme du soutènement, les modèles de comportement et les types de chargement donnent directement des résultats en termes de déplacements et d'efforts sont beaucoup moins utilisées maintenant compte tenu du développement des méthodes de résolution numérique.

Les méthodes analytiques se basent sur des hypothèses simples visant à simplifier la modélisation du problème rencontré. Ces simplifications portent sur les hypothèses suivantes :

- La géométrie : le tunnel est supposé à section circulaire et d'axe horizontal.
- La stratigraphie : on ne prend en compte qu'une seule couche de terrain supposée homogène.
- La loi de comportement du sol : supposée élastique linéaire ou élasto-plastique.
- L'état initial de contraintes est supposé isotrope et homogène.
- Les formules sont exprimées dans le plan et dans le cadre des petites déformations.
- Parmi ces méthodes on distingue :
 - La méthode analytique élastique ;
 - La méthode analytique élasto-plastique ;
 - La méthode des réactions hyperstatiques ;
 - La méthode du solide composite ;
 - La méthode convergence-confinement

III.2.2.1 La méthode analytique élastique

Les méthodes analytiques élastiques traitent l'entourage de l'excavation comme un milieu élastique. La plupart de ces méthodes utilisent les hypothèses susmentionnées, et leur calcul se fait par ces étapes :

- Calcul des contraintes et des déplacements dans le sol dus aux champs initiaux des contraintes. Ensuite les déplacements initiaux.
- Calcul de la contrainte total et le champ de déplacement supplémentaire dans le sol ainsi que les contraintes de contact à l'interface sol-soutènement.
- Calcul des forces internes dans le soutènement (M_s, T_s).

Ces trois étapes de calcul ci-dessus mènent aux équations finales qui donnent le déplacement radial, le déplacement tangentiel, effort axial et le moment dans le soutènement.

III.2.2.2 La méthode analytique élasto-plastique

Les méthodes analytiques élasto-plastiques rendent en compte le développement d'une zone plastique autour de la cavité souterraine due de l'excavation du tunnel.

III.2.2.3 La méthode des réactions hyperstatiques

Cette méthode de calcul qui est appliquée depuis longtemps tend à faire place à des méthodes plus réalistes telles que la méthode convergence – confinement ou les méthodes aux

éléments finis. Elle reste cependant une approximation courante (et économique) dans le cas des ouvrages construits en terrain meuble ou en rocher fracturé sous faible ouverture et avec des soutènements traditionnels lourds.

Elle peut être utilisée en association avec d'autres méthodes. Par exemple, dans le cas d'un soutènement non circulaire, on peut déterminer les poussées de terrain par la méthode convergence–confinement en supposant le soutènement circulaire puis introduire ces poussées dans un calcul par la méthode des réactions hyperstatiques qui modélise la géométrie exacte du soutènement.

III.2.2.3.a Principe de la méthode

Dans la méthode des réactions hyperstatiques on étudie le comportement du revêtement sous l'action des charges extérieures. On distingue alors des charges dites « actives » qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (charges et surcharges intérieure ou extérieure, poussée du terrain) et des charges dites « passives » qui sont les réactions hyperstatiques (ce sont classiquement les réactions de butée du terrain). Les déformations et les efforts (M, N, T) du revêtement sont calculés par les méthodes classiques de la résistance des matériaux en assimilant celui-ci à un portique, un arc, une coque ou une structure de barres.

Les déformations du terrain et les efforts de butée correspondants sont souvent estimés à partir de la notion schématique de module de réaction K ou sont calculés par la notion de la résultante des charges verticales et la poussée horizontale, c'est-à-dire que l'on suppose que la réaction en un point est uniquement fonction du déplacement de ce point et généralement même lui est proportionnelle. Le coefficient K dépend des caractéristiques du terrain mais aussi du rayon moyen de l'excavation et de sa forme.

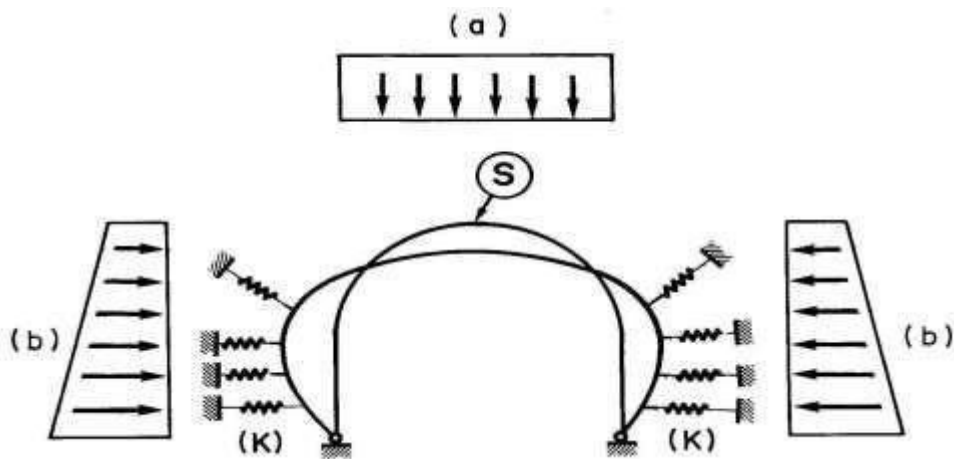


Figure III.3 Schématisation de la méthode des réactions hyperstatiques

(s) : modélisation du soutènement ou du revêtement

(a) et (b) : poussée active du terrain ne dépendant pas de la déformation de (s)

Q : réaction hyperstatique du terrain : elle s'ajoute à la poussée active et vaut en chaque point de (s) : $q = K \cdot u$

Où u est le déplacement du contact soutènement-terrain vers l'intérieur du massif (butée). Si u est négatif (convergence du revêtement ou décompression du terrain), la réaction hyperstatique est généralement nulle par hypothèse.

Où K est le coefficient de raideur du terrain, il dépend des caractéristiques du terrain et de la forme d'excavation

III.2.2.4 La méthode du solide composite

Cette méthode grâce à l'utilisation de modèles par éléments finis, permet d'étudier le comportement de l'ensemble terrain-revêtement considéré comme un solide composite. On impose des conditions limites au modèle (à des distances de 5 à 10 fois le diamètre du tunnel, on considère comme nuls les déplacements dus au creusement), puis on découpe ce solide en sous domaines disjoints, avant de passer à la phase calcul. Dans les modèles les plus courants, on considère un soutènement déjà mis en place lors de l'application du chargement initial. Pour pouvoir passer d'une première approximation, à une modélisation plus fine, il faut utiliser d'autres modèles qui prennent en compte le phasage de l'excavation.

III.2.2.4.a La méthode de convergence-confinement

La méthode convergence-confinement est née suite au succès de la NATM (New Austrian Tunneling Method) dans les années 70. Son élaboration complète remonte au tout début des années 80. Elle conduit un pré dimensionnement satisfaisant du soutènement, et à une orientation au stade de l'avant-projet sur le choix des caractéristiques de soutènement et donne l'ordre de grandeur des déformations à atteindre.

La méthode convergence-confinement permet d'analyser l'interaction entre le massif et le soutènement par opposition aux anciennes méthodes qui remplaçaient le massif par un système de charges agissant a priori sur le soutènement ou qui ne considéraient pas les phases d'excavation. C'est une méthode de dimensionnement de tunnels simple pour tenir compte des conditions de mise en œuvre du soutènement derrière le front de taille au prix d'une simplification des lois de comportements et d'une homogénéisation d'un certain nombre de zone du massif. Elle permet de simuler le creusement du tunnel avec la mise en place du soutènement par un modèle en déformation plane dont le principe est très simple.

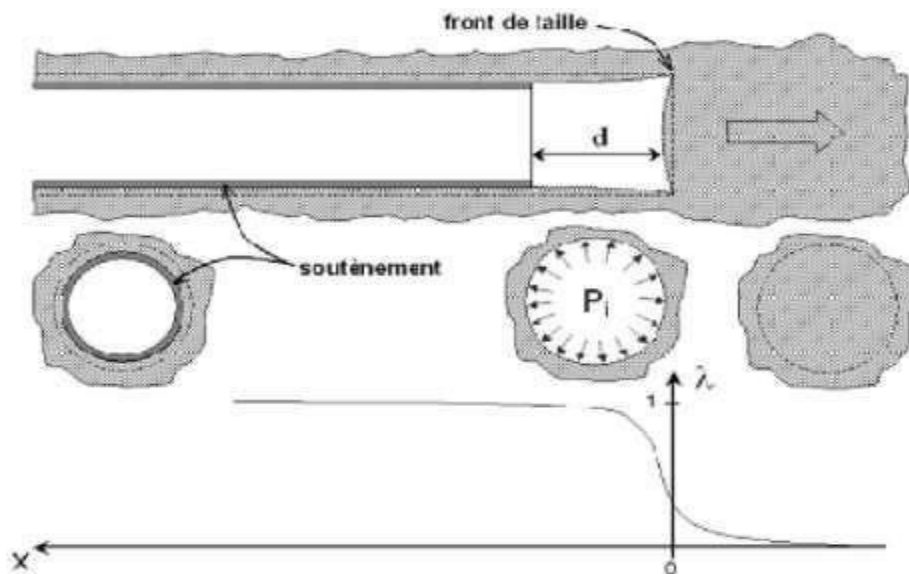


Figure III.4 Convergence-confinement

III.2.2.4.b Le principe général 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, il est supposé, que cette dernière est remplie d'un liquide à une pression P_i correspondant à l'état initial isotrope P .

1. Comportement du massif

En diminuant la pression, on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif. Cette pression est diminuée depuis la valeur 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.

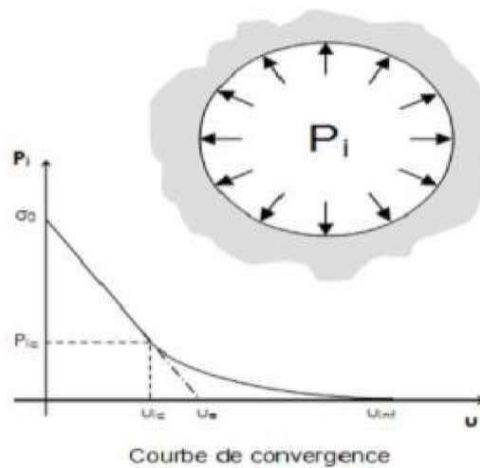


Figure III.5 Comportement du massif (déchargement)

2. Comportement du soutènement

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

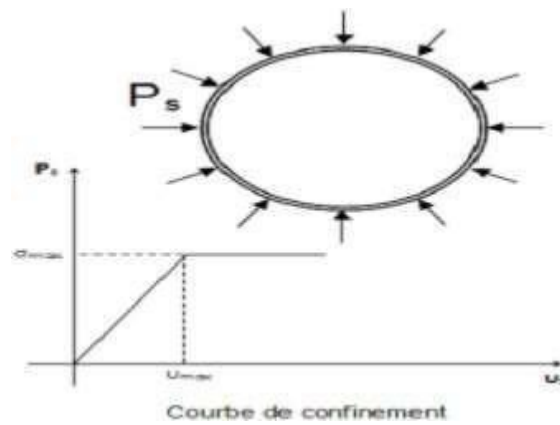


Figure III.6 : Comportement du soutènement (chargement)

3. L'équilibre final

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

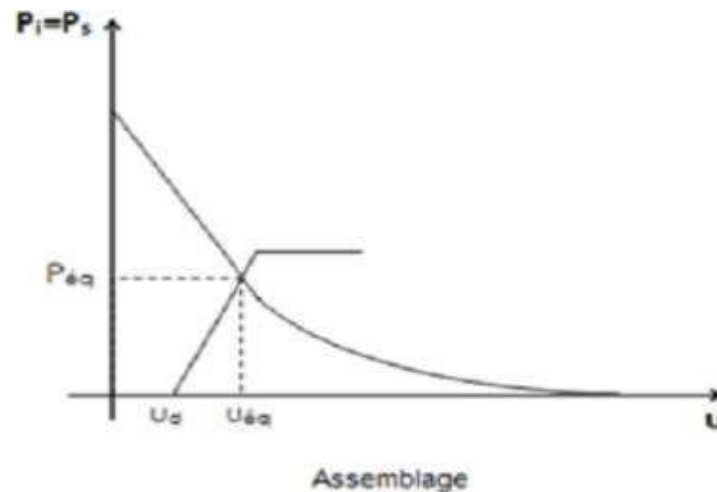


Figure III.7 : Equilibre final (assemblage terrain + soutènement)

III.2.3 Les méthodes numériques

La méthode des éléments finis consiste à déterminer, en lieu et en place de l'ouvrage réel, les déplacements finis de points matériels (nœuds) appartenant à un ensemble de corps mécaniques simplifiés (éléments finis) et assemblés aux nœuds d'un maillage. Elle repose sur deux hypothèses simplificatrices :

- Les éléments sont exclusivement assemblés aux nœuds.
- Les déplacements à l'intérieur d'un élément sont interpolés à partir des déplacements aux nœuds.

Ce type de calcul nécessite un certain nombre de choix adaptés au problème rencontré, concernant en particulier :

- Le modèle de l'espace de travail (unidimensionnel, bidimensionnel, axisymétrique, tridimensionnel).

- L'échelle de la modélisation.
- Les éléments finis (éléments barres, poutres, plaques, coques, volumiques).
- Les modèles qui régissent le comportement des éléments considérés.
- La géométrie, la densité et les limites du maillage.
- Les conditions aux limites (liaisons et chargements).
- Le type d'analyse (linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique).
- Cette méthode de résolution consiste donc à transformer un système d'équations différentielles en un système d'équations algébriques inversible autorisant le calcul des inconnues.

III.2.3.1 Principe de calcul par la méthode des éléments finis

Le calcul par éléments finis peut être réalisé en 2 ou 3 dimensions. Dans le cas d'un calcul 2D, il est usuel d'utiliser le taux de dé confinement, issu de la méthode convergence confinement pour tenter de simuler l'effet tridimensionnel. Très schématiquement, les observations suivantes peuvent être faites :

- Le terrain peut être finement modélisé. Les programmes disponibles offrent un choix très large de lois de comportement, avec en particulier, l'élasticité linéaire ou non, l'élasto-plasticité avec ou sans écrouissage, les modèles radoucissant, la viscoélasticité etc. Les calculs sont effectués en contraintes totales ou en contraintes effectives et de plus en plus les possibilités de couplage hydromécanique sont accessibles.
- Le calcul par éléments finis permet de représenter la géométrie exacte des soutènements, d'utiliser leurs caractéristiques mécaniques précises tout en les faisant éventuellement varier au cours du temps. Il est possible de considérer aussi bien les éléments surfaciques que les éléments linéaires et ponctuels tels les cintres ou les boulons. Le programme détermine alors les sollicitations dans chacun de ces éléments de structure.
- Il est possible, surtout en tridimensionnel, de représenter de façon satisfaisante le déroulement du chantier, et les phases successives de creusement et de soutènement. Le calcul 3D est la solution la plus adaptée pour tenir compte du caractère véritablement tridimensionnel des tunnels.

En conclusion, la méthode des éléments finis est un outil performant et bien adapté pour prendre en compte tout le processus de creusement et de soutènement ; les difficultés de mise en œuvre tiennent essentiellement à l'évaluation des hypothèses et en particulier des caractéristiques du terrain et du soutènement.

Dans bien des cas, il est souhaitable de recourir à des approches paramétriques pour juger plus précisément de l'influence d'une variation des données introduites.

III.2.4 Conclusion

Dans ce chapitre, on a abordé les méthodes principales du calcul et du dimensionnement des tunnels à partir de classifications des massifs rocheux, ces méthodes de calcul reposent sur des considérations théoriques, empiriques et numériques.

Les méthodes empiriques globales telle que la classification de l'AFTES permettent d'orienter le choix du type de soutènement, mais ne suffisent pas à vérifier la stabilité du tunnel.

Les méthodes analytiques, telle que la méthode de convergence-confinement, servent souvent d'approche pour l'utilisation ultérieure de méthodes numériques plus précieuses, telles que la méthode des éléments finis par exemple.

Le principe commun des méthodes numériques réside dans la discrétisation de l'espace du problème étudié et dans la résolution des certains nombres d'équations pour obtenir la solution.

L'avantage commun de ces méthodes c'est qu'elles soient appliquées pour des ouvrages souterrains dans des milieux continue (élément finis, éléments frontières) ou discontinu (éléments distincts).

CHAPITRE IV
Méthodes de réalisation des
tunnels

IV. Méthode de réalisation des tunnels

IV.1 Introduction

Les tunnels peuvent être creusés dans différents types de matériaux, depuis l'argile jusqu'aux roches les plus dures, et les techniques d'excavation dépendent de la nature du terrain. Quelques notions de base sont nécessaires avant de parler à proprement dit des techniques de construction des tunnels. Toute construction dépend du lieu où elle va être réalisée. Pour les tunnels, il faut donc prendre en compte diverses données, comme le type de sol, la stabilité de celui-ci, la profondeur à laquelle on souhaite arriver, etc. C'est ainsi que les techniques de construction doivent tenir compte de l'hydrologie et la géologie du sol. Pour déterminer les caractéristiques du sol.

IV.2 Creusement

IV.2.1 Méthodes traditionnelles

IV.2.1.1 Méthode d'abattage à l'explosif

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les massifs rocheux loin des agglomérations, 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 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).

Le traçage du plan de tir (Fig.IV.1) souvent commun aux opérations de pilotage de la galerie (implantation et vérification de l'axe de la galerie, contrôle du pourtour de l'excavation) est exécuté sur la base d'un plan de tir théorique adapté aux conditions particulières du front de taille (fracturation, hétérogénéité, hors profil et en profil), et à la qualité des roches rencontrées. Pour améliorer la qualité du traçage et pour réduire les délais nécessaires à cette opération, il est procédé à une projection de plan de tir théorique au moyen d'un appareil optique installé en galerie à proximité du front de taille. Le dernier développement consiste à mémoriser le plan de tir dans un logiciel de perforation automatique au moyen d'un ordinateur embarqué sur le jumbo de foration [1].

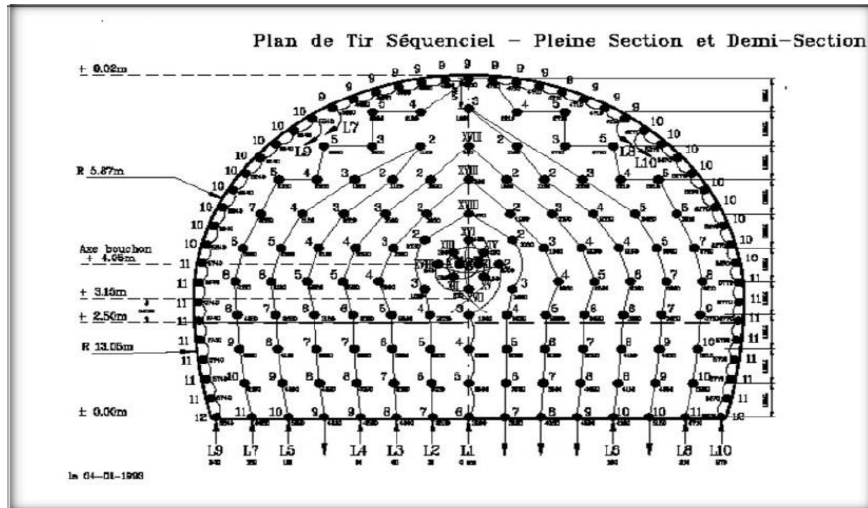


Figure IV.1 : Plan de tir séquentiel

La perforation des trous de mine de la volée s'effectue au moyen d'outils perforateurs qui suivant les dimensions de la section à réaliser sont soit simplement montés sur des poussoirs (marteaux-poussoirs), soit montés sur des bras à glissière constituant ainsi des jumbos de forage automoteur de 2 à 5 bras avec nacelle [1].

IV.2.1.2 Creusement à l'attaque ponctuelle

Ces techniques sont en général exécutées à l'aide des bras montées sur un châssis automoteur à chenilles (Fig.IV.2). Ce châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne [24].



Figure IV.2 : : Machine à attaque ponctuelle

Dans les machines à attaque transversale, la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras (Fig 1V.3). Dans les machines à attaque radiale, la fraise, appelée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front (Fig 1V.4).

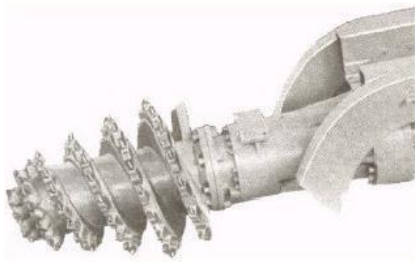


Figure IV.3 Bras à attaque transversale



Figure IV.4 Bras à attaque radiale

Dans le premier cas, le creusement de chaque volée commence par l'exécution d'une sorte de forage perpendiculaire à la surface du front permettant à la fraise de pénétrer dans le terrain et se poursuit par un fraisage progressif des parois de ce pré-creusement. Dans le deuxième cas, le creusement se fait en principe toujours par fraisage tangentiel à la surface cylindrique du « tambour » [24].

IV.2.1.3 Creusement par le pré découpage mécanique

C'est une méthode utilisée fréquemment pour l'excavation en sol meuble.

IV.2.2 Excavation avec la nouvelle méthode autrichienne NATM

En ingénierie, il existe plusieurs méthodes de creusement de tunnel, le choix de la méthode dépend de certain paramètre, nature de sol ou de roche, la géométrie de tunnel, environnement, le niveau de la nappe phréatique...on distingue trois méthodes de creusement :

- Méthode à pleine section.
- Méthode à demi-section.
- Méthode à section divisée.

IV.2.2.1 Creusement en pleine section

Par la méthode de creusement à pleine section, 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 (Fig.IV.5). Cette méthode nécessite l'emploi d'un matériel important (grande hauteur de l'excavation, importance des volumes de marinage à chaque volée), elle est donc bien adaptée lorsqu'on pense pouvoir l'employer sur de grandes longueurs de terrain homogène, ne nécessitant pas l'utilisation d'un soutènement autre que le boulonnage et le béton projeté. L'évolution des matériels a tendance d'étendre le nombre des chantiers employant la technique d'attaque à pleine section. Lorsqu'elle est applicable (moyennant si nécessaire un soutènement du front de taille), la méthode de creusement en pleine section est plus favorable à la maîtrise des déplacements puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà déconfiné



Figure IV.5 Creusement à pleine section

IV.2.2.2 Creusement en demi-section

Dans la méthode de creusement en demi-section, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps (Fig.IV.6). On doit si nécessaire renforcer le soutènement avant creusement du stross, aussi bien en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, boulons) qu'en partie inférieure. En général, le revêtement définitif n'est mis en place qu'après excavation de la totalité de la section [25].

Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier la longueur de l'avancement unitaire. Dans certains terrains difficiles, il est possible de réaliser très rapidement la pose du soutènement en mettant celui-ci en place dans une excavation périphérique et en le boutonnant provisoirement sur le merlon central.



Figure IV.6 Creusement en demi-section

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 ou d'un revêtement sur toute la partie supérieure. Par rapport à la pleine section, elle représente l'avantage de nécessiter un matériel moins important et d'employer des moyens de terrassement habituels pour l'excavation du stross [25].

IV.2.2.3 Creusement en section divisée

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excaver est importante, ou dans le cas d'un terrain des caractéristiques géotechniques médiocres, qui ne permet pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi section. Ce type de creusement a été utilisé lorsque les procédés de pré-soutènement et de renforcement du front de taille n'étaient pas encore bien développés. Il consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section. Par cette méthode, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la dépression des terrains est plus limitée.

La division de la section est en fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire, qui peut rester stable avant la mise en place du soutènement. La méthode de la section divisée comprend généralement deux modes de creusement, un mode de creusement consiste à creuser une galerie en clé de voûte, ensuite la rendre plus large latéralement pour achever la demi-section supérieure de l'excavation finale, est de même pour la demi-section inférieure. (Fig.VI.7). Le deuxième mode consiste à commencer par deux galeries de base, au niveau des piédroits vers la clé de voûte [25].



Figure IV.7 Creusement de la section divisée

IV.2.3 Méthode de creusement au Tunnel Boring Machine (TBM)

IV.2.3.1 Description générale

Le tunnelier est une machine multifonction qui doit réaliser une cavité sans nuire au milieu environnant en perturbant le moins possible son état d'équilibre naturel.

Il assure l'abattage, le soutènement provisoire des parois latérales et du front de taille pendant le creusement. [26]

On distingue trois fonctions principales dans la mise en œuvre d'un tunnelier : L'excavation, le soutènement et le Marinage. Ces fonctions sont conçues pour répondre à deux objectifs principaux :

- 1) L'avancement qui nécessite l'abattage du terrain au front de taille, l'évacuation des déblais et la propulsion de la machine à l'aide de vérins hydrauliques.

- 2) La stabilisation qui est obtenue par le confinement du terrain au front et la mise en place d'un soutènement provisoire ou d'un revêtement définitif sur les parois latérales de la galerie.

Dans le terrain meuble et aquifère, le tunnelier est composé d'un bouclier, résistant à la pression des terres, et qui sert de support aux parties suivantes (Figure 1.8):

- Partie d'abattage ou outils de coupe (trousse coupante, blindage frontal).
- Partie de poussée et de pilotage (bloc moteur, vérins).
- Convoyeur évacuant les déblais.
- Systèmes de contrôle et de mesure.
- Partie de pose du revêtement (érecteurs, convoyeurs de voussoirs).

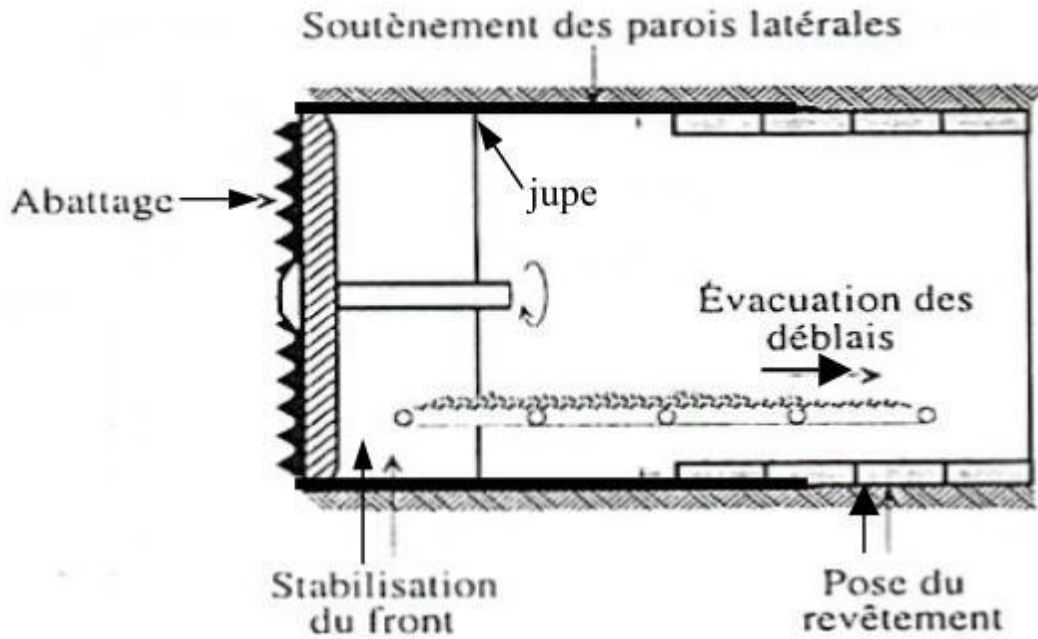


Figure IV.8 Principales fonctions du tunnelier

Pendant le creusement d'un tunnel, la sécurité doit être assurée aussi bien en galerie qu'en surface. Il est donc indispensable de maîtriser la stabilité du front de taille et des parois latérales, et éventuellement de maintenir le chantier hors d'eau.

Le tunnelier doit, en théorie permettre de répondre à ces préoccupations en perturbant le moins possible le terrain encaissant.

Le tunnelier réalise un tunnel de forme circulaire :

- Dans le rocher, l'excavation peut ainsi se faire par attaque globale à l'aide d'une machine foreuse pleine section qui prend généralement appui directement au terrain par l'intermédiaire de grip-pers ou patins d'ancrage latéraux.

- En terrain nécessitant un soutènement important, la forme circulaire est la mieux adaptée à la reprise des efforts. Le tunnelier comporte alors un bouclier et le front peut être pressurisé en grand diamètre, l'excavation se fait par attaque globale à l'aide d'une roue de coupe à l'avant de la machine avec un procédé de marinage adapté au mode de confinement. La machine progresse en s'appuyant contre le revêtement mis en place au fur et à mesure de l'avancement par l'intermédiaire de vérins.

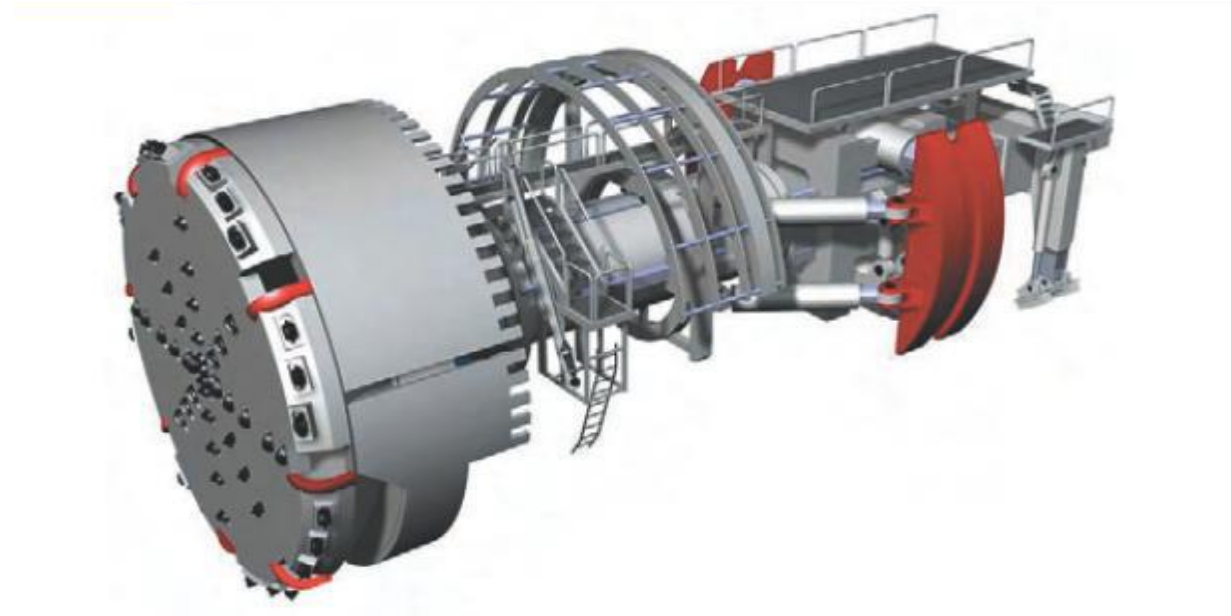


Figure IV.8 Tunnelier pour la construction du tunnel de base St. Gothard. Soutènement par ancrage, cintres et béton armé (Simic, 2008)

Il y a donc intérêt à perturber au minimum le champ de contraintes initiales dans le sol et éviter le déconfinement latéral et vertical. La construction d'un tunnel demande une connaissance détaillée du milieu à traverser tant du point de vue géologique que géotechnique et hydrogéologique.

Pour cela le système du tunnelier est complété par l'application d'une pression au front de taille et par l'injection d'un coulis de bourrage à l'arrière de la jupe destiné à remplir l'espace annulaire laissé entre le terrain excavé et le revêtement. Il existe différents modes de soutènement du front de taille, dans les massifs de faible résistance, l'avancement du tunnelier est assuré par des vérins longitudinaux qui s'appuient sur le soutènement déjà installé en général constitué de voussoirs en béton préfabriqués.

IV.2.3.2 Les différents types de boucliers

Sur le chantier, l'utilisation d'un bouclier est devenue très courante mais dépend de plusieurs critères comme la nature des terrains, la proximité de la surface, le mode de soutènement utilisé. À partir de ces critères on distingue deux grandes catégories de bouclier :

- Les boucliers ouverts, à front pressurisé ou non
- Les boucliers fermés, à front pressurisé ou non.

IV.2.3.2.a Bouclier mécanisés à front ouvert :

Ce type de bouclier a pour but principal de stabiliser les parois de la galerie avant la mise en place du soutènement. L'excavation en tête du bouclier peut être partiellement ou complètement mécanisée. L'avancement est en général assuré par des vérins hydrauliques qui prennent appui sur le soutènement déjà installé.

Le front à l'endroit choisi. De plus, elles peuvent terrasser une section de forme quelconque visible en permanence et laissent libre l'accès au front.

IV.2.3.2.b Bouclier mécanisés à front confiné (bouclier fermé) :

Ce mode de creusement est utilisé pour les terrains à faible résistance, quand le front de taille ne peut pas assurer l'équilibre des pressions hydrostatiques ou de la pression des terres sans soutènement. Dans ce mode, le terrain est excavé en pleine section par des techniques mécanisées qui réalisent l'excavation des terrains et assurent également le soutènement latéral et frontal. Ces étapes peuvent être réalisées par les différents types de tunnelier.

En fait, dans le cas de creusement par tunnelier, le front de taille est généralement pressurisé (mode fermé) mais il est possible aussi de creuser le terrain selon ses caractéristiques et les conditions hydrologiques dans un mode ouvert (sans appliquer la pression de confinement sur le front de taille pendant le creusement).

Dans cette partie bibliographique, on s'intéresse au creusement par tunnelier à front pressurisé qui est la méthode la plus utilisée particulièrement dans les sites urbains.

Le tunnelier est une machine conçue pour l'excavation des tunnels dans les sols à résistance moyenne jusqu'à forte (300 MPa). Plus elle réunit tout ce qu'il faut pour construire automatiquement un tunnel dans des conditions optimales.

Ce type de bouclier est particulièrement adapté aux terrains meubles et aquifères généralement rencontrés dans les formations alluvionnaires et sédimentaires des vallées. Il a progressivement remplacé les méthodes de traitement de terrain par congélation ou injection qui s'avéraient nécessaires dans des formations très difficiles, à causes de délais longs et de coûts de réalisation élevés.

Par rapport à un bouclier à front non pressurisé, la différence réside dans la présence d'une cloison étanche à l'avant de laquelle est mobilisée en continu et en permanence une pression de confinement (Atahan, 1995).

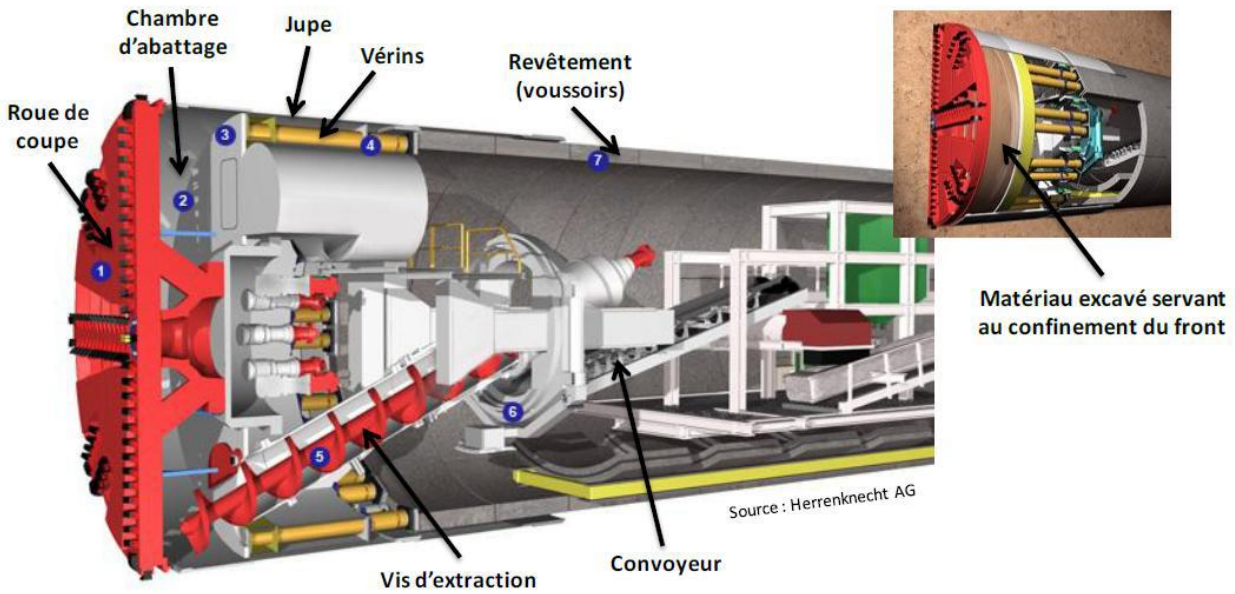


Figure IV.9 Tunnelier à front pressurisé, [Herrenknecht AG]. Cité par (Berthoz, 2012)

A. Bouclier à air comprimé :

Ce type de bouclier fonctionne suivant les mêmes principes que les boucliers à front ouvert, mais permet le creusement de tunnels en présence de terrains meubles contenant de l'eau. Cette technique est cependant limitée aux terrains homogènes, de faible perméabilité.

De plus, une couverture minimale d'au moins un diamètre est nécessaire, afin de réduire les fuites d'air. La présence d'un sas de décompression est indispensable pour le personnel, ce qui augmente les coûts d'exécution et pose des problèmes de sécurité.

B. Bouclier à pression de boue

Dans ce cas, la circulation d'une boue benthonique sous pression permet d'assurer les fonctions de marinage et de soutènement du front de taille (figure 1.11). Cette boue constitue une membrane appelée "cake" sur le front, ce qui garantit une étanchéité et permet le report des pressions dans le terrain. Le revêtement composé de voussoirs, formant un anneau circulaire, est assemblé à l'arrière et à l'abri de la jupe. L'avancement du tunnelier s'effectue suivant un cycle, qui se compose de deux phases : l'abattage du terrain et la pose du revêtement. Pendant la phase d'avancement un coulis est injecté dans le vide annulaire. Le domaine d'utilisation de ce type de machine est relativement large et comprend notamment les sables et graviers sous la nappe. Les terrains les plus favorables sont ceux qui contiennent 20% à 30% d'argile ou de limon. Dans les terrains argileux, on se heurte souvent au problème de collage du terrain aux outils et de colmatage du circuit de marinage.



Figure IV.10 Bouclier à pression de boue (Chantier METEOR à Paris) (CETU, 2005)

C. Bouclier à pression de terre

Ce type de bouclier est basé sur le principe du confinement du terrain dans la chambre d'abattage (Fug.IV.8). L'excavation s'effectue à l'aide d'une roue de découpage. Les déblais d'excavation s'accumulent dans la chambre d'abattage située entre la tête et une paroi étanche séparant le front de la galerie revêtue. Le marinage est assuré par une vis d'extraction, associée à un système de tapis et de chariots. La vitesse d'extraction des déblais de la chambre au moyen de

la vis constitue le principal moyen de contrôle dans la pression de la chambre d'abattage, l'objectif étant d'équilibrer les contraintes existant dans le terrain dans son état naturel.

Cette méthode nécessite un sol suffisamment fluide et homogène, pour pouvoir assurer un soutènement permanent sur toute la surface du front de taille. Les limons sableux constituent a priori les terrains idéaux pour ce type de machine.

Dans le cas des argiles, un apport d'eau peut être nécessaire pour augmenter la fluidité du matériau dans la chambre d'abattage.

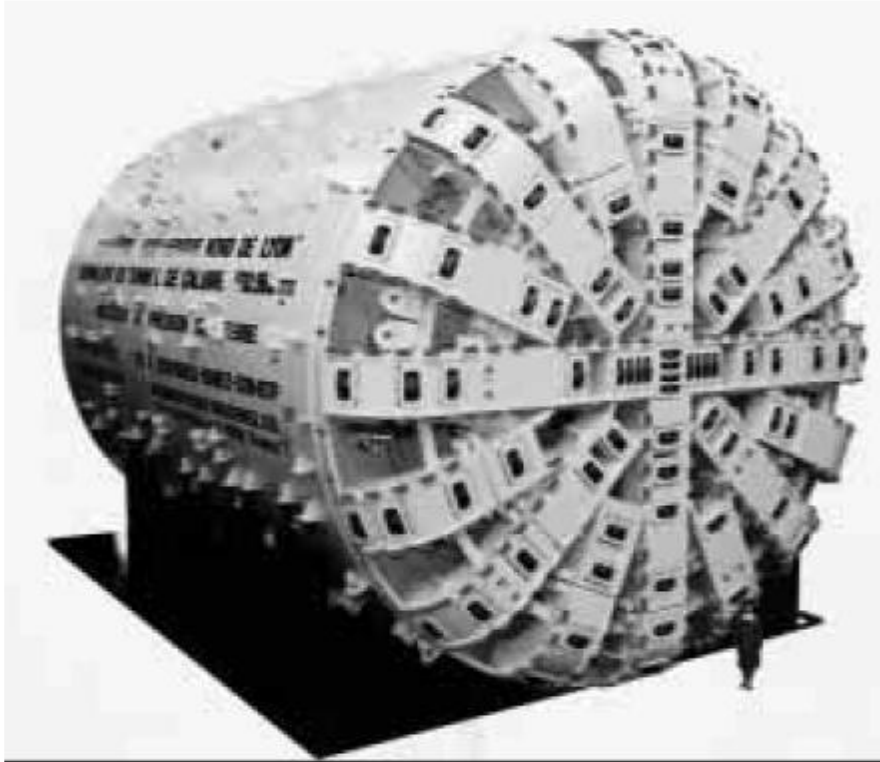


Figure IV.11. Bouclier à pression de terre (Tunnel de Caluire)

IV.2.3.3 Domaine d'application des tunneliers

De par leur conception et leur principe de fonctionnement, les boucliers à confinement sont parfaitement adaptés aux terrains difficiles à médiocres pour lesquels les techniques traditionnelles de creusement de tunnel imposent la modification ou l'amélioration de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques (rabattement de nappe, congélation, traitement par injection, jet grouting). Cette méthode de creusement au bouclier à confinement reste souvent la seule méthode possible quand les contraintes d'environnement excluent une solution par tranchée couverte ou rabattement de nappe.

Le confinement permet par ailleurs de limiter les décompressions de front de taille et par voie de conséquence les tassements en surface induits par le creusement. À ce titre, le bouclier à pression de confinement est parfaitement bien adapté aux sites urbanisés et sous faible

couverture moyennant un remplissage immédiat du vide annulaire et un blocage efficace du revêtement mis en œuvre à l'abri de la jupe du bouclier, car ce vide remontant progressivement en surface est à l'origine de la majorité des tassements constatés en surface.

IV.3 Purge et marinage

L'opération de purge est assez délicate puisqu'elle consiste à faire tomber de la voute et du front de taille des blocs et les écailles non stables. Elle se fait à l'aide d'un pic spécialement conçu pour cet usage ou bien une pince à purger. L'autre opération simultanée ou venant juste après, qui consiste à charger et évacuer les déblais à l'aide d'une pelle mécanique et un camion ou par un convoyeur à bande.

IV.4 Soutènement

IV.4.1 Définition du soutènement provisoire

Le soutènement provisoire peut se définir comme un quelconque système conçu et mis en œuvre pour soutenir le périmètre d'une ouverture souterraine entre l'excavation initiale et la mise en place d'un revêtement permanent .

Dans certaines circonstances, le soutènement provisoire peut également être utilisé à titre permanent, comme par exemple dans le cas des voussoirs préfabriqués en béton mis en place par un tunnelier.

IV.4.2 Rôle du soutènement

Le creusement d'une galerie nécessite généralement la mise en place d'un soutènement d'importance variable selon la nature du terrain, la taille de l'excavation et la méthode utilisée. Selon la nature de terrain, le soutènement peut être inexistant dans les cas des tunnels creusés dans les massifs rocheux de bonne qualité ou aller jusqu'à l'exécution d'un pré soutènement en avant du front de taille, voire jusqu'à l'utilisation d'un bouclier à front pressurisé dans les terrains de très mauvaise qualité. Le soutènement a pour but [27] :

- De garantir la sécurité du personnel travaillant dans la galerie ;
- D'assurer la stabilité des parois ;
- De protéger le terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation, etc.) après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques ;
- Les méthodes courantes d'exécution conduisent à l'utilisation d'un soutènement métallique (boulons, cintres métalliques, voussoirs en fonte) ou en béton (béton projeté, pré-voûte bétonnée avec ou sans incorporation de cintres, voussoirs en béton armé) et du maintien en place lors du bétonnage du revêtement définitif. 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 par la suite à l'intérieur.

IV.4.3 Types de soutènements

Le plus proche possible du front, mais pas trop près non plus, on vient placer un soutènement. Autrefois provisoire, en attendant le revêtement, il est de plus en plus prévu pour

participer à la reprise des efforts du terrain à long terme. L'espace non-soutenu durant le travail au front s'appelle le décousu. Selon la qualité du terrain, le décousu peut aller de quelques décimètres à plusieurs mètres.

IV.4.3.1 Les boulons d'ancrage radiaux

On distingue deux grands types de boulons :

IV.4.3.1.a Les boulons passifs

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

IV.4.3.1.a.1 Les boulons à ancrage ponctuel

Ce sont les plus anciens ; ils sont fixés au rocher à leur extrémité par une coquille qui s'écarte lorsqu'on visse la tige. Sur la paroi, on visse l'écrou du boulon sur une plaquette. On privilégiera ces boulons pour les roches dures (Fig. IV.12)

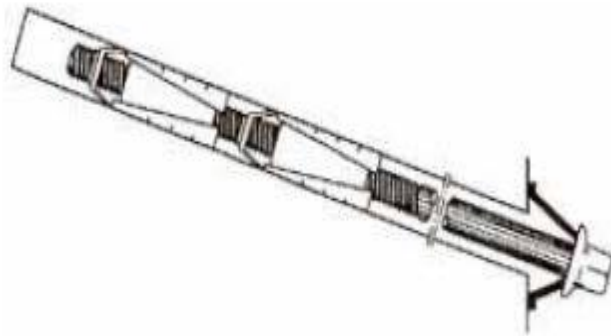


Figure IV.12. Boulon à ancrage ponctuel

IV.4.3.1.a.2 Les boulons à ancrage réparti

Comme leur nom l'indique, ils sont scellés au terrain sur toute leur longueur. On distingue deux sous-familles technologiques :

Les boulons scellés : le scellement peut-être du mortier ou de la résine synthétique. (Fig. IV.13)



Figure IV.13. Boulonnage à ancrage réparti à la résine

Les boulons à friction : ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) (Fig. IV.14).

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.

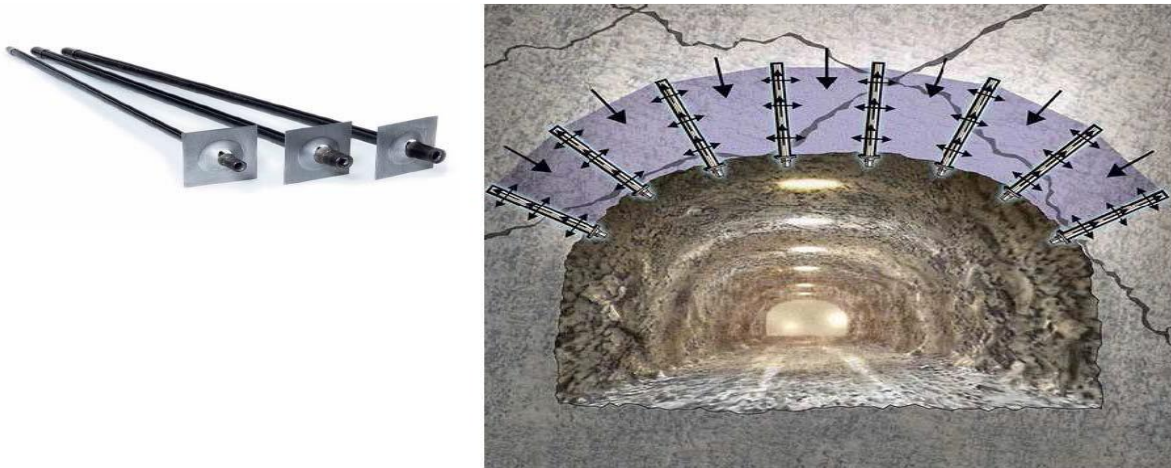


Figure IV.14. Les boulons à friction

IV.4.3.1.b Les boulons actifs ou précontraints

La tige pleine (barre Dywidag ou Arteon) ou le câble de torons sont scellés loin de la paroi par injection d'un coulis de ciment (Fig. IV.15). Ces inclusions sont utilisées pour le soutènement des grandes cavités.

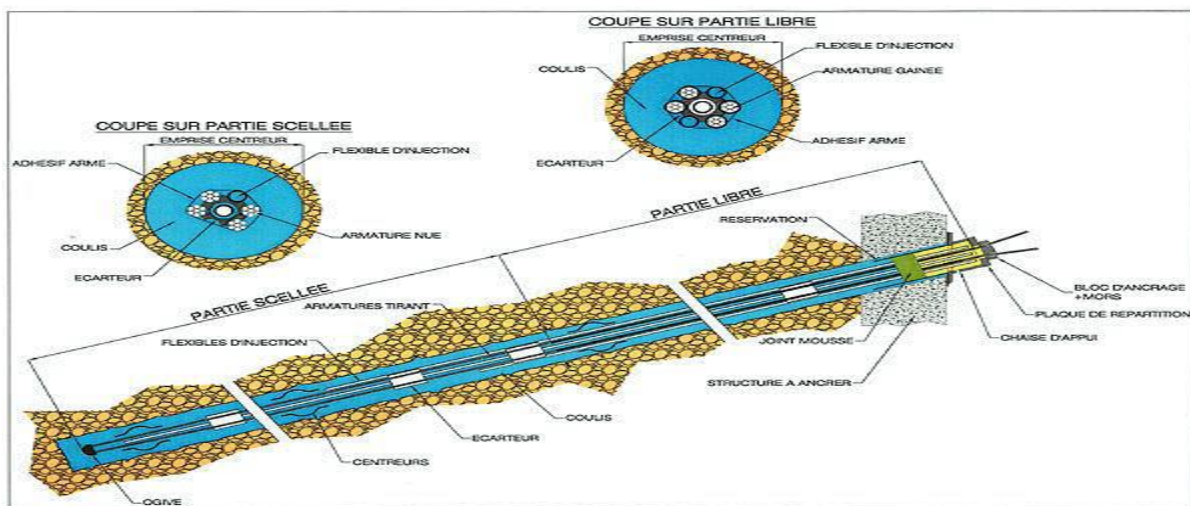


Figure IV.15. Les boulons actifs

IV.4.3.2 Le béton projeté

Ce béton fut autrefois baptisé gunité pour le différencier de ses collègues. Il ressemble d'ailleurs de très près à un mortier à prise rapide (Fig. IV.16). Le gunitage consiste à projeter le béton sur les parois d'un tunnel à l'aide d'une lance. Le béton projeté a deux principaux usages, qui peuvent s'additionner :

- Pour de faibles épaisseurs ($< 5\text{cm}$) il a un rôle protecteur, et forme une coque mince épousant la géométrie du terrain. En cela il empêche les blocs de roche ou le sol de s'altérer et de se détacher de la paroi ;
- Il peut aussi avoir un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est alors variable en fonction du terrain, de l'ordre d'une vingtaine de centimètres. Seul, le béton projeté est de moins en moins utilisé. Il est souvent associé à des panneaux de treillis.



Figure IV.16. *Le béton projeté*

IV.4.3.3 Cintres réticulés

Dans certaines circonstances, notamment pour les mauvais terrains, les grandes sections et les sections divisées, il peut s'avérer nécessaire de renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures plus résistantes qu'un simple treillis soudé. On a ainsi inventé des cintres constitués de 3 aciers HA reliés entre eux par des aciers de plus faible section et facilement cintrables à la forme de l'excavation. Une fois placés contre le terrain, ces cintres réticulés avec ou sans treillis soudé sont recouverts de béton projeté pour former une coque solidaire. L'espacement entre cintres est de l'ordre du mètre, pour qu'il se crée une voûte de béton entre deux éléments (voûtains de béton) (Fig. IV.17a).

Cette technologie est de moins en moins employée en tant que soutènement seul car elle ne semble pas apporter suffisamment d'avantages comparée aux autres soutènements. Cependant,

les cintres réticulés peuvent avantageusement servir à supporter une étanchéité avant projection de béton.

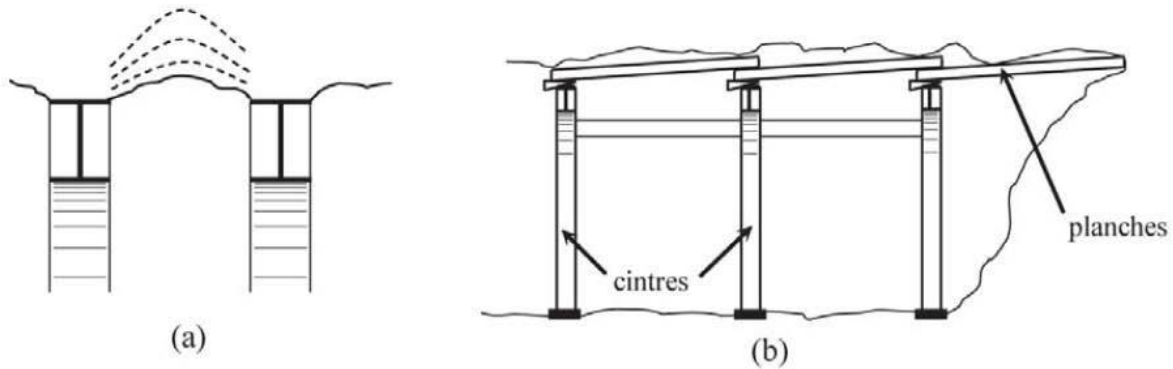


Figure IV.17 . (a) Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage

IV.4.3.4 Cintres lourds et blindage

Pour les terrains poussant, de mauvaise qualité, ou lorsqu'on traverse une zone plus difficile que prévue, les soutènements "classiques" présentés ci-avant, utilisant pleinement les propriétés de déformabilité du rocher trouvent leurs limites. On choisit alors des techniques de soutènements lourds plus rigides, qui se déforment moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charges (Fig. IV.18). Ces soutènements sont toujours constitués de profils normalisés cintrés suivant le rayon de courbure du tunnel. Ces cintres sont assemblés près du front puis placés contre la paroi au moyen d'un érecteur (pelle équipée spécialement pour cet usage).

Entre chaque élément métallique, on réalise parfois un blindage ou un remplissage béton entre les cintres pour trois raisons principales :

- Pour éviter que le terrain ne s'éboule sous le voutain naturel (rôle protecteur) ;
- Pour répartir les charges sur les éléments porteurs lorsque le terrain ne permet pas d'avoir un effet de voûte suffisant (blindage lourd) ;
- Pour éviter un effet "domino" en cas d'effondrement au front de taille (rôle d'écartement et de maintien).

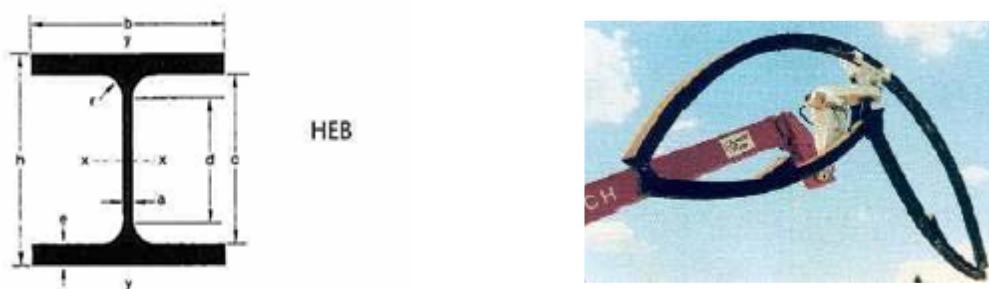


Figure IV.18 Les cintres lourds

Le blindage est réalisé le plus souvent par un remplissage de béton (projeté ou coffré). Dans les puits ou les galeries de petites sections, on adopte souvent les tôles métalliques mais le bois est encore utilisé car il se prête bien à la technique minière de l'enfilage. Cette dernière consiste à enfiler les planches entre les cintres unes à unes, avec un blocage par un système de coins.

IV.4.3.5 Cintres coulissants

Lorsque les efforts qui transitent dans le soutènement sont trop importants – autrement dit à grande profondeur dans des terrains de faible tenue. On a recours à une technologie de cintres métalliques développée par l'industrie minière (Fig. IV.19). Plutôt que de réaliser un cintre monolithique, ou éventuellement constitué d'un assemblage encastré et rigide de plusieurs morceaux de cintre, il est possible d'assembler entre eux plusieurs éléments qui coulissent les uns dans les autres. Par ce biais, lorsque les efforts de chargement dépassent un certain seuil – le seuil de coulissement – les morceaux glissent les uns sur les autres par frottement et évitent ainsi la plastification de l'ensemble. Pour augmenter l'efficacité de ce principe et faciliter le coulissement, ces cintres ont un profil spécial en forme de "U". On les appelle cintres TH du



Figure IV.19 *Cintres TH, boulons radiaux et béton projeté. Détail de la voûte d'une galerie du laboratoire souterrain de l'Andra*

nom du premier fabricant qui a commercialisé ces profilés (Toussaint-Heitzmann).

IV.4.3.6 Soutènement au front de taille

La maîtrise des convergences en parements par les différents soutènements présentés peut suffire à assurer la stabilité du front de taille et la sécurité des ouvriers mineurs y travaillant. Une simple couche de béton projeté suffit habituellement à maintenir les blocs qui pourraient se décrocher accidentellement du front.

Dans les mauvais terrains cependant, une extrusion trop importante peut entraîner un effondrement localisé ou, plus grave, un fontis. Il convient dans ce cas de prévoir, selon l'état du terrain :

Un soutènement du front de taille (Fig. IV.20), le plus souvent assuré par un boulonnage longitudinal. Ces boulons sont en fibre de verre car ils résistent très bien en traction et peu en cisaillement (excavation possible).

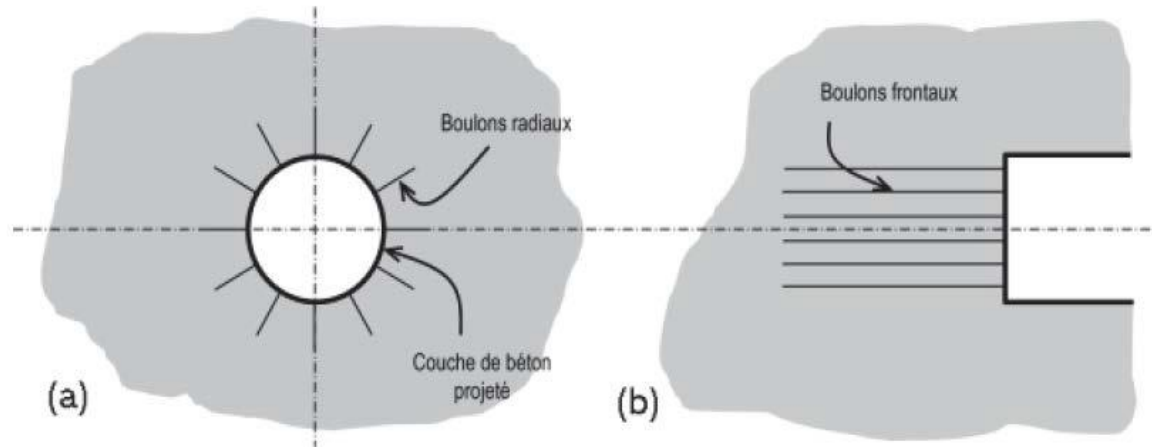


Figure IV.21 Soutènement du front de taille

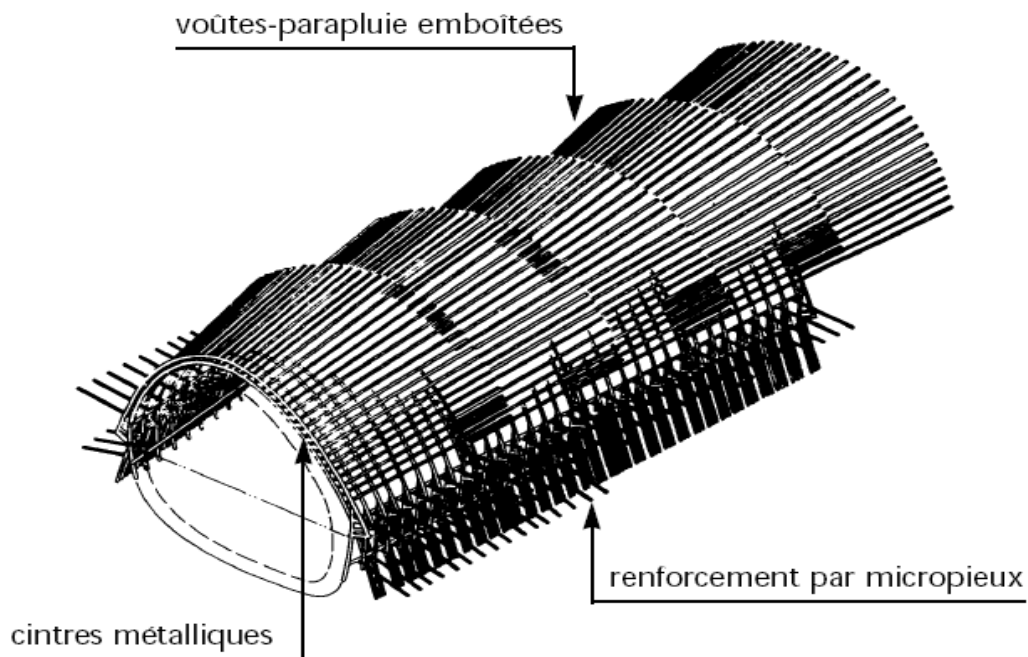


Figure IV.20 : Voûtes parapluie emboîtées

Un présoutènement consistant à limiter le déconfinement en avant du front de taille. La voûte parapluie fait partie de cette catégorie. Elle est constituée d'une série de tubes métalliques (\varnothing 30 à 90 mm) placés en auréole tout autour du front de taille et reposants sur les derniers cintres (Fig. IV.21). On excave ainsi sous une voûte protectrice assurant un report des charges sur les cintres que l'on place à mesure de l'avancement de l'excavation. On peut également rencontrer la technique de la pré-voûte, où une coque de béton est projetée dans une saignée en avant du front sur tout le profil du tunnel (découpage puis bétonnage).

IV.4.3.7 Voussoirs préfabriqués

Il existe une technique permettant de réaliser des tunnels au tunnelier avec un procédé de revêtement similaire au béton coffré. 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, placés bout à bout, constituent le revêtement du tunnel [28]. Sous le bouclier du tunnelier, on vient assembler les voussoirs selon un plan de calepinage conçu à l'avance. Le dernier voussoir, qui permet de clavier définitivement l'anneau, est appelé voussoir de clef (Fig. IV.22).

L'étanchéité est assurée par des joints posés sur chaque élément. Ils sont mis en compression par le chargement dû au massif environnant et la poussée du tunnelier. Entre le terrain et l'anneau de voussoir, un vide annulaire est laissé par le bouclier lors de son avancement. Pour le combler on vient injecter du mortier ou des graviers. Cette opération porte le nom d'injection de bourrage.



Figure IV.22 : Voussoirs préfabriqués [22]

IV.5 Pose de l'étanchéité

On définit l'étanchement comme une opération visant à limiter à une valeur acceptable le débit d'eau pénétrant à l'intérieur de l'ouvrage souterrain. On distingue trois principes d'étanchement (Fig. IV.23)

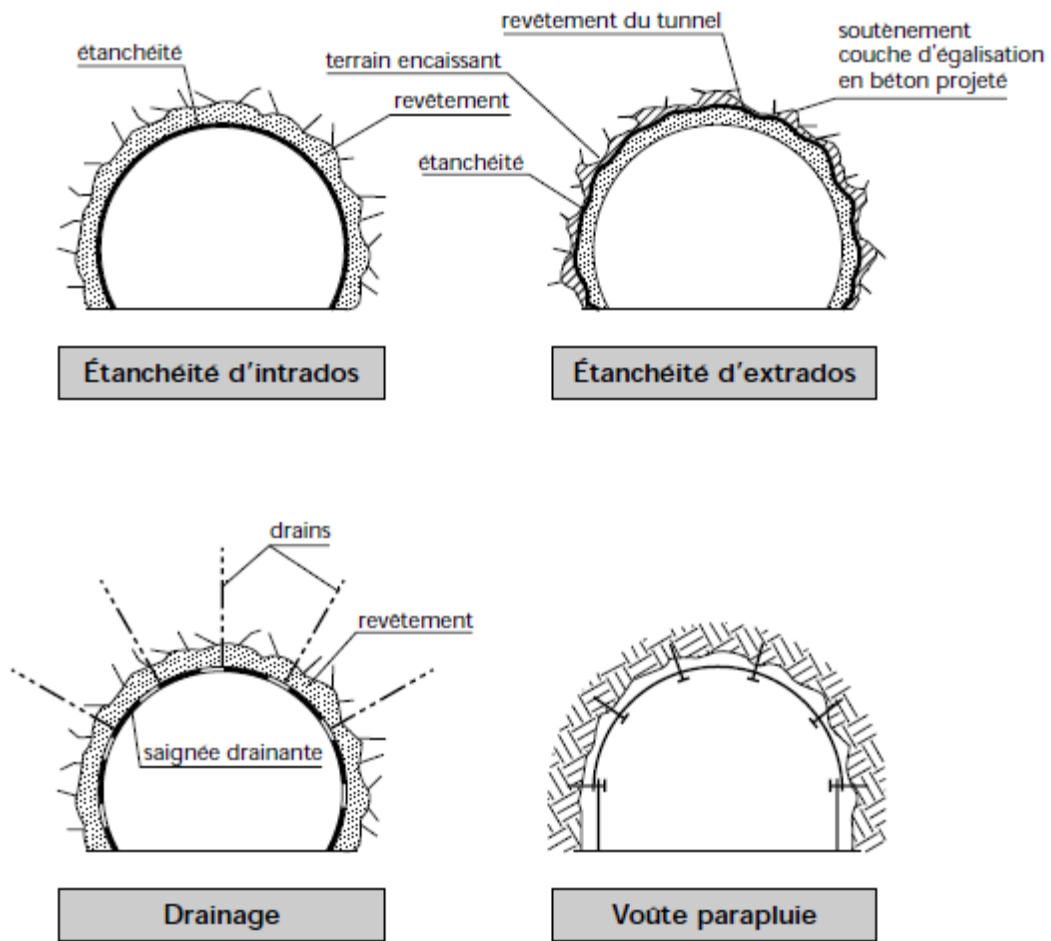


Figure IV.23 : Principaux types d'étanchement [29]

IV.5.1 Procédés d'étanchement

IV.5.1.1 Prédrainage

Le prédrainage du terrain encaissant est une opération qui consiste après le creusement et avant l'exécution du revêtement, pour faciliter sa mise en place, à capter les venues d'eau ponctuelles importantes et à les recueillir dans un conduit longitudinal d'évacuation. Ce système conservé après exécution du revêtement.

Il peut être réalisé de diverses manières :

- Les venues d'eau localisées aux fissures du rocher sont recueillies dans des tuyaux, le captage à l'émergence étant réalisé à l'aide d'un mortier spécial,
- Les suintements diffus sont plus difficiles à recueillir : on peut s'aider de plaques étanches,
- Les venues d'eau importantes (karsts, failles) sont à l'étanchement permanent du tunnel captées par un dispositif spécial pouvant nécessiter la construction d'un ouvrage en béton, on peut aussi mettre en œuvre entre le terrain (ou le soutènement) et le revêtement un complexe de drainage (matériau drainant avec une feuille de filtrage à l'extrados et une feuille d'étanchéité à l'intrados).

IV.5.1.2 Drains forés

Les drains forés peuvent être réalisés avant ou après exécution du revêtement. Le but de ces drains est de créer au large un cheminement préférentiel pour recueillir l'eau. En particulier, lorsque les venues d'eau se manifestent sous forme de suintements diffus, il est intéressant en complément du prédrainage, de réaliser de tels drains, en diamètre 50 mm environ [29].

IV.5.1.3 Drainage type parapluie

A l'intrados du terrain encaissant pour les tunnels non revêtus ou à l'intrados de la voûte pour les tunnels revêtus, un élément imperméable (en général tôle galvanisée, mais qui pourrait être constitué de matériau imperméable et non susceptible de corrosion) est fixé à une certaine distance de la paroi (10 à 20 cm). L'eau de ruissellement circulant dans cet espace libre est reprise pour être conduite dans les caniveaux ou collecteurs.

IV.5.1.4 Couches d'étanchéité

Cette méthode d'étanchement consiste à mettre en œuvre au contact (intrados ou extrados) du revêtement (Fig. IV.24). On distingue actuellement quatre familles principales de produits :

- Les feuilles d'étanchéité à base de bitumes polymères en extrados sur structures à remblayer et en intrados sur radier dans le cas de chaussées circulées,
- Les feuilles synthétiques en étanchéité extrados,
- Les produits polymérisables en étanchéité intrados,
- Les enduits hydrofuges en intrados.

a) Etanchéité extrados :

Ce système d'étanchéité ne nécessite pas le traitement des joints ou discontinuités du revêtement car le complexe utilisé (feuilles synthétiques en général en P.V.C. plastifié) est

indépendant et souple. Il est appliqué sur le rocher ou le soutènement, généralement avec mise en œuvre d'une couche de béton projeté d'égalisation. Il comporte une feuille de protection extrados et/ou intrados.



Figure IV.24 : Étanchement par feuille [29]

b) Etanchéité intrados :

Après réalisation du revêtement, un système d'étanchéité est mis en œuvre à l'intrados. Il y a lieu de vérifier que le film utilisé est apte à résister à la pression hydrostatique éventuelle. La mise en œuvre après le revêtement, il présente les avantages :

- De n'avoir aucune interaction avec la réalisation du gros œuvre,
- De pouvoir limiter son application aux zones strictement nécessaires compte tenu de l'objectif d'étanchement recherché et des autres procédés éventuellement déjà mis en œuvre.

Il nécessite le traitement de toutes les discontinuités actives et joints du revêtement. Généralement, il reste totalement apparent et doit donc accepter les sujétions d'exploitation (possibilité de lavage mécanique, couleur adaptée aux problèmes d'éclairage, ...) [29].

IV.6 Revêtement

Après stabilisation des convergences, loin du front pour ne pas perturber le chantier et parfois même à la fin du creusement, on vient poser, plutôt couler, le revêtement définitif du tunnel. Il a une fonction de résistance, car il doit reprendre les efforts à long terme (fluage, gonflement ou pression hydrostatique) et ceux dus à la perte éventuelle de résistance du soutènement (rouille, vieillissement...). Il a également une fonction de protection de l'étanchéité,

de support des structures internes (panneaux, ventilateurs...) et enfin esthétique puisque c'est lui que les futurs usagers verront lors de leur passage. Les matériaux les plus couramment utilisés pour la constitution des revêtements sont :

- Le béton coffré non armé pour les tunnels réalisés de manière séquentielle, le revêtement étant alors exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement (Fig. IV.27).

- Les voussoirs préfabriqués en béton armé, qui sont utilisés en cas de réalisation d'un tunnel circulaire à l'aide d'un tunnelier. Une variante consiste à employer des voussoirs métalliques ou du béton extrudé (Fig. IV.25).

- Les revêtements en béton armé. On se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables (Fig. IV.26).

- Le béton projeté est rarement utilisé dans les ouvrages neufs mais contribue beaucoup à la réparation ou à la constitution des revêtements des tunnels anciens.

- La maçonnerie de moellons doit être citée pour mémoire, elle n'est plus utilisée dans les ouvrages actuels.



Figure IV.27 : Coffrage de tunnel [22]



Figure IV.26 : Armatures de radier [22]



Figure IV.25 : Voussoirs en béton [22]

IV.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté des aspects généraux sur les constructions souterraines, et ceci en exposant un ensemble assez répandu de procédés de la conception ainsi que les différents modes de creusement et ceci afin d'avoir une idée sur ces différentes techniques.

Les tunnels peu profonds, souvent creusés dans des formations meubles et/ou aquifères, sont la préférence des tunneliers qui ont le gros avantage de pouvoir mieux maîtriser les tassements. C'est en effet primordial lors de la traversée des zones urbaines où le moindre tassement différentiel peut entraîner des désordres dans les bâtiments sus-adjacents. C'est pour cette raison que cette technique a pris une place considérable dans ce chapitre.

Le choix entre les techniques de creusement de tunnel nécessite la prise en compte de nombreux paramètres, principalement le type de sol. Aujourd'hui, le creusement par tunnelier est largement adapté alors que les méthodes conventionnelles sont plutôt utilisées dans les conditions difficiles.

Durant les dernières décennies, les évolutions dans le domaine des études se référant à la conception, la réalisation et le développement des moyens de calculs informatiques dans le domaine des tunnels ont connu un essor important en vue de faire évoluer cet axe de recherche et trouver des solutions pour mieux comprendre et maîtriser les mouvements qui en résultent. C'est sur ce point primordial que le chapitre suivant sera concentré.

CHARITRE V

Présentation du logiciel

Plaxis

V. Présentation du logiciel Plaxis

V.1 Introduction

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions ou en trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

L'algorithme général du code Plaxis consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaire selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, les champs contraints et les états de rupture du sol.

V.2 Code de calcul Plaxis

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. Le coût de ces calculs est généralement important et peu de codes sont actuellement opérationnels (Levasseur., 2007). Pour notre problème, on a choisi d'utiliser le code de calcul Plaxis.

La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code en éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis: élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écoulement ou spécifiques aux sols mous, etc.

Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage).

V.3 Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassants, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Ces options tiennent compte de l'expérience des numériciens en la matière. Les options par défaut commencent dès le maillage : si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds. De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : si elles ont un caractère standard (vecteur

déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être constituée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran. L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un chargement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine.

L'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

V.4 Les sous-programmes de Plaxis

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

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

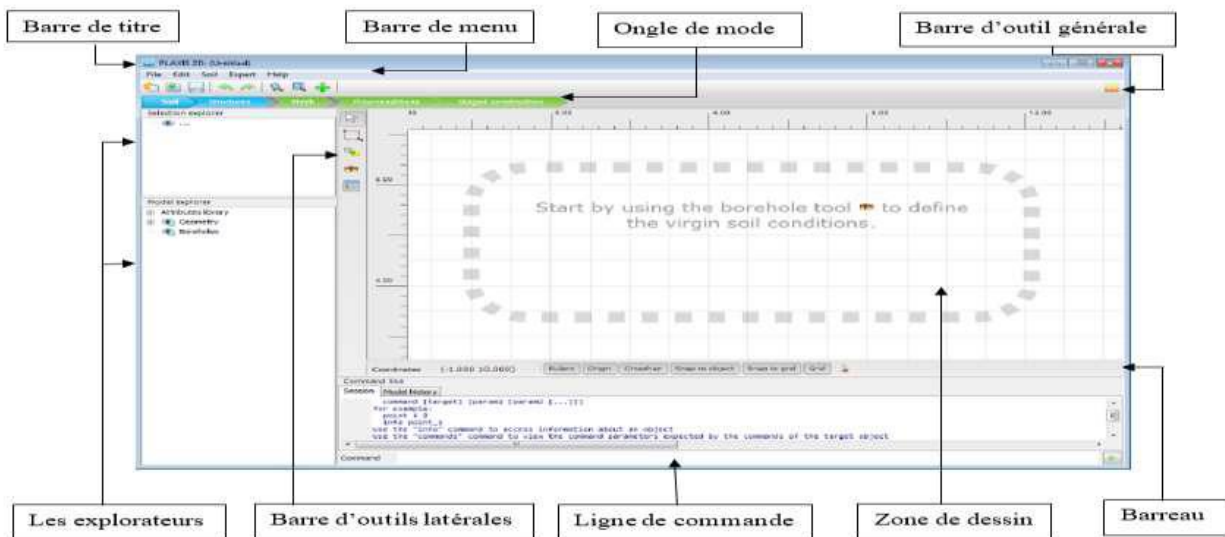


Figure V.1 Fenêtre principale du programme d'entrée des données

B. PLAXIS-Calculations : le processing programme ou le sous-programme de calculs contient les outils nécessaires à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul par éléments finis.

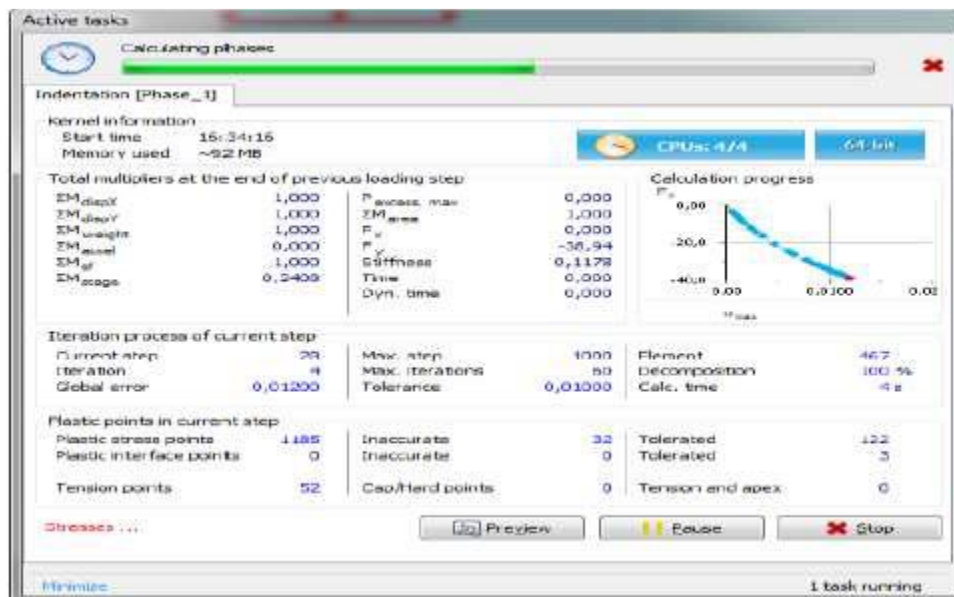


Figure V.2 Fenêtre de calcul

C. PLAXIS-Output : ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats des différentes phases de calcul comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes et les forces dans les éléments structuraux.

D. PLAXIS-Curves : le sous-programme curve sert à la construction des courbes de chargement-déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

V.5 Etapes de modélisation avec PLAXIS

Nous présenterons ici le cheminement et principales étapes d'un calcul sous PLAXIS (Fig; V.4).

a) Géométrie

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

- Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol.
- L'outil « plates » permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion. Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides.
- « Anchor » qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des

ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.

- L'outil « géogrid » sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction, mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion.

Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géogrilles et ancrages.

Sur Plaxis, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en

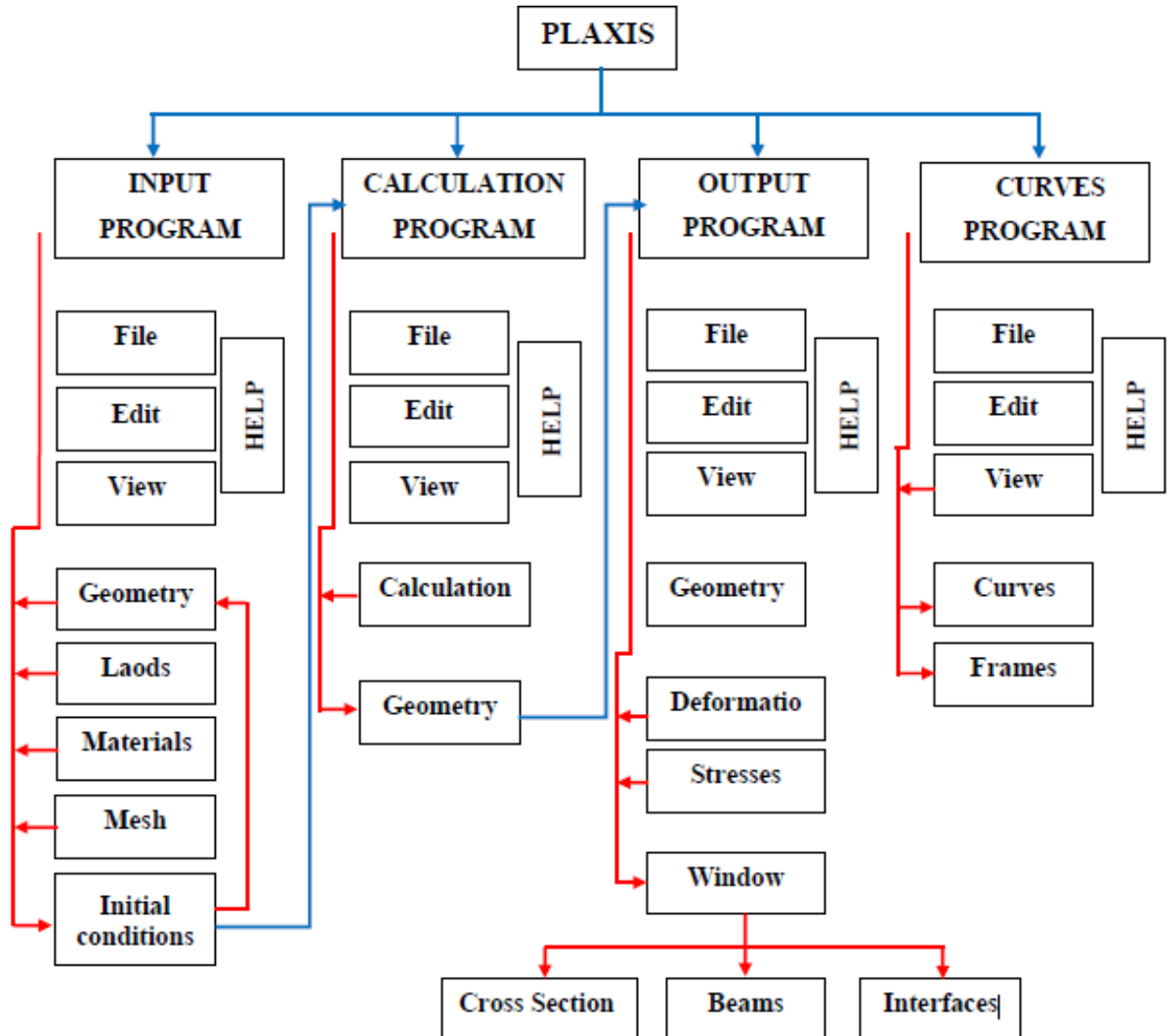


Figure V.3 Organigramme des sous-programmes de code plaxis

compte les facteurs qui concernent ce type d'ouvrage.

b) Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie. Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.).

c) Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrid, etc...), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux).

d) Maillage

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options refine dans le mesh menu.

Une fois le maillage effectuée, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

e) Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes. Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes imposés, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial (Brinkgreave, 2003).

Un « Switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- La première qui s'appelle "initiale pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes ;
- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

f) Phase de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculation". L'interface "input" de « Plaxis » se ferme et laisse la place à une nouvelle interface : "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le passage de la modélisation de la construction.

De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante. Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servi à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant

ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés.

Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc....

D'autres types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de types de calcul peut être simulé (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique). Une fois le phasage de l'étude terminé, des points caractéristiques peuvent être placés.

Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur « calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche output ».

g) Visualisation des résultats

Le code PLAXIS contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformations (maillage déformé, déplacements et déformations totaux) soit en

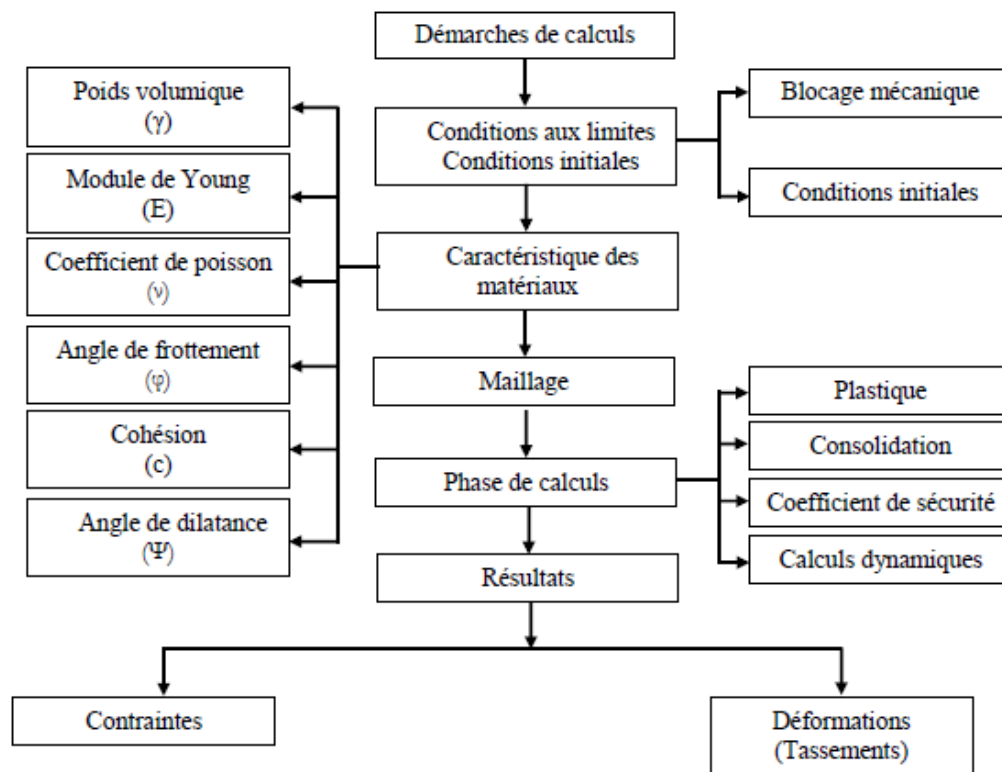


Figure V.4 : Organigramme de modélisation avec PLAXIS

contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles).

V.6 Lois de comportement dans PLAXIS

La modélisation du sol a pour objectif de déterminer un modèle de comportement qui permet d'étudier l'évolution de ses caractéristiques physiques et mécaniques. Il faudra que celui-ci puisse représenter le plus possible tous les aspects essentiels du comportement mis en évidence par les essais de laboratoire et in situ. Le modèle est ainsi une description complète du comportement du sol. La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb ; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écrouissage dont le modèle Hardening Soil de Plaxis fait partie (Levasseur. 2007).

A. Modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle est utilisé généralement pour une première approximation du comportement d'un sol. C'est un modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage) nécessite la détermination de cinq paramètres qui sont : le module de Young E , coefficient de poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement φ , l'angle de dilatance ψ (figure V.5). Les deux premiers (E , ν) sont des paramètres intrinsèques élastiques, les deux autres (φ , C) sont des caractéristiques mécaniques de résistance (tableau V.1). L'angle de dilatance ψ est un paramètre relatif à la règle

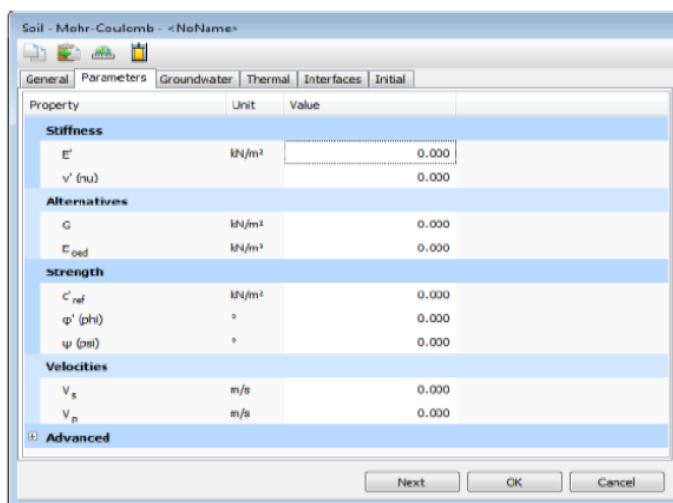


Figure V.5 Fenêtre des paramètres du modèle Mohr-coulomb

d'écoulement plastique. (Lamri, 2008)

B. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . l'avantage de G

est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé (figure V.6). Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infinie (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. (Brinkgreve, Al-Khoury, et PLAXIS 2003)

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour

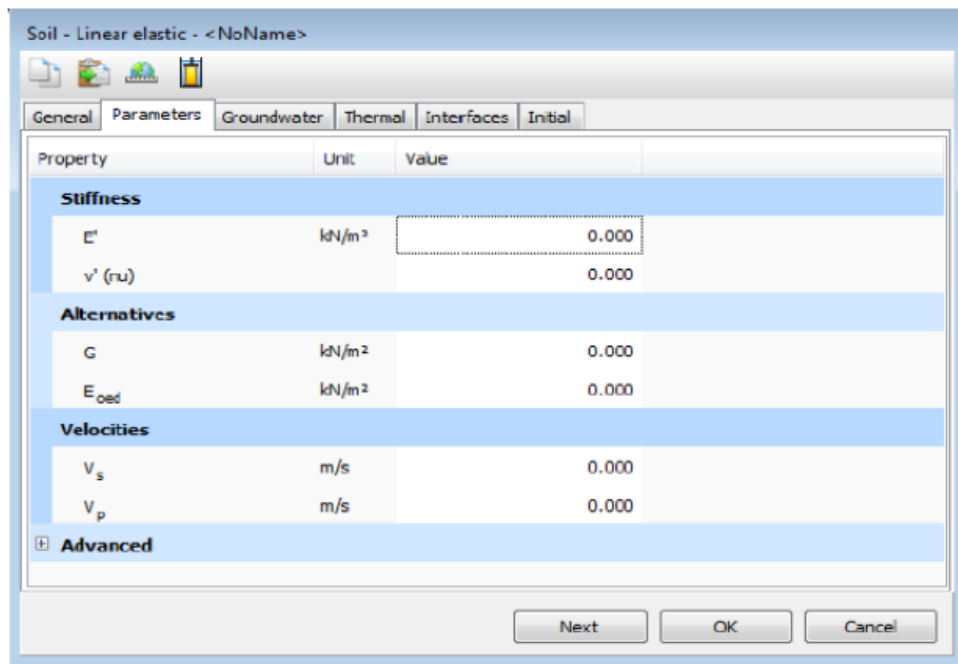


Figure V.6 Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire

certains problèmes de mécanique des roches.

Tableau.V.1. Les paramètres intégrés dans les modèles de Mohr-Coulomb et élastique linéaire.

| Paramètres | Module de Young | Coefficient de poisson | Cohésion | L'angle de frottement | L'angle de dilatance | Poids volumique |
|------------|-------------------|------------------------|-------------------|-----------------------|----------------------|-------------------|
| Symboles | E | ν | C | ϕ | ψ | γ |
| Unités | KN/m ² | / | KN/m ² | degré | degré | KN/m ³ |

V.7 Paramètres utilisés dans le modèle élastique linéaire et de Mohr-coulomb

A. Le module de Young « E »

PLAXIS utilise le module de Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb. Ce module varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module de Young est constant.

B. Coefficient de poisson « ν »

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable

C. L'angle de frottement « Ψ »

L'angle de frottement est constant. Il est indépendant de la contrainte moyenne. Il peut être celui de frottement de pic ou celui de frottement du palier.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet.

Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

D. La cohésion « C »

Plaxis peut manipuler des sables sans cohésion, mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible ($C > 0.2 \text{ KN/m}^2$). Plaxis propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.

E. Angle de dilatance « ψ »

Elle est donnée en degré. Sauf pour les couches très sûres consolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$). Il peut être facilement évalué par la règle suivante :

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

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

$$\Psi < 0^\circ, \text{ pour les sables très lâches.}$$

Problème géotechnique, la question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle « universel ».

Le logiciel Plaxis offre la possibilité d'étudier et d'analyser le comportement d'un corps de chaussée sous l'effet de passage du trafic.

CHARITRE VI

Modélisation numérique

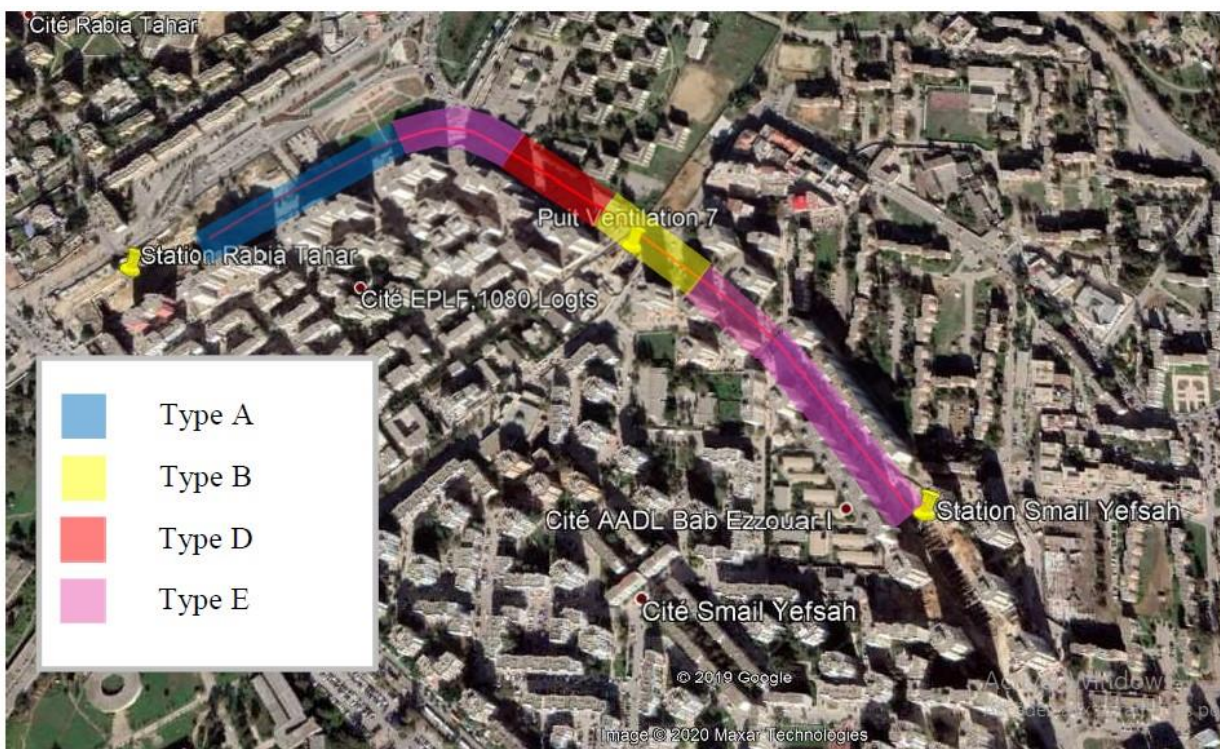


Figure VI.2 Identification de types de sensibilité le long de la section.

1. ZONES SANS BATIMENTS (TYPE A)

Fondamentalement, nous trouvons des champs ouverts et des zones avec des routes.

2. CONDUCTIONS NON GAZEUSES (TYPE B)

Nous trouvons des zones de passage au-dessous de la conduite d'assainissement. C'est un collecteur principal de grande section (8,4m x 2,1m)

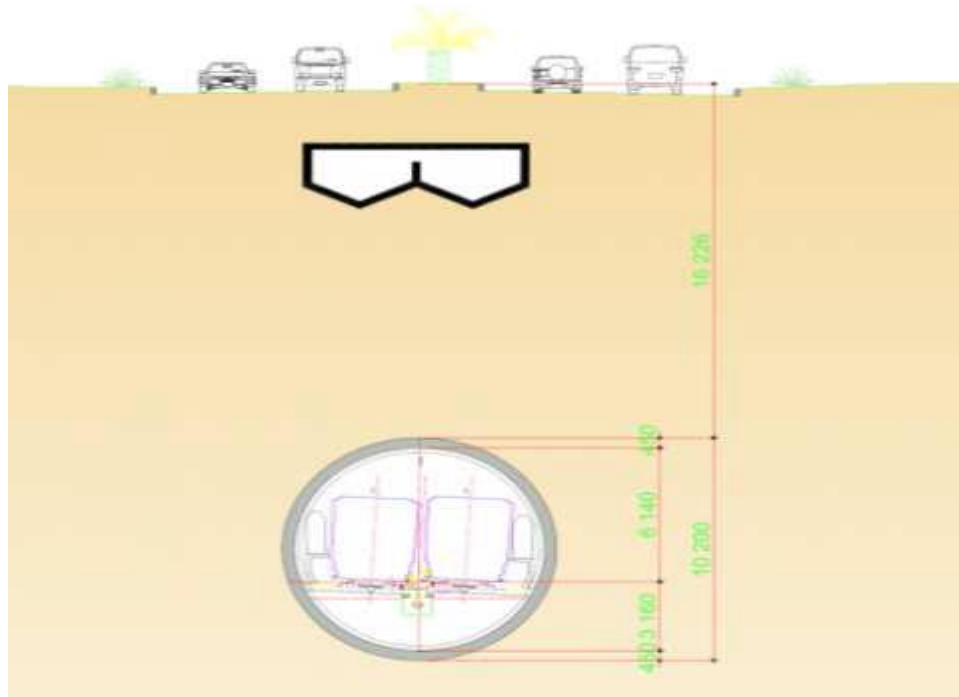


Figure VI.3 présentation position et dimensions du tunnel

3. BATIMENTS DE FONDATION EN SURFACE, OUI DEGATS DE SURFACE (TYPE D)

Les bâtiments sont dans la zone sont du type suivant:

- Bâtiments de fondation en surface (R+0)



Figure VI.4 Bâtiments de fondation en surface (R+0)



Figure VI.5 Bâtiments de fondation en surface (R+1)

- Bâtiments de fondation en surface (R+1)



Figure VI.6 Bâtiments de fondation en surface (R+3)

- Bâtiments de fondation en surface (R+3)

4. BATIMENTS DE PLUS DE 10 PIEDS (TYPE E)



Figure VI.7 Bâtiments de plus de 10 pieds (R+14)

- Bâtiments de plus de 10 pieds (R+14)

VI.3 Définition des paramètres géotechniques

Nous retrouvons ci-dessous les paramètres géotechniques de la section:

Tableau VI.1 Paramètres géotechniques de calcul – sols. Tronçon 7

| Unité géotechnique | Remblais (R) | Argile limoneuse peu sableuse (Qa) | Sables limoneux-argileux avec présence des grès (Qs) | Argile Marneuse a Marne (QM) | Sable fin à moyenne limoneux de colleur brunâtre a marron foncé (QMS) |
|---|--------------|------------------------------------|--|------------------------------|---|
| Poids vol. humide γ_h (kN/m ³) | 20,0 | 21,00 | 21,0 | 21,00 | 20 |
| Poids vol. sec γ_d (kN/m ³) | 17,0 | 18,00 | 18,00 | 18,00 | 18 |
| Cohésion non-drainée s_u (kPa) | 30,0 | 97 | -- | 169 | -- |
| Module de déformabilité non-drainé E_u (MPa) | 12,0 | 39 | -- | 119 | -- |
| Angle de frottement effectif O' | 20° | 24 | 35 | 24 | 33 |
| Cohésion effective c' (kPa) | 0 | 30 | 10 | 41 | 10 |
| Module de déformabilité drainé E' (MPa) | 10,0 | 34 | 98 | 103 | 80 |
| Coefficient K_0 | 0,6 | 0,6 | 0,5 | 0,6 | 0,5 |
| Perméabilité k (m/s) | - | 10 ⁻⁸ | 10 ⁻⁴ | 10 ⁻⁸ | 10 ⁻⁷ |

Ci-dessous, nous pouvons voir la section longitudinale de la géotechnique où nous trouvons les sections singulières de la section où l'étude sera réalisée en détail.

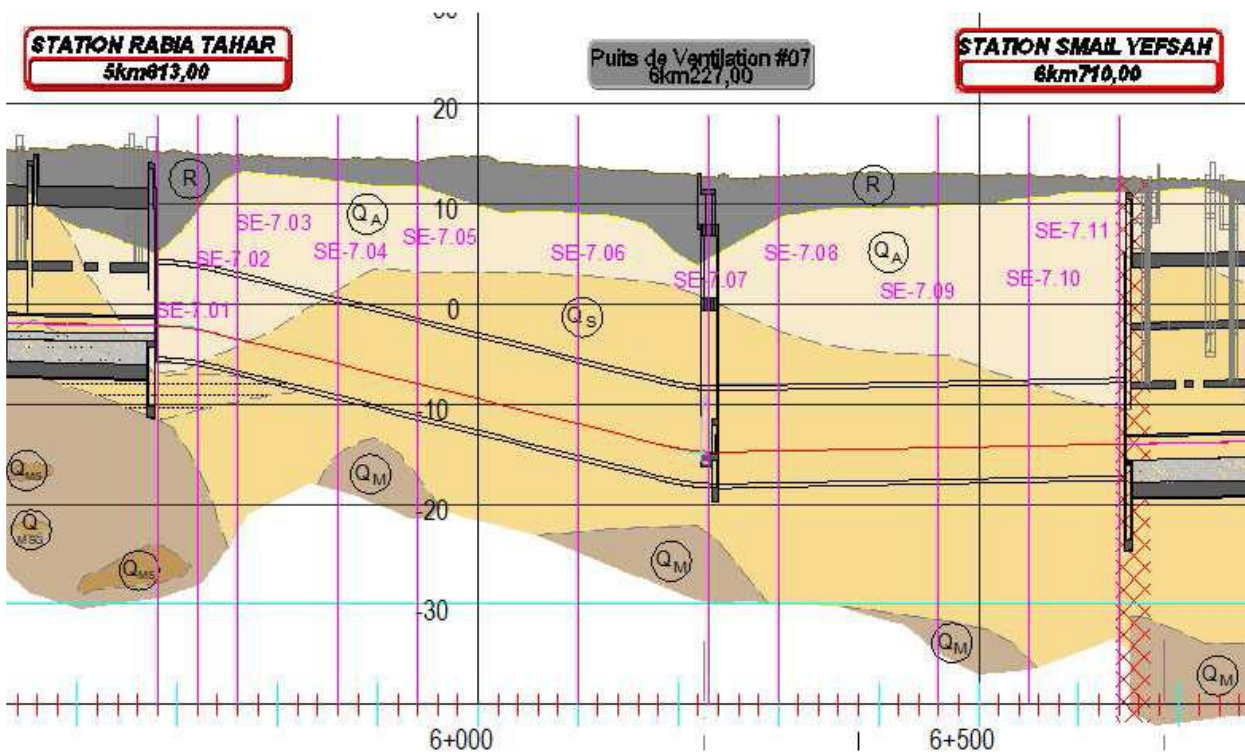


Figure VI.8 Section géotechnique longitudinale Tronçon 7

VI.4 Méthodologie d’analyse

La méthode analytique d’Anagnostou et de Kovari sera utilisée pour trouver les pressions minimales pour la stabilité du front d’excavation et les pressions maximales admissibles à limiter pour l’injection de mortier (groud have).

Des éléments finis 2D seront utilisés pour la modélisation des points singuliers et des cuvettes des tassements, des pertes de volume et des pressions de confinement pour le tunnelier se trouveront dans les étapes singulières. Ces analyses ont été conduites avec le code de calcul Plaxis 2D V20, développé et commercialisé par la société homonyme, Plaxis.

a) Description du code de calcul (Plaxis 2D)

Chaque coupe de calcul 2D est construite en reproduisant, de façon schématique, la stratigraphie de chaque site (hypothèse de stratification horizontale). L’analyse est conduite selon la modalité Staged construction (modélisation par phase des différentes phases de construction) et en utilisant la configuration Plastic drained (état des contraintes en conditions drainées).

❖ Les phases de modélisation :

Phase initiale : Génération de l’état de contrainte initial au travers de l’application du K0 pour une situation à long terme;

- Phase 0** : Application d'une surcharge de 10 kN/m et charge des bâtiments en Surface;
- Phase 1** : (Excavation): Ou la pression adéquate du confinement du tunnel dans les marges établies avec la méthode d'analyse Anagnostou et Kovari sera prise en compte.
- Phase 2** : (Injection de queue): Ou la pression minimale d'injection de mortier dans la queue du tunnelier sera prise en compte (pression de confinement + 0,5bar).
- Phase 3** : (Montage final anneaux): ou l'effet à long terme sera perçu lors de l'installation des anneaux.

VI.5 Modélisation du bâtiment

Le bâtiment est modélisé par une poutre élastique avec un module de Young E , un moment d'inertie I et une aire de section A . Un bâtiment est supposé avoir un certain nombre d'étages. Pour un bâtiment de n étages le paramètre d'input a introduire considèrent un bâtiment de $n+1$ dalles avec un espacement vertical de 3.4 m (Fig.V.9). Le moment d'inertie pour la poutre simple équivalente est calculé en utilisant le théorème de l'axe parallèle (Timoshenko, 1955) en supposant l'axe neutre d'être à la moitié de la hauteur du bâtiment. La contrainte axiale est supposée sur la hauteur totale du bâtiment pour donner la rigidité. Dans cette étude des bâtiments de 1, 3, 5 et 10 étages sont considérées.

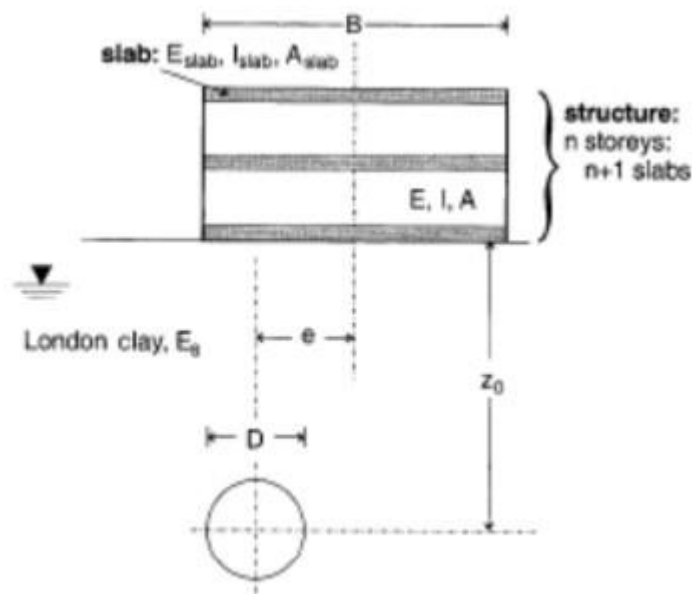


Figure VI.9 Géométrie générale pour la modélisation de bâtiment

Tableau VI.2 Rigidité des bâtiments choisis

| Bâtiment | Rigidité en flexion $EI \left[\frac{kNm^2}{m} \right]$ | Rigidité axiale $EA \left[\frac{kN}{m} \right]$ |
|----------|--|---|
| R+0 | $2,00 \times 10^7$ | $6,9 \times 10^6$ |
| R+3 | $3,99 \times 10^8$ | $1,73 \times 10^7$ |
| R+14 | $1,36 \times 10^{10}$ | $5,52 \times 10^7$ |

| Building | Bending stiffness $EI \text{ [kNm}^2\text{/m]}$ | Axial stiffness $EA \text{ [kN/m]}$ |
|-----------|--|--|
| Slab | 6.47×10^3 | 3.45×10^6 |
| 1-storey | 2.00×10^7 | 6.90×10^6 |
| 3-storey | 2.00×10^8 | 1.38×10^7 |
| 5-storey | 6.98×10^8 | 2.07×10^7 |
| 10-storey | 4.39×10^9 | 3.80×10^7 |

Tableau VI.3 Table de référence pour rigidité des bâtiments

Il a été considéré comme une charge de 15KN/m2 par étage et comme poids équivalent de la poutre.

Tableau VI.4 Seuil de contrôle pour les mouvements supplémentaires admissibles en fonction du classement.

| PARAMETRE → | Tassement admissible [mm] | | | Distorsion angulaire β | | | Unité de déformation horizontale εH [%] | | |
|--|---------------------------|-------|-------|------------------------|----------------------|--------|---|-------------------|--------|
| | VERT | JAUNE | ROUGE | VERT | JAUNE | ROUGE | VERT | JAUNE | ROUGE |
| A ▪ Zones sans bâtiments. ▪ Rues et routes pour véhicules | < 30 | 30-50 | > 50 | <1/200 | 1/200 a 1/100 | >1/100 | < 0,5 | 0,5 a 1,0 | > 1,0 |
| < 0,5% | | | | 0,5%- 1% | > 1% | | | | |
| B ▪ Bâtiments avec des fondations profondes ou une dalle, en bon état. ▪ Conductions non gazeuses. ▪ Autoroutes | < 20 | 20-30 | > 30 | <1/1000 | 1/1000 a 1/500 | >1/500 | < 0,15 | 0,15 a 0,20 | > 0,20 |
| < 0,1% | | | | 0,1% a 0,2% | > 0,2% | | | | |

| | | | | | | | | | |
|--|------|-------|------|---------------------|-----------------------|---------|--------|-------------------|--------|
| C ▪ Structure souterraine ou tunnels existants. ▪ Chemins de fer vitesse < 50 km/h | < 15 | 15-25 | > 25 | <1/2000 | 1/2000 a 1/1000 | >1/1000 | < 0,15 | 0,15 a 0,20 | > 0,20 |
| <0,05% | | | | 0,05% a 0,1% | > 0,1% | | | | |
| D ▪ Bâtiments de fondation en surface, oui dégâts de surface, aucun dommage apparent. | < 10 | 10-15 | > 15 | <1/2000 | 1/2000 a 1/1000 | >1/1000 | < 0,15 | 0,15 a 0,20 | > 0,20 |
| <0,05% | | | | 0,05% a 0,1% | > 0,1% | | | | |
| E ▪ Bâtiments dont les fondations superficielles sont endommagées. ▪ Bâtiments monumentaux. ▪ Bâtiments de plus de 10 pieds. ▪ Conduites de gaz. ▪ Chemins de fer vitesse > 50 km/h | < 5 | 5-10 | > 10 | <1/3000 | 1/3000 a 1/2000 | >1/2000 | < 0,05 | 0,05 a 0,10 | > 0,10 |
| <0,03% | | | | 0,03% a 0,05% | >0,05% | | | | |

VI.6 Résultats trouvés

On va présenter dans ce qui suit les résultats de la modélisation numérique pour trois zones différentes. Les résultats concernent le déplacement et les contraintes engendrés dans le sol ainsi que les moments, les efforts tranchants et normaux dans les soutènements (voussoirs).

1- Résultats de la section SE-7.01 (pk 5+680) :

- ZONES SANS BATIMENTS (type A) ;
- PRESSION DE CONFINEMENT MINIMUM = 0,6 bar ;

- NIVEAU PHREATIQUE = -2,95 m au-dessus de l'axe du tunnel ;
- PERTE DE VOLUME = 0,68% ;
- TASSEMENT MAXIMUM = 28,0 mm (risque faible).

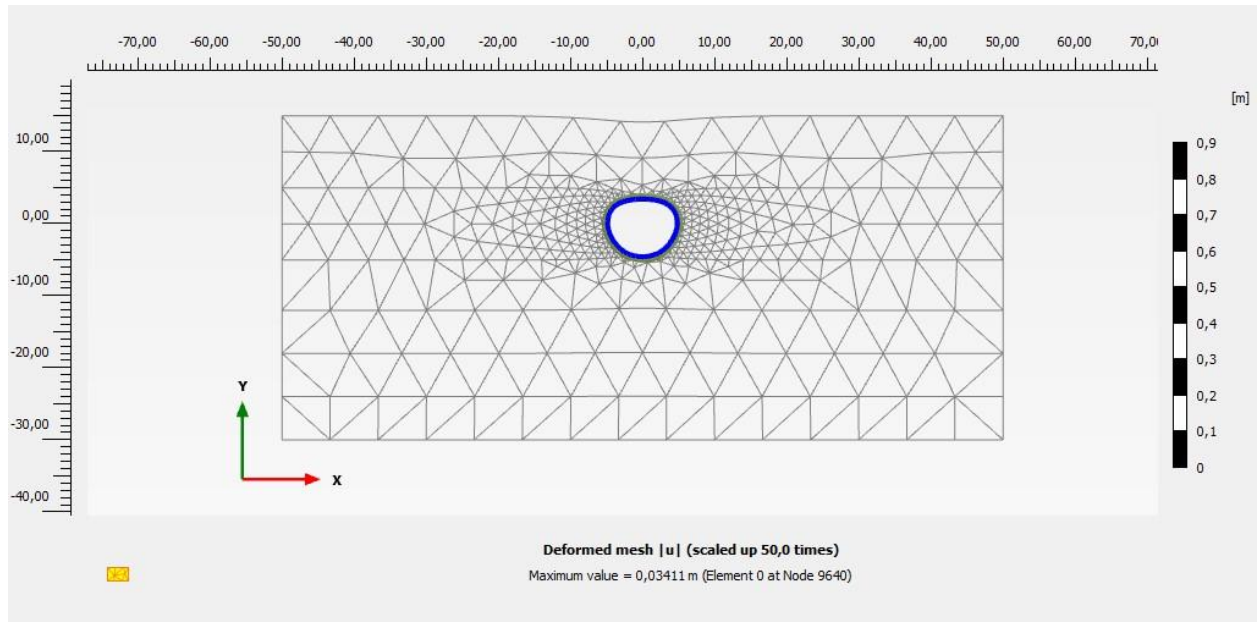


Figure VI.10 Présentation du tassement au niveau de l'excavation du tunnel SE-7.01 (pk 5+680)

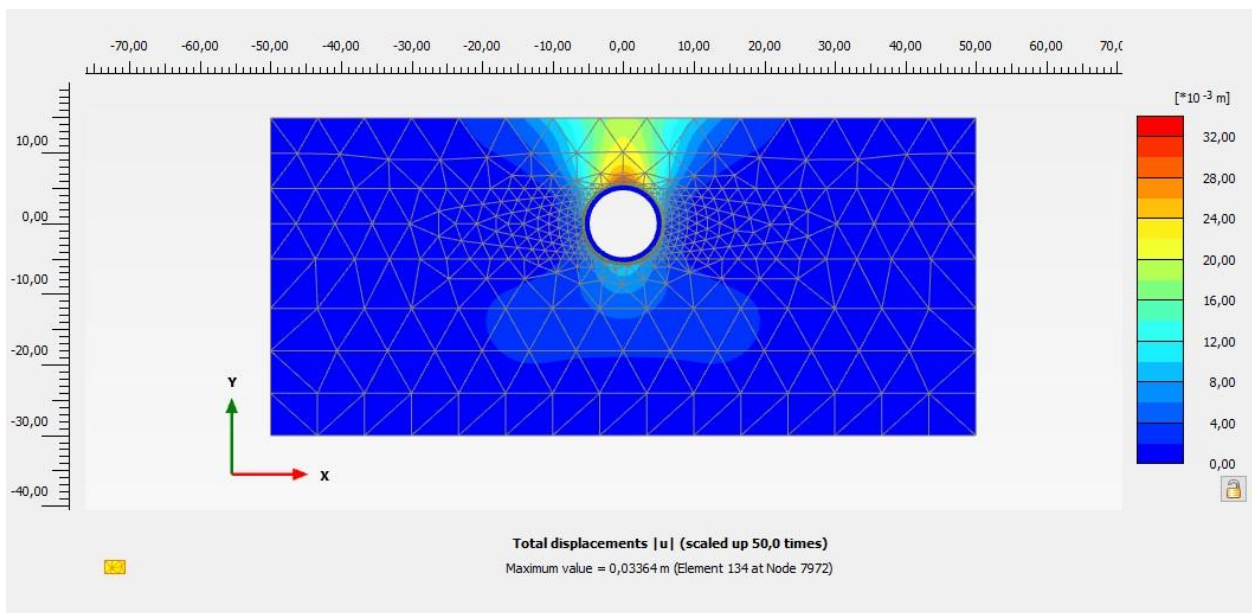


Figure VI.11 Présentation du déplacement total SE-7.01 (pk 5+680)

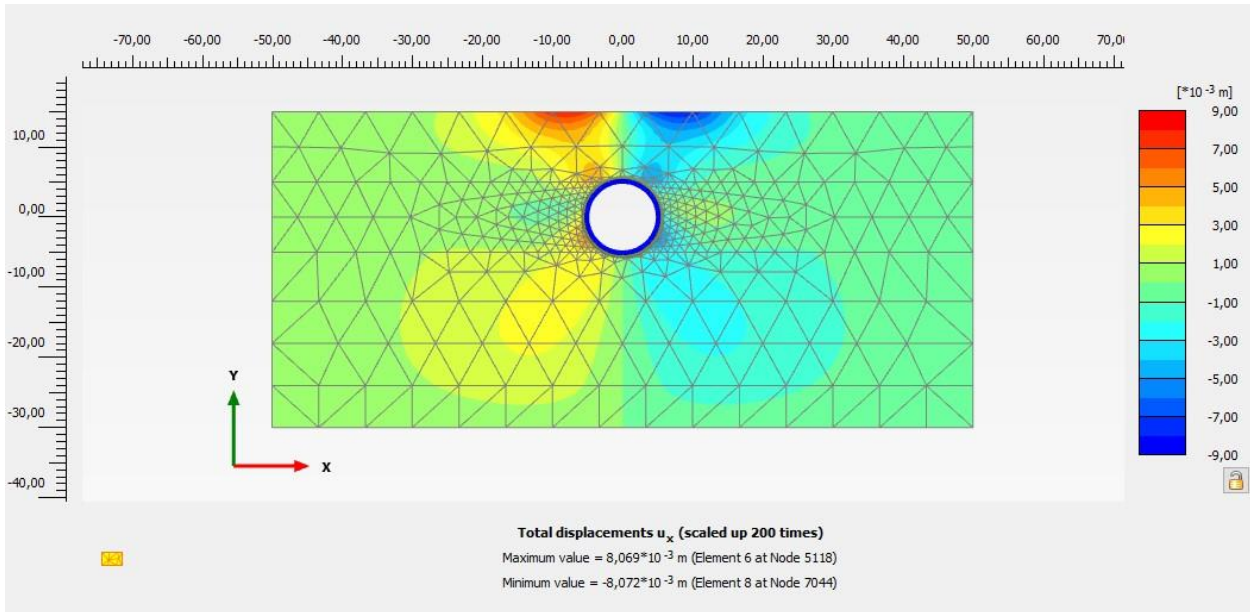


Figure VI.12 Présentation du déplacement selon l'axe x SE-7.01 (pk 5+680)

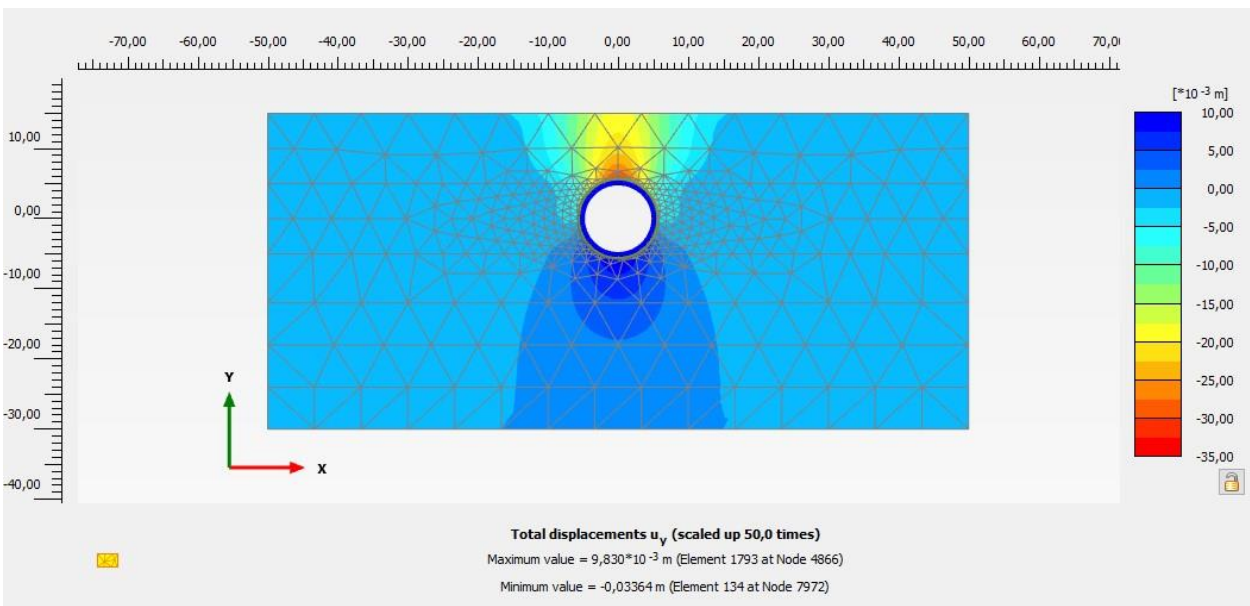


Figure VI.13 Présentation du déplacement selon l'axe y SE-7.01 (pk 5+680)

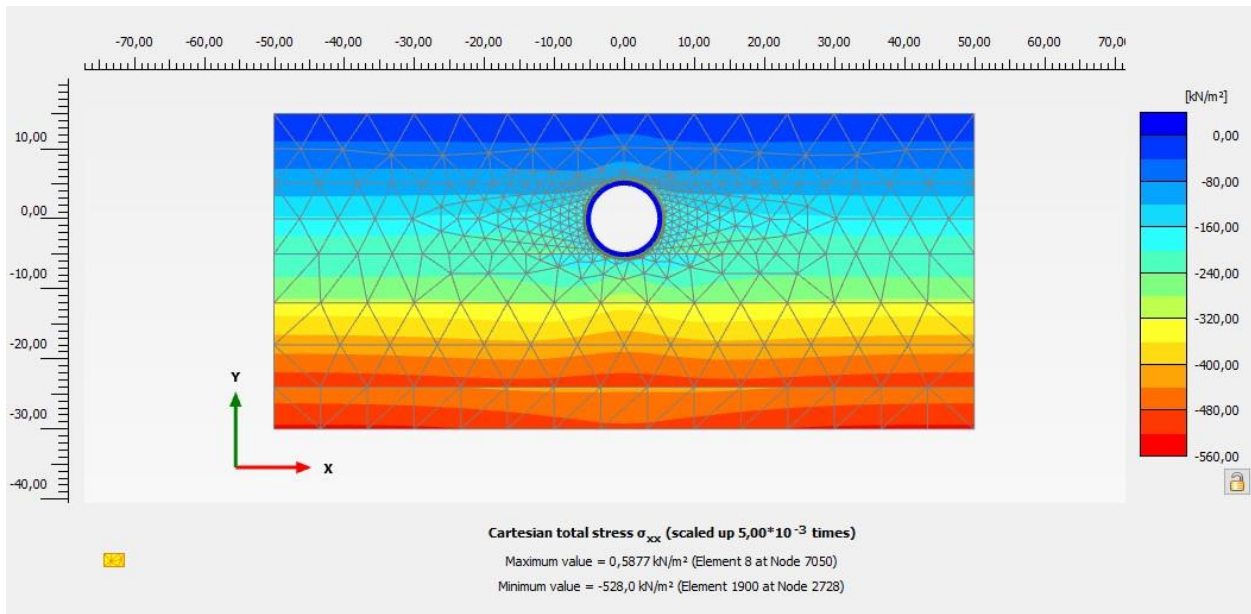


Figure VI.15 Présentation des contraintes selon l'axe xx SE-7.01 (pk 5+680)

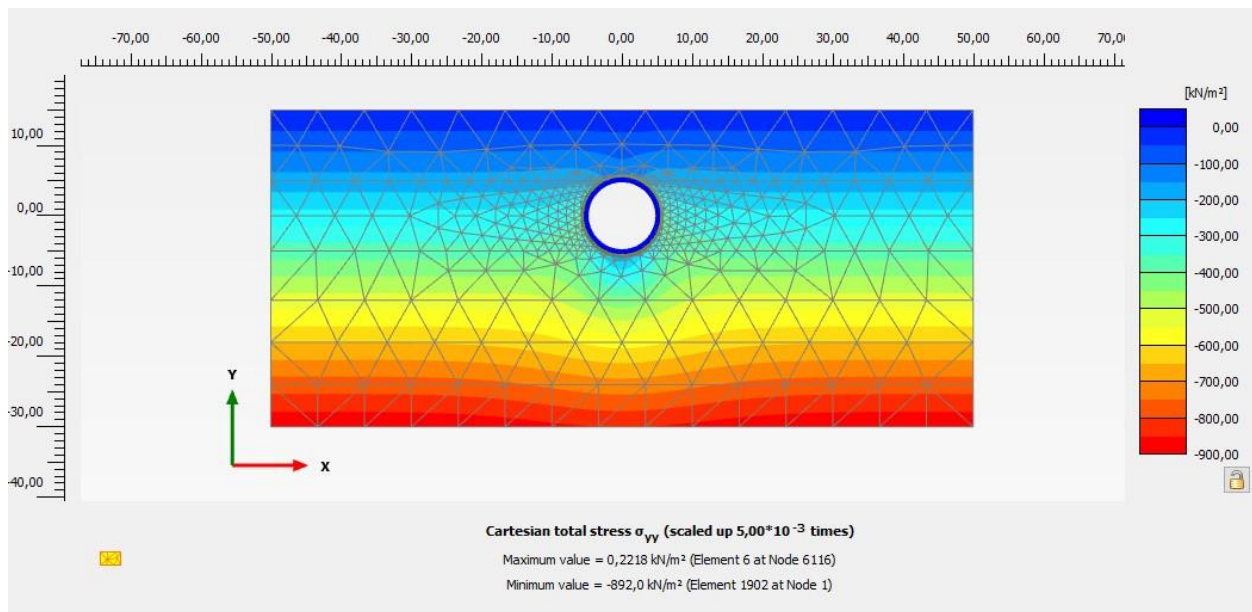


Figure VI.14 Présentation des contraintes selon l'axe yy SE-7.01 (pk 5+680)

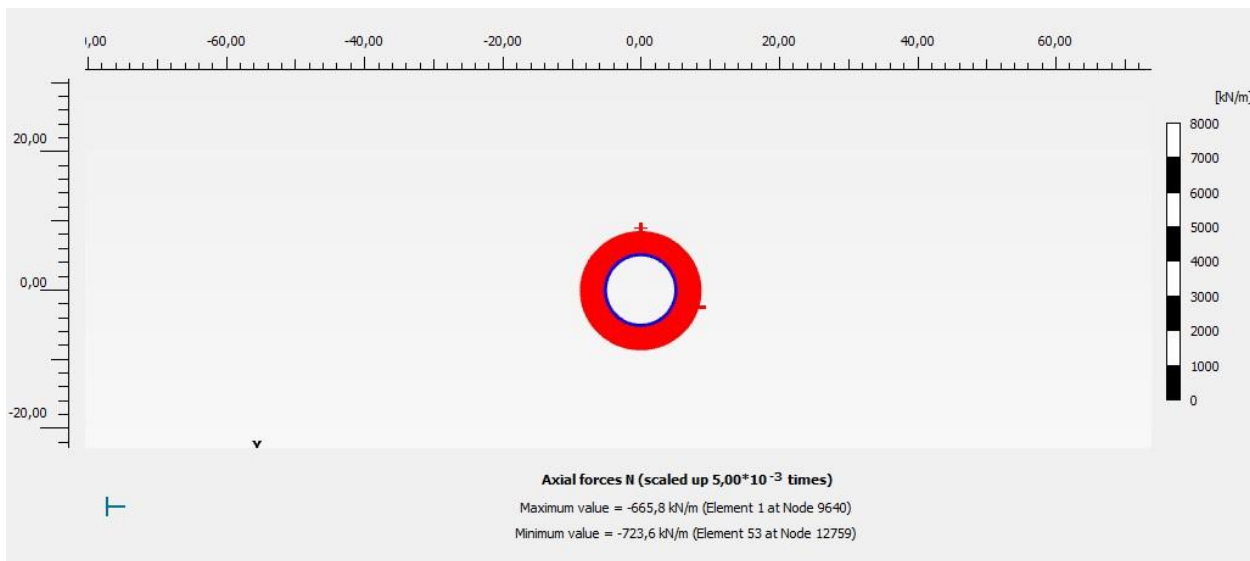


Figure VI.17 Présentation de la force axiale N SE-7.01 (pk 5+680)

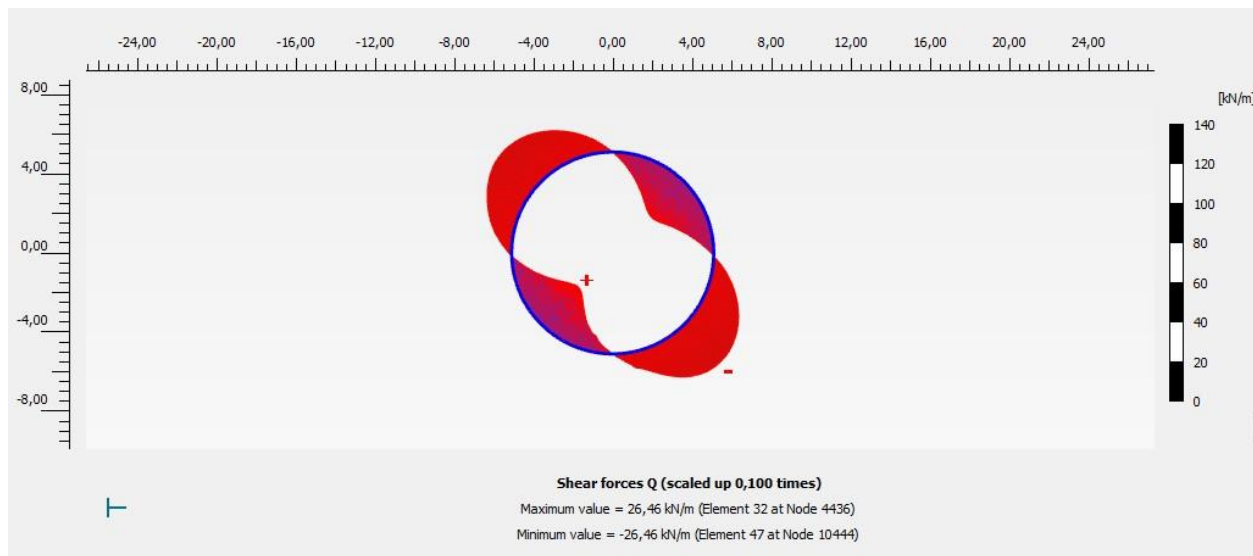


Figure VI.16 Présentation des efforts tranchants Q SE-7.01 (pk 5+680)

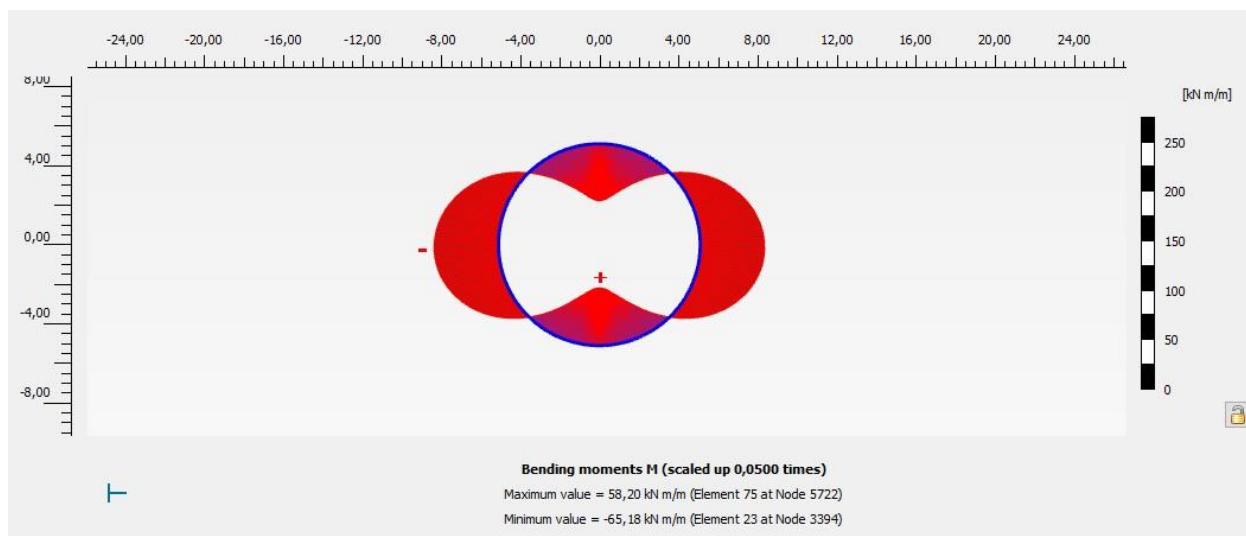


Figure VI.18 Présentation des moments M SE-7.01 (pk 5+680)

2- Résultats de la section SE-7.06 (pk 6+100) :

- BATIMENTS DE FONDATION EN SURFACE, OUI DEGATS DE SURFACE, AUCUN DOMMAGE APPARENT (type D) ;
- PRESSION DE CONFINEMENT MINIMUM = 1,1 bar ;
- NIVEAU PHEREATIQUE = +4,54 m au-dessus de l'axe du tunnel ;
- PERTE DE VOLUME = 0,37% ;
- TASSEMENT MAXIMUM = 10,0mm (RISQUE FAIBLE).

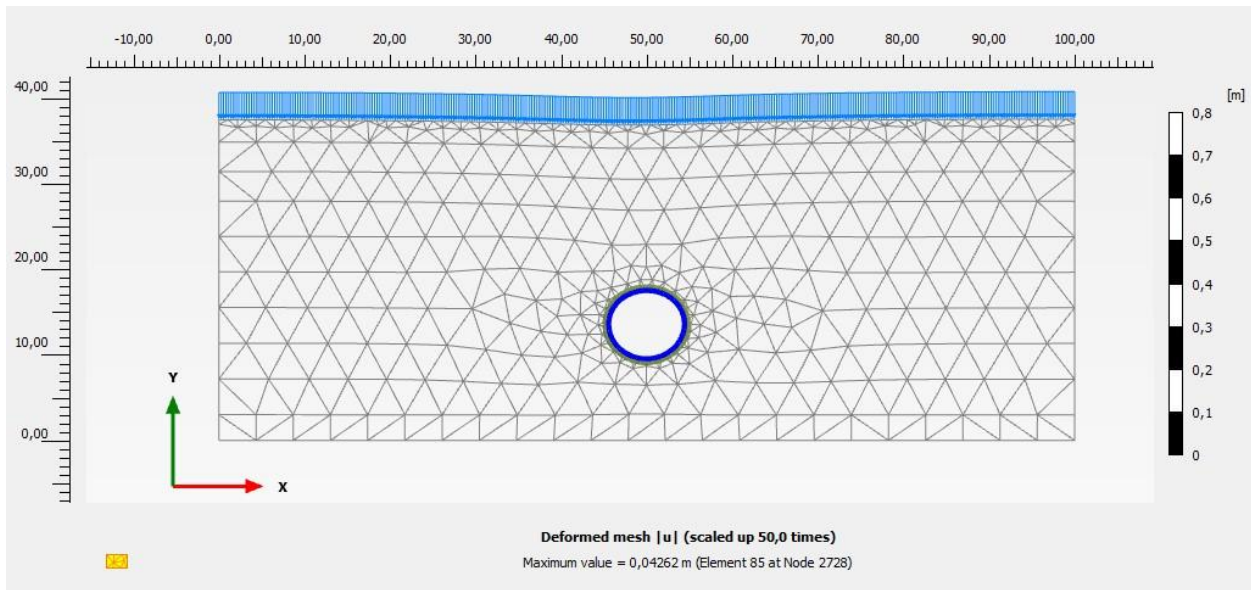


Figure VI.19 Présentation du tassement au niveau de l'excavation du tunnel SE-7.06 (pk 6+100)

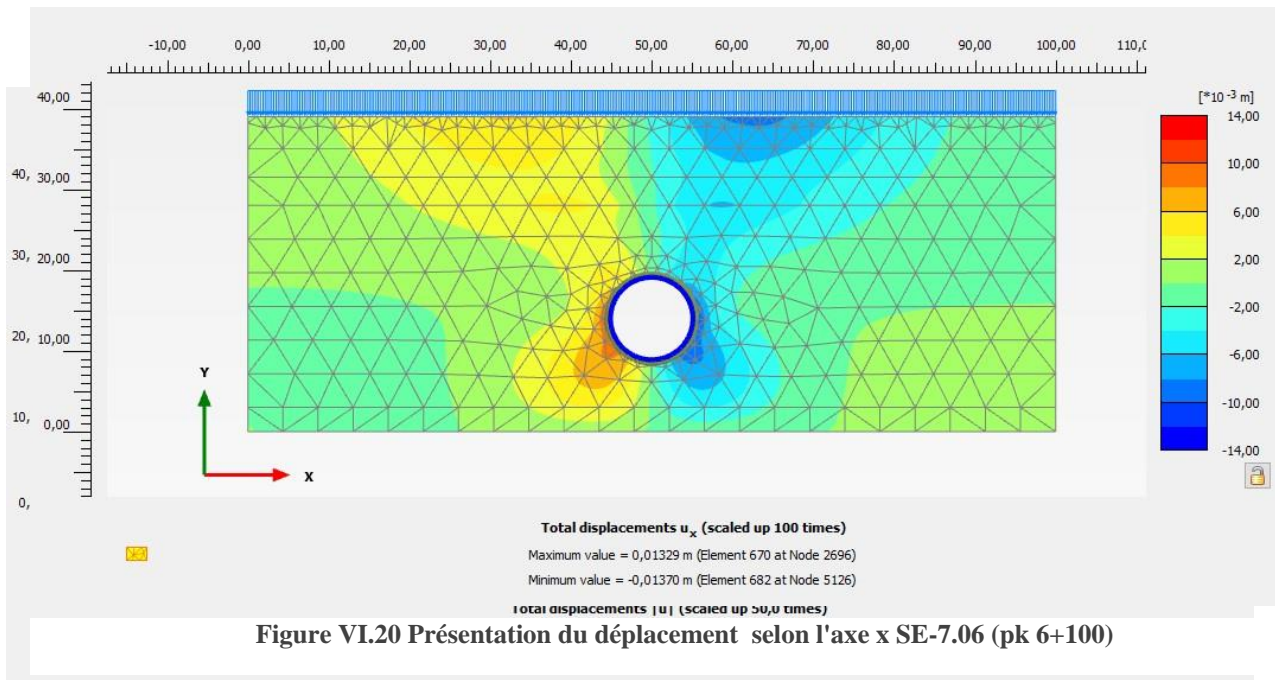


Figure VI.20 Présentation du déplacement selon l'axe x SE-7.06 (pk 6+100)

Figure VI.21 Présentation du déplacement total SE-7.06 (pk 6+100)

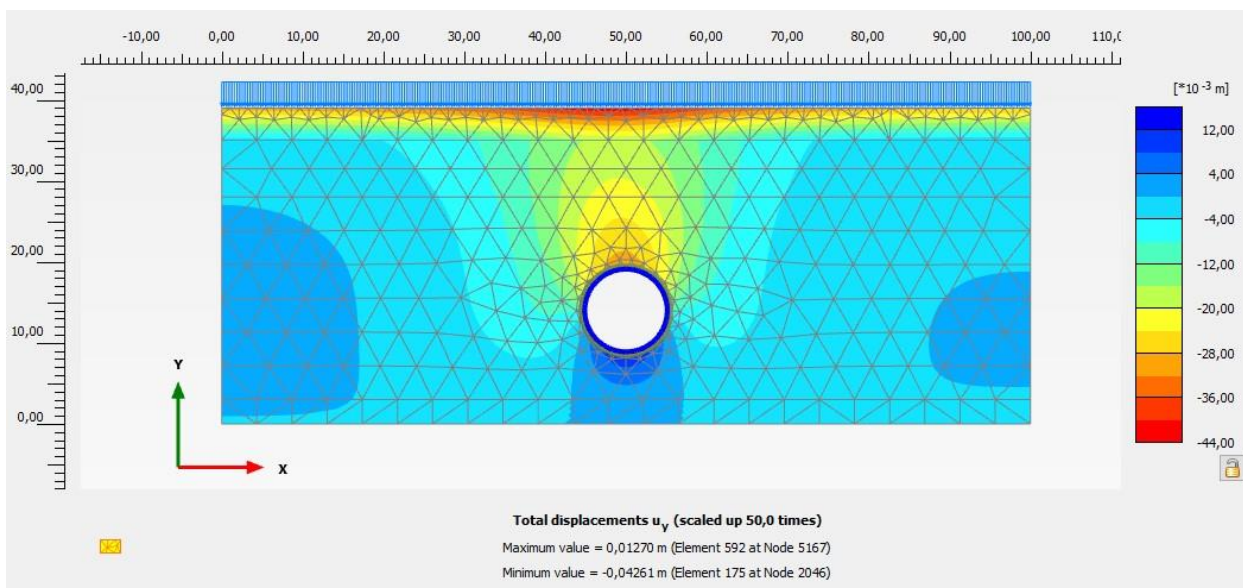


Figure VI.22 Présentation du déplacement selon l'axe y SE-7.06 (pk 6+100)

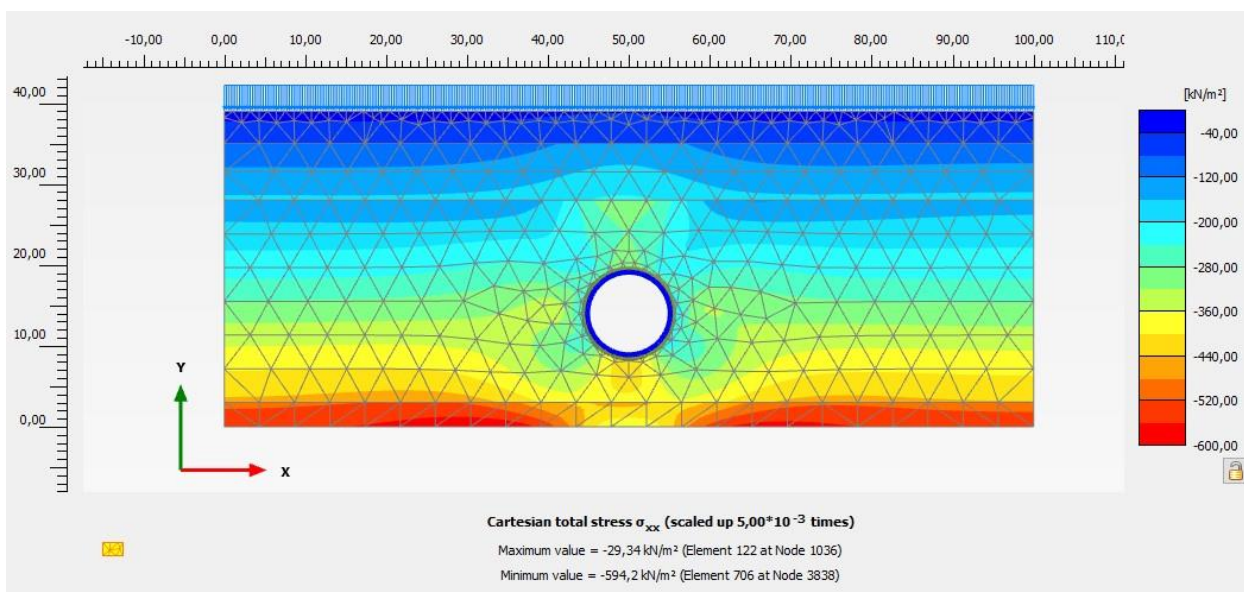


Figure VI.23 Présentation des contraintes selon l'axe xx SE-7.06 (pk 6+100)

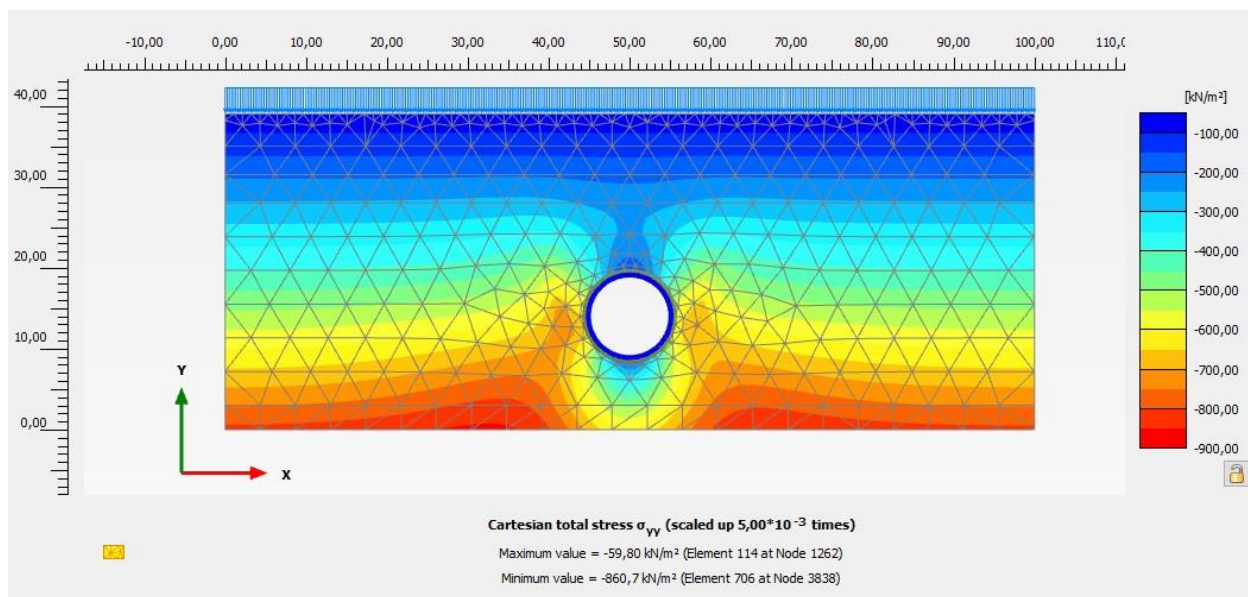


Figure VI.25 Présentation des contraintes selon l'axe yy SE-7.06 (pk 6+100)

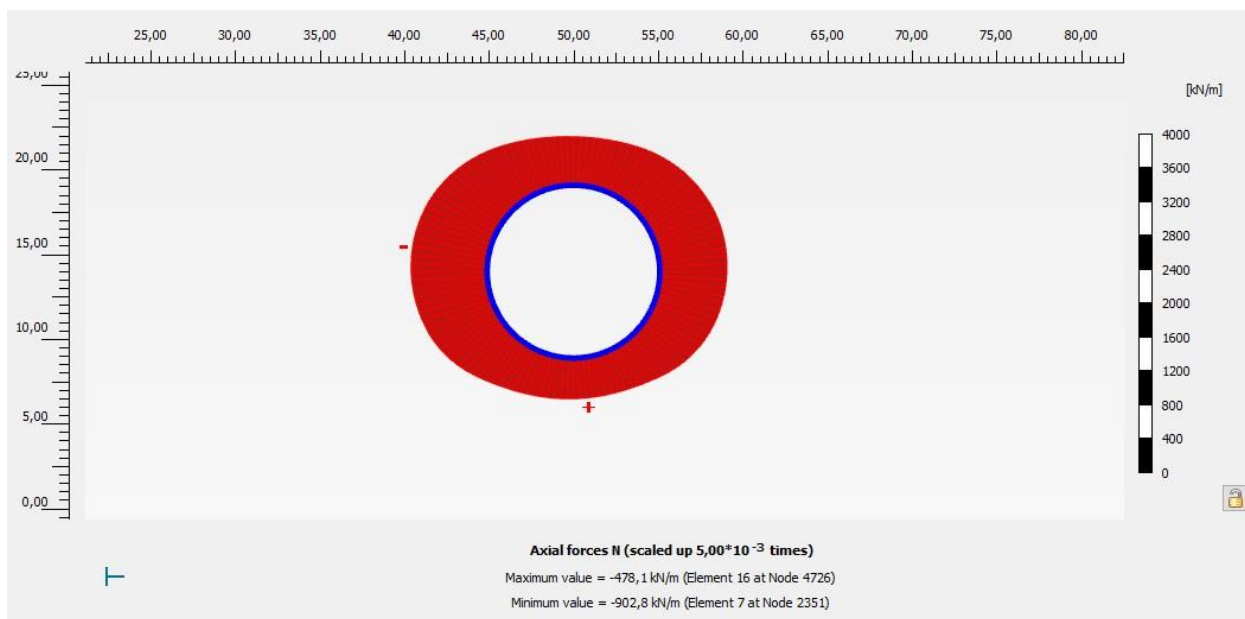


Figure VI.24 Présentation de la force axiale N SE-7.06 (pk 6+100)

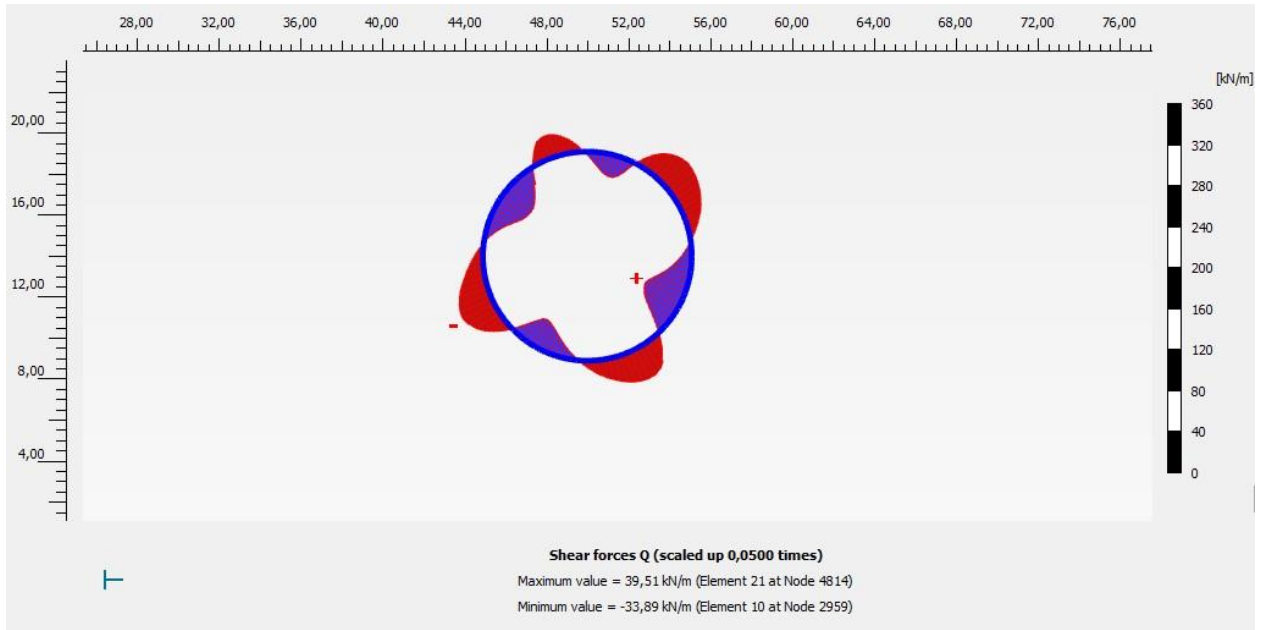


Figure VI.27 Présentation des efforts tranchants Q SE-7.06 (pk 6+100)

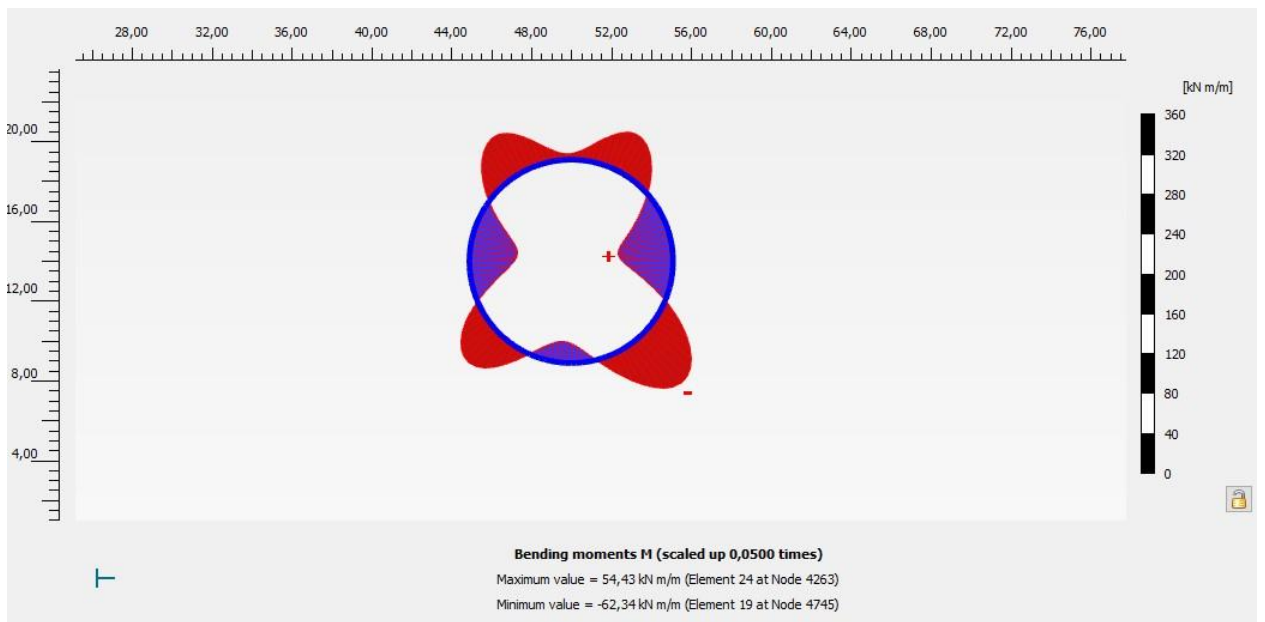


Figure VI.26 Présentation des moments M SE-7.06 (pk 6+100)

3-Résultats de la section SE-7.10 (pk 6+550) :

- BATIMENTS DE PLUS DE 10 PIEDS (TYPE E) ;
- PRESSION DE CONFINEMENT MINIMUM = 2,0 bar ;
- NIVEAU PHEREATIQUE = +5,10 m au-dessus de l'axe du tunnel ;
- PERTE DE VOLUME = 0,31% ;
- TASSEMENT MAXIMUM = 8,9 mm (RISQUE MOYEN- FAIBLE).

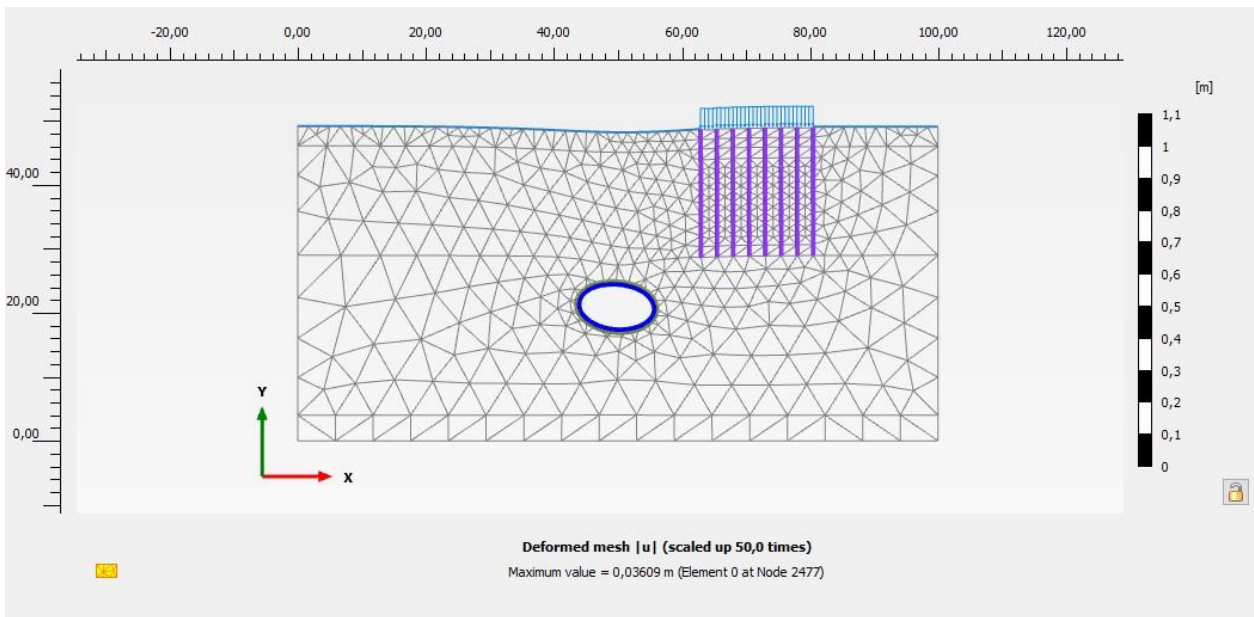


Figure VI.28 Présentation du tassement au niveau de l'excavation du tunnel SE-7.10 (pk 6+550)

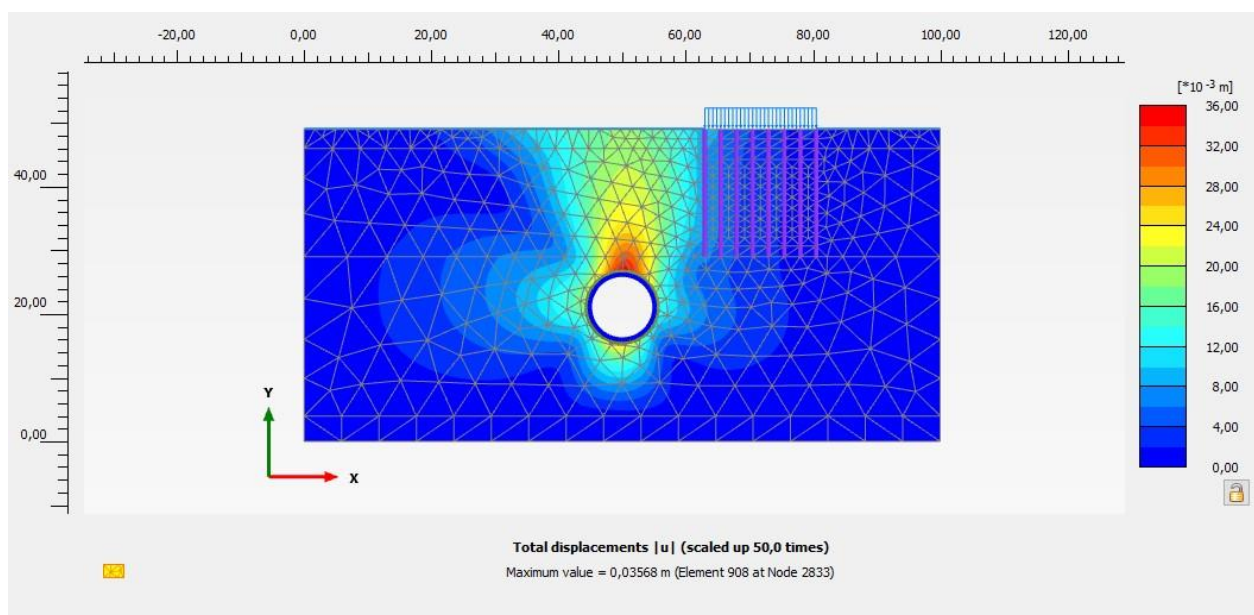


Figure VI.29 Présentation du déplacement total SE-7.10 (pk 6+550)

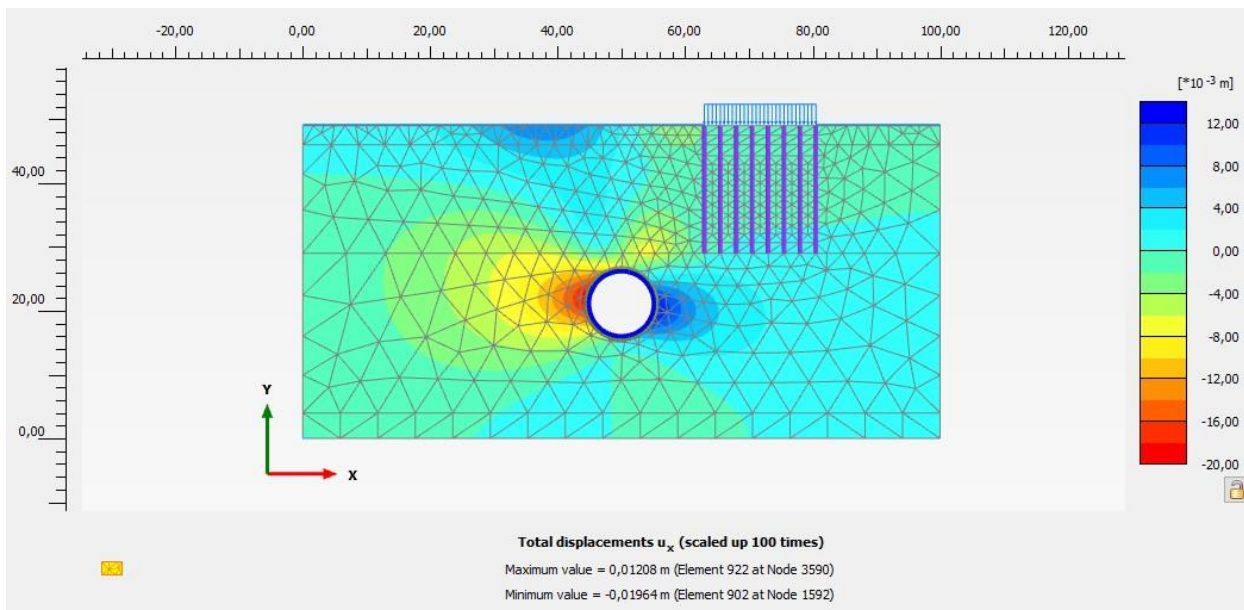


Figure VI.30 Présentation du déplacement selon l'axe x SE-7.10 (pk 6+550)

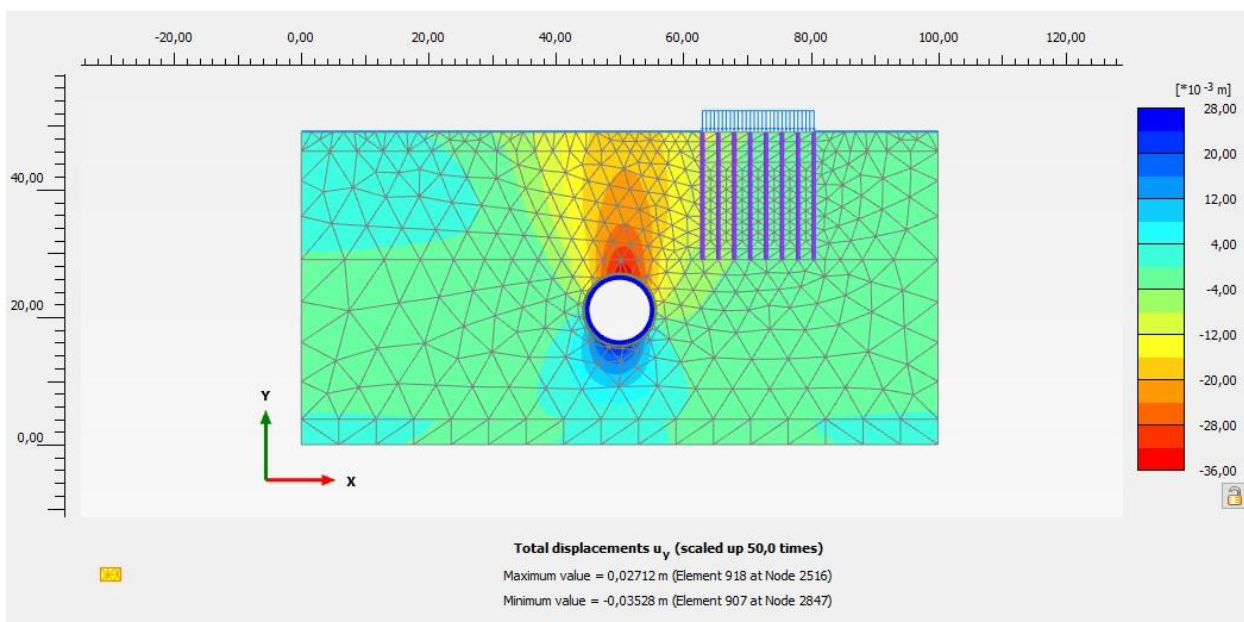


Figure VI.31 Présentation du déplacement selon l'axe y SE-7.10 (pk 6+550)

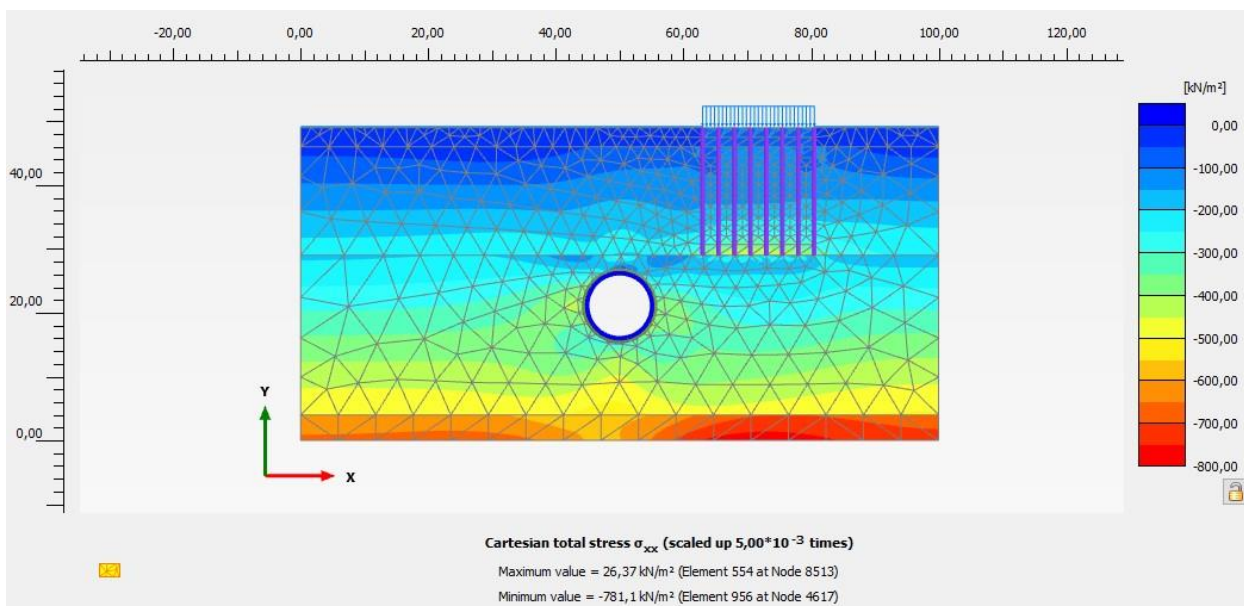


Figure VI.32 Présentation des contraintes selon l'axe xx SE-7.10 (pk 6+550)

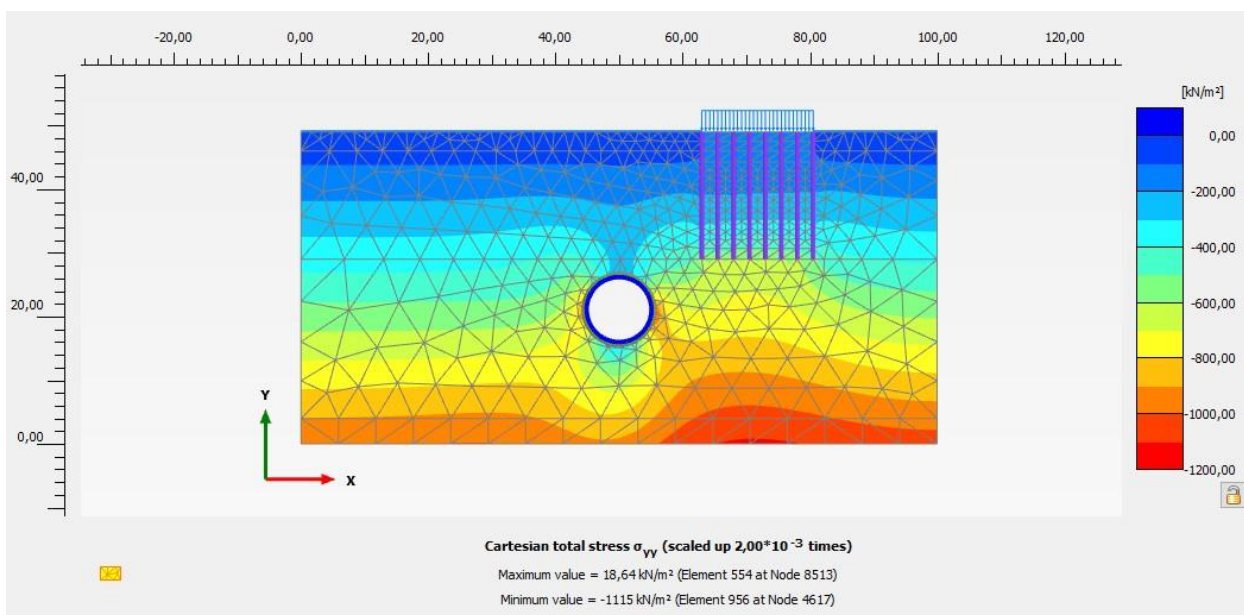


Figure VI.33 Présentation des contraintes selon l'axe yy SE-7.10 (pk 6+550)

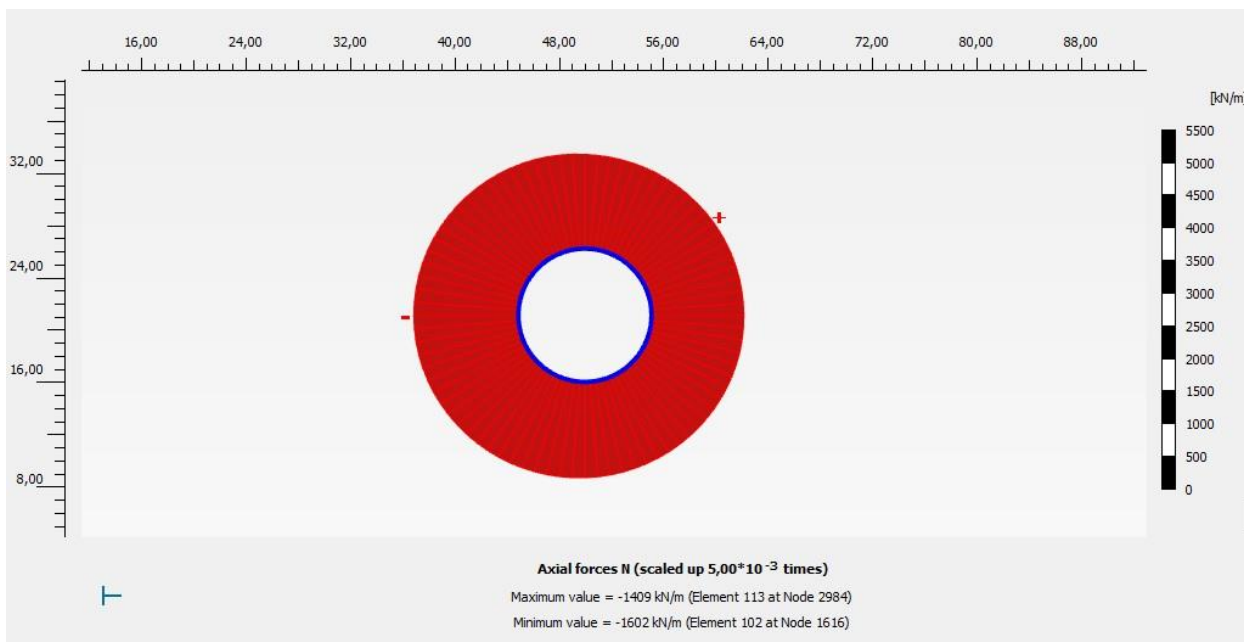


Figure VI.34 Présentation de la force axiale N SE-7.10 (pk 6+550)

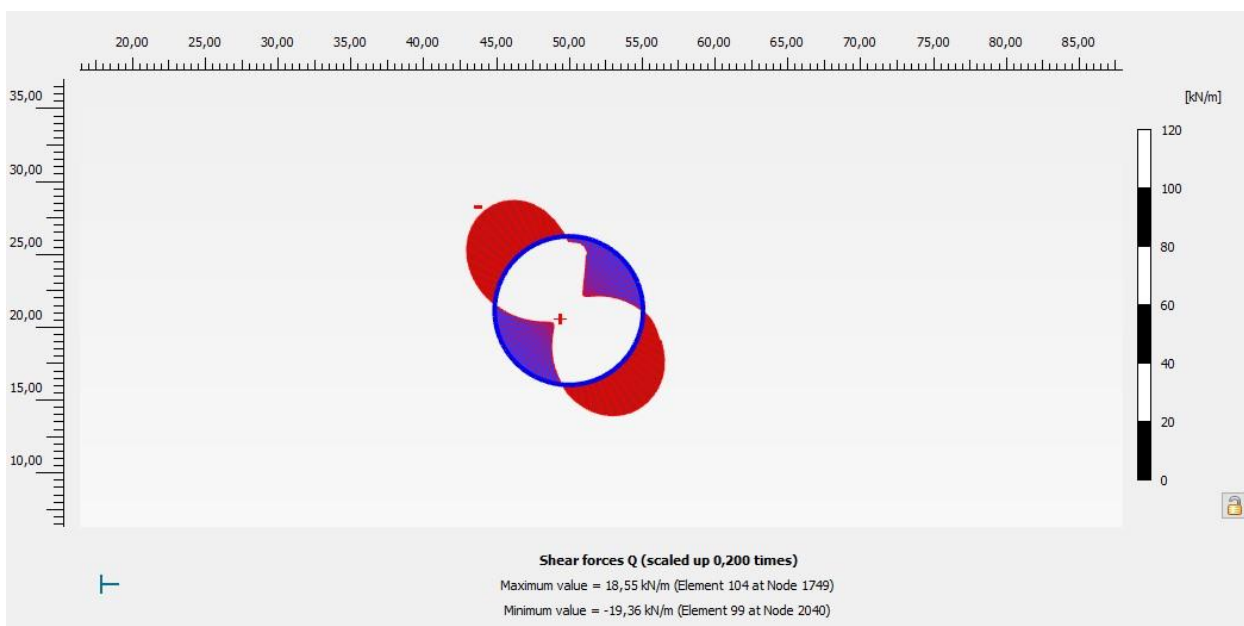


Figure VI.35 Présentation des efforts tranchants Q SE-7.10 (pk 6+550)

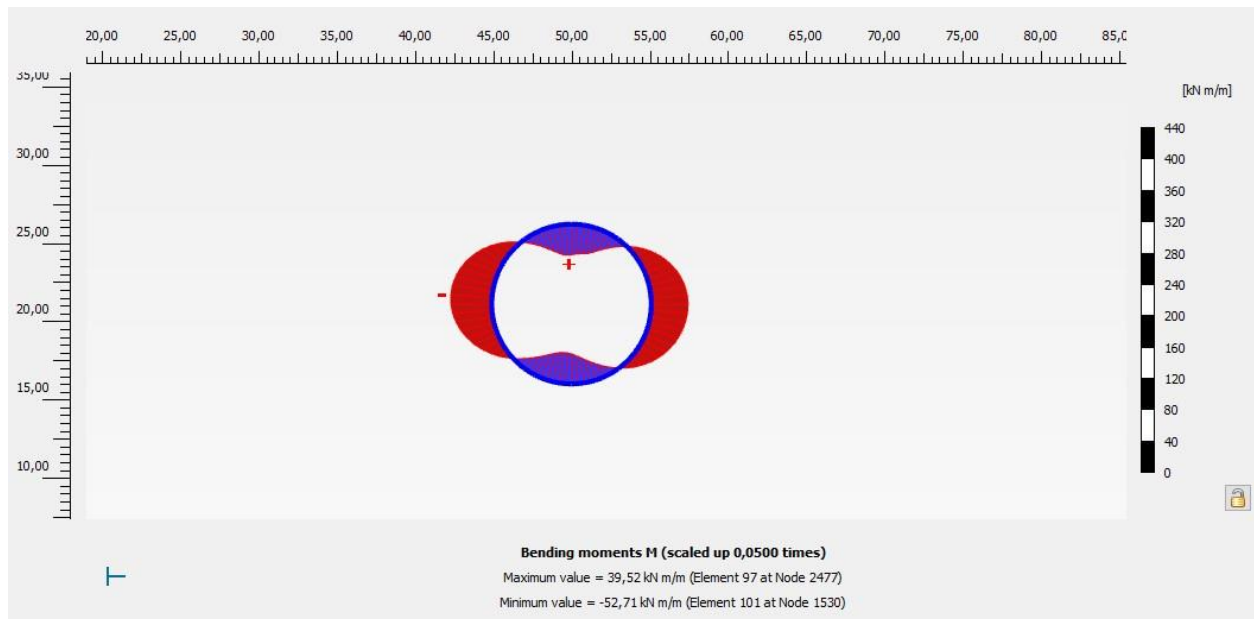


Figure VI.36 Présentation des moments M SE-7.10 (pk 6+550)

VI.7 Discussions des résultats et conclusion

A partir des figures **Fig.VI.8**, **Fig.VI.17** et **Fig.VI.26** présentant le tassement vertical produisant dans le sol pour les trois variantes, il a été constaté que la valeur maximale du tassement est égale à 28 mm. En se référant au tableau de seuil de contrôle des mouvements supplémentaires admissibles, ce tassement est considéré admissible.

Les figures suivantes : **Fig.VI.9**, **Fig.VI.10**, **Fig.VI.11**, **Fig.VI.12**, **Fig.VI.13**, **Fig.VI.18**, **Fig.VI.19**, **Fig.VI.20**, **Fig.VI.21**, **Fig.VI.22**, **Fig.VI.27**, **Fig.VI.28**, **Fig.VI.29**, **Fig.VI.30**, **Fig.VI.30** représentent la cartographie des contraintes dans la direction x et y. les diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchants et des efforts normaux servent au contrôle et au dimensionnement des voussoirs.

Conclusion générale

Conclusion générale

Les ouvrages souterrains jouent un rôle important dans la résolution de nombreux problèmes, tels que : la saturation des villes, la traversée des montagnes, etc. Mais leur utilisation provoque des perturbations dans le sol encaissant. Pour cette raison, les ingénieurs sont toujours à la recherche des méthodes d'excavation et des matériaux plus fiables pour assurer la stabilité à long terme.

Le mouvement de sol lors de l'excavation peut se produire au front de taille ou dans les parois du tunnel. Un seul désordre, même majeur, ne constitue pas systématiquement un risque grave, en revanche, l'association de plusieurs désordres doit être considérée comme préoccupante. Cependant, l'apparition tardive de désordres nécessite toujours un réexamen des conditions de conception et de réalisation.

Les méthodes de calcul et de dimensionnement des tunnels à partir de classifications des massifs rocheux, sont très diverses et reposent sur des considérations théoriques, empiriques et numériques. Les méthodes empiriques globales permettent d'orienter le choix du type de soutènement, mais ne suffisent pas à vérifier la stabilité du tunnel. Les méthodes analytiques, telle que la méthode de convergence-confinement, servent souvent d'approche pour l'utilisation ultérieure de méthodes numériques plus précieuses, telles que la méthode des éléments finis.

La construction des tunnels passe par trois phases principales, creusement, soutènement et revêtement. La méthode de construction et les équipements utilisés dépendent de la nature du sol et de la profondeur du tunnel.

Les tunnels peu profonds, souvent creusés dans des formations meubles et/ou aquifères, sont la préférence des tunneliers qui ont le gros avantage de pouvoir mieux maîtriser les tassements. C'est en effet primordial lors de la traversée des zones urbaines où le moindre tassement différentiel peut entraîner des désordres dans les bâtiments sus-adjacents.

Durant les dernières décennies, les évolutions dans le domaine des études se référant à la conception, la réalisation et le développement des moyens de calculs informatiques dans le domaine des tunnels ont connu un essor important en vue de faire évoluer cet axe de recherche et trouver des solutions pour mieux comprendre et maîtriser les mouvements qui en résultent. C'est sur ce point primordial que le chapitre suivant sera concentré.

Le contrôle de la sécurité du tunnel en cours de réalisation est basé sur la surveillance de plusieurs paramètres pour éviter les risques de soulèvement et tassement des structures avoisinantes. La conception et la construction du tunnel Métro d'Alger est réalisée dans une zone urbaine en utilisant la méthode TBM pour accélérer la cadence des travaux et minimiser le délai de réalisation. Le but de ce travail est la vérification des résultats numériques des tassements obtenus par le code de calcul PLAXIS 2D correspondant aux données géotechniques des sections étudiées sur le tronçon du tunnel du métro d'Alger, extension El-Harrach – Aéroport International. Les valeurs de tassement obtenus sont vertes et ne dépassant pas l'intervalle

jaune, en comparant avec les valeurs de seuils de contrôle des mouvements supplémentaires admissibles en fonction du classement.

Les contraintes dans la direction x et y, même temps les diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchants et des efforts normaux a pour but de contrôle et dimensionnements des voussoirs.

Références bibliographique

- [1] Chambon, Pierre, et Jean-Francois Corte. 1994. « Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face ». *Journal of geotechnical engineering* 120 (7): 1148-65.
- [2] GESTA, Pierre. 1994. *Travaux souterrains*. Ed. Techniques Ingénieur.
- [3] Chambon P. et Corté J.F., (1989), Stabilité du front de taille d'un tunnel faiblement enterré : modélisation en centrifugeuse, Colloque international Tunnels et Microtunnels en terrain meuble : du chantier à la théorie, Paris, pp. 307-315.
- [4] Chambon P. et Corté J.F., (1990), Stabilité du front de taille d'un tunnel dans un milieu frottant, approche cinématique en calcul à la rupture, *Revue Française de Géotechnique*, N° 51, pp. 51-59.
- [5] C. BOUYAT - Le soutènement à pression de boue - *Tunnels et Ouvrages Souterrains* (n° 106 - Juillet- Août 1991).
- [6] Clough G.W. and Leca E., (1993), EPB Shield Tunneling in Mixed Face Conditions, *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, N° 10, pp. 11640-1656.
- [7] Dormieux L. et Leca E., (1993), Stabilité du front de taille d'un tunnel dans un milieu sans résistance à la traction, *Symposium International Sols indurés et Roches tendres*, Athènes, Vol. 2, pp. 1409-1415.
- [8] Cording E.J. et Hansmire W.H.,(1975), Displacements around soft ground tunnels - General Report, 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Session IV, pp.571-632 ; traduit en français par J. Kérisel, *Les déplacements autour des tunnels en terrain tendre*, (1977), *AFTES-TOS*, N° 8 et 12.
- [9] Leblais Y. and Bochon A., (1991), Villejust Tunnel: slurry shield effects on soils and lining behavior and comments on monitoring requirement, *Tunneling '91*, London, IMM, pp. 65-77.
- [10] Leca E. and Dormieux L., (1990), Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material, *Géotechnique*, Vol. 40, N° 4, pp. 581-606.
- [11] Leca E. and Dormieux L., (1992), Contribution à l'étude de la stabilité du front de taille d'un tunnel en milieu cohérent, *Revue Française de Géotechnique*, N° 61, pp. 5-16.
- [12] Leca E. et Panet M., (1988), Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel, *Revue Française de Géotechnique*, N°. 43, pp. 5-19.
- [13] Bougard J.F., François P. et Longelin R., (1979), Le prédécoupage mécanique : un procédé nouveau pour le creusement des tunnels, *AFTES-TOS*, N° 22, pp. 174-180, N° 23 pp. 202- 210, N° 24, pp. 264-272.
- [14] Puglisi R., (1991), Le prédécoupage mécanique, *AFTES-TOS*, N° 108, pp. 269-279.

- [15] Tanis J.M., Leblais Y., Besson C. et Harnois J., (1994), Consolidation et étanchement des terrains - Autoroute A14, Terrasse de Saint-Germain, Travaux, N° 701, pp. 35-40.
- [16] Carrara G., (1995), Remplissage du vide annulaire et tassements, AFTES-TOS, N° 128, pp. 84-87.
- [17] Pantet A., (1991), Creusement de galeries à faible profondeur à l'aide d'un tunnelier à pression de boue ; mesures in situ et étude théorique du champ de déplacements, Thèse de doctorat, INSA, Lyon.
- [18] A. Bouvard-Lecoanet, G. Colombet et F. Esteulle, Ouvrages souterrains - Conception, réalisation, entretien, Presses de l'ENPC, Paris, (1992).
- [19] Cetu, Dossier pilote des tunnels : Génie Civil / Conception et dimensionnement, vol. 3, Ministère de l'Équipement, Bron, (1998).
- [20] AFTES, Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et la réalisation des ouvrages souterrains, TOS, (2003).
- [21] J.L. Durville et H. Héraud, Description des roches et des massifs rocheux (c352), Techniques de l'Ingénieur, Traité de Construction (1995).
- [22] F. Martin. Mécanique des roches et travaux souterrains : cours et exercices corrigés. Ed. BG Ingénieurs Conseils, ENS Cachan, France. (2012)
- [23] P. Gesta, Travaux souterrains, Article de technique de l'ingénieur. <http://www.techniques-ingenieur.fr/>, (1994)
- [24] TOUAMRIA S. Modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet du creusement d'un tunnel sur le comportement des superstructures sous-jacentes. Projet de fin d'études, école doctorale en génie civil. U. Skikda. (2007).
- [25] Bouziane M. Et Bech Y. 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, Université Abderrahmane Mira. Béjaia (2017).
- [26] Thèse. Réalisation et conception d'un tunnel ferroviaire à deux voies. Cas de Tunnel Gannta (Boumadfaa), Projet de fin d'étude Master Géotechnique.
- [27] M. Arrada, B. Bellarmin, (2016) « Analyse de l'interaction entre deux tunnels parallèles d'un tronçon de l'autoroute Est Ouest », Université de Jijel.
- [28] AFTES, Recommandations relatives à l'utilisation des règles et normes générales de conception et de dimensionnement pour les revêtements de tunnel en béton armé et non armé, TOS 165, (2001).
- [29] Cetu, Dossier pilote des tunnels : Génie Civil / étanchement et revêtement, vol. 5, Ministère de l'Équipement, Bron, (1998).