

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département de Génie Civil



Projet de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Génie Civil

Thème :

ETUDE ET CONCEPTION D'UN TUNNEL

« Metro d'Alger »

Préparé et présenté par :
AKCHICHE Rabah Mohamed Amine
KARED Anis Boualem

Proposé et dirigé par :
M^{me} H. DJABALI-MOHABEDDINE
M^{me} D. CHERID

Promotion 2015

*Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach
16200 Alger, Algérie
Tel : +213 21 52 53 01/03 – Fax : +213 21 52 29 73*

Remerciements

Nous remercions tout d'abord ALLAH le tout puissant de nous avoir donnés la force et la patience de poursuivre nos études supérieures consacrées par la réalisation de ce projet de fin d'études qui est notre modeste contribution au calcul des ouvrages souterrains.

Nos remerciements vont aussi tout particulièrement à Mr GANI, cadre à la Direction Générale de l'entreprise Métro d'Alger, qui nous a proposé et inspiré le thème de mémoire.

Nous tenons également à remercier Mrs LECHANI et CHERCHALI qui nous ont su nous motiver et encourager tout au long notre travail à travers leurs conseils avisés et leurs recommandations pertinentes, sans oublier nos promotrices Mmes MOHABEDDINE et CHERID pour leur encadrement exemplaire et efficace.

Un grand merci sincère aux membres du jury présidée par Mme KETTAB pour leur disponibilité et amabilité à évaluer notre thèse de fin d'étude

Nous adressons aussi notre profonde gratitude à tout le corps enseignant de l'ENP, en particulier, à tous les enseignants du département Génie Civil qui ont tous contribué à notre formation d'Ingénieur et qui n'aurons ménagé aucun effort pour accomplir leur noble mission de formateur.

Enfin nous adressons nos remerciements à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce modeste travail.

Dédicace

En signe de respect et de reconnaissance je dédie ce modeste travail à :

Mes grands-parents maternels et paternels, notamment à mon défunt grand-père M r AKCHICHE Rabah, pour les valeurs et les enseignements qu'ils m'ont inculqués.

Mes parents, particulièrement ma mère, ces êtres modèles qui m'ont donné la vie, élevé et instruit de la meilleure manière possible

Mon adorable sœur Yasmine pour sa présence, ses encouragements et sa joie de vivre.

L'ensemble de ma famille et mes amis, chacun en son nom.

Mon frère et binôme Anis et toute la promo de génie civil.

Rabah

Dédicace

Je dédie ce travail :

A la mémoire de ma très chère tante qui m'a adopté pendant mes trois d'années de formation, qu'Allah lui accorde sa miséricorde et lui réserve une place dans son vaste Paradis.

A ceux qui m'ont transmis la vie, l'amour, le courage, à vous chers parents, toutes mes joies, mon amour et ma reconnaissance.

A ma fiancée et mes frères et sœurs.

A Rabah, qui est un frère et non pas un simple binôme.

Ainsi qu'à toute ma famille et tous mes amis.

ملخص: الهدف من الدراسة الحالية هو دراسة تمديد خط 1 من محطة مترو الجزائر الذي يربط ساحة الشهداء ومحطة طالب عبد الرحمان
سنبداً دراستنا من خلال تحديد أهمية أعمال تحقيق الموقع حيث سيتم وضع النفق في المستقبل، ثم سوف نصف أساليب تحقيق الإنشاءات المشيدة تحت الأرض والتحجيم بهم
بعد ذلك سنقوم بتقييم القوى المطبقة على النفق باستخدام برنامج بلاكسيس و كذلك القوى الزلزالية لنتمكن فيما بعد من تصميم الدعم المؤقت والتلبيس النهائي و أخيراً سنتحقق من أن حفر النفق لا يسبب أضرار في السطح.
الكلمات المفتاحية: نفق، حفر، الدعم المؤقت، التلبيس النهائي،

Résumé : l'objet de ce présent travail est l'étude de l'extension A de la ligne 1 du métro d'Alger reliant la station place des martyrs et la station Taleb Abderahmene.

Nous commencerons notre étude par la définition de l'importance de l'investigation du site où le futur ouvrage va être implanté, ensuite nous allons décrire les différentes méthodes de réalisation des ouvrages souterrains ainsi que de leur dimensionnement.

Afin de dimensionner en première approche le soutènement provisoire nous avons utilisé les méthodologies empiriques, puis afin de valider les solutions proposées nous avons utilisé la méthode convergence-confinement. Cette dernière, nous a permis de définir les paramètres importants à introduire lors d'un calcul plus élaboré par la méthodologie des éléments finis à travers le logiciel Plaxis.

Enfin nous avons effectué l'étude sismique, dimensionné le ferrailage du revêtement définitive et vérifié que le creusement de l'ouvrage ne provoquer pas des dommages en surface.

Mot clés : Tunnel, creusement, soutènement, revêtement, modélisation, tassement, Plaxis.

Abstract: the object of the present work is the study of the extension of the A line 1 of the Metro d'Alger linking the station Martyrs' Square and the station Taleb Abderahmene. We begin our study by defining the importance of site investigation work where the future tunnel will be implanted, and then we will describe the different methods of realization and design of underground structures.

In order To design in the first approach the primary lining we used empirical methods and to validate the proposed solutions we used the convergence-confinement method. This method has allowed us to define the important parameters to be introduced in a sophisticated calculation by the finite elements method through the software Plaxis.

Finally we made seismic studies, design the final lining and verified that the excavation of the tunnel does not cause surface damage.

Key words: Tunnel, excavation, primary lining, final lining, settlement, modeling, plaxis.

Sommaire

| | |
|--|----------|
| Introduction générale..... | 1 |
| Chapitre 1 : Investigation et reconnaissance | |
| 1.1. Introduction :..... | 2 |
| 1.2. But d'une investigation du site..... | 2 |
| 1.3. Investigation et reconnaissance géologique | 2 |
| 1.4. Investigation hydrogéologique | 3 |
| 1.5. Investigations géotechniques | 4 |
| 1.6. Résultats des reconnaissances | 5 |
| 1.7. Conclusion | 8 |
| Chapitre 2 : Méthodes d'exécution | |
| 2.1. Techniques de creusement | 9 |
| 2.2. Soutènement provisoire | 16 |
| 2.3. Revêtement définitif | 27 |
| Chapitre 3 : Méthodes de calcul | |
| 3.1. Introduction..... | 34 |
| 3.2. Position du problème et difficultés du calcul d'un ouvrage souterrain | 34 |
| 3.3. Principe et classification des méthodes de calcul | 35 |
| 3.4. Conclusion | 46 |
| Chapitre 4 : Prédimensionnement du soutènement provisoire | |
| 4.1. Introduction..... | 47 |
| 4.2. Classification du massif rocheux | 48 |
| 4.3. Prédimensionnement du soutènement et choix du mode d'excavation | 49 |
| 4.4. Choix de la technique de creusement | 51 |
| 4.5. Synthèse du prédimensionnement..... | 52 |
| 4.6. Conclusion | 55 |
| Chapitre 5 : Application de la méthode convergence-confinement | |
| 5.1. Introduction..... | 56 |
| 5.2. Principe de calcul | 56 |
| 5.3. Application de la méthode à notre tunnel..... | 59 |
| 5.4. Conclusion | 66 |
| Chapitre 6 : Application de la méthode du solide composite | |
| 6.1. Introduction..... | 67 |
| 6.2. Hypothèses de calcul | 67 |

| | |
|--|-----|
| 6.3. Utilisation d'un modèle numérique | 69 |
| 6.4. Vérification des contraintes du soutènement provisoire | 78 |
| 6.5. CONCLUSION : | 88 |
| Chapitre 7 : Etude sismique et ferrailage du revêtement définitif | |
| 7.1. Introduction..... | 89 |
| 7.2. Classification des tunnels | 89 |
| 7.3. Réponse d'un ouvrage enterré à l'action sismique | 89 |
| 7.4. Evaluation de l'action sismique au droit de notre ouvrage :..... | 95 |
| 7.5. Ferrailage du revêtement définitif | 98 |
| 7.6. Conclusion | 104 |
| Chapitre 8 : Tassement en surface | |
| 8.1. Introduction..... | 105 |
| 8.2. Déplacements de terrain liés au creusement | 105 |
| 8.3. Les méthodes de calcul des tassements : | 106 |
| 8.4. Limitation des tassements :..... | 106 |
| 8.5. Stabilité du front de taille | 109 |
| 8.6. Calcul des tassements | 111 |
| 8.7. Instrumentation | 114 |
| 8.8. Conclusion | 114 |
| Conclusion générale | 115 |
| Références bibliographiques | |
| Annexe | |

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Figure 1.1. Profil géologique en long..... | 6 |
| Figure 1.2. Légende : Lithologie et stratigraphie..... | 6 |
| Figure 2.1. Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif..... | 11 |
| Figure 2.2. Machine à attaque ponctuelle..... | 12 |
| Figure 2.3. Tunnelier à front pressurisé..... | 13 |
| Figure 2.4. Creusement en pleine section..... | 15 |
| Figure 2.5. Creusement en demi-section..... | 15 |
| Figure 2.6. Creusement en section divisée..... | 16 |
| Figure 2.7. Boulon à ancrage ponctuel | 17 |
| Figure 2.8. Boulon à scellement réparti | 18 |
| Figure 2.9. Fabrication des boulons expansifs..... | 18 |
| Figure 2.10. Mise en place des boulons..... | 18 |
| Figure 2.11. Technique de projection..... | 21 |
| Figure 2.12. Types de cintres | 22 |
| Figure 2.13. Dispositifs d'appui des cintres..... | 23 |
| Figure 2.14. Types de voussoirs..... | 24 |
| Figure 3.1. Classification des méthodes de calcul..... | 36 |
| Figure 3.2. Méthode des réactions hyperstatiques..... | 37 |
| Figure 3.3. Méthode du solide composite..... | 38 |
| Figure 3.4. Méthode de Convergence-Confinement..... | 40 |
| Figure 3.5. Courbe de convergence..... | 41 |
| Figure 3.6. Courbe de confinement..... | 41 |
| Figure 3.7. Courbe Convergence-Confinement..... | 42 |
| Figure 4.1. Localisation du tronçon dans le contexte général de l'ouvrage | 47 |
| Figure 4.2. Section de tunnel..... | 47 |
| Figure 4.3. Choix de la technique de creusement..... | 51 |
| Figure 4.4. Phase exécutive type I : demi-section supérieure..... | 53 |
| Figure 4.5. Phase exécutive type I : section totale..... | 53 |
| Figure 4.6. Phase exécutive type II : demi-section supérieure..... | 54 |
| Figure 4.7. Phase exécutive type II : section totale..... | 54 |
| Figure 5.1. La pression de convergence P_i en fonction de U_r | 59 |
| Figure 5.2. La pression de confinement P_i en fonction de U_r | 60 |
| Figure 5.3. Courbe d'équilibre final Convergence-Confinement..... | 61 |
| Figure 5.4. La pression de convergence P_i en fonction de U_r | 63 |
| Figure 5.5. La pression de confinement P_i en fonction de U_r | 65 |
| Figure 5.6. Courbe d'équilibre final Convergence-Confinement..... | 66 |
| Figure 6.1. Géométrie et maillage d'éléments pris en compte dans le modèle de calcul..... | 69 |
| Figure 6.2. Diagramme de l'effort normal..... | 70 |
| Figure 6.3. Diagramme de l'effort tranchant..... | 70 |
| Figure 6.4. Diagramme du moment fléchissant..... | 70 |
| Figure 6.5. Effort normal enregistré dans les clouages dans la 3ème phase de calcul..... | 71 |
| Figure 6.6. Diagramme de l'effort normal..... | 71 |

| | |
|---|-----|
| Figure 6.7. Diagramme de l'effort tranchant..... | 72 |
| Figure 6.8. Diagramme du moment fléchissant..... | 72 |
| Figure 6.9. Géométrie et maillage d'éléments pris en compte dans le modèle de calcul..... | 73 |
| Figure 6.10. Diagramme de l'effort normal..... | 74 |
| Figure 6.11. Diagramme de l'effort tranchant..... | 75 |
| Figure 6.12. Diagramme du moment fléchissant..... | 75 |
| Figure 6.13. Diagramme de l'effort normal..... | 76 |
| Figure 6.14. Diagramme de l'effort tranchant..... | 76 |
| Figure 6.15. Diagramme du moment fléchissant..... | 77 |
| Figure 6.16. Assemblages boulonnés..... | 86 |
| Figure 6.17. Estimation de la capacité résistante des fondations en roche, selon EC7..... | 88 |
| Figure 7.1. Carte de zonage sismique de l'Algérie..... | 92 |
| Figure 7.2. Déplacement du terrain en champ libre..... | 94 |
| Figure 7.3. Interaction Terrain-Structure..... | 95 |
| Figure 7.4. Vérification en flexion composée d'une section en béton non armé..... | 100 |
| Figure 7.5. Ferrailage de la voûte..... | 105 |
| Figure 7.6. Ferrailage du piedroit..... | 105 |
| Figure 7.7. Ferrailage du radier..... | 106 |
| Figure 8.1. déplacement des contours de l'excavation..... | 107 |
| Figure 8.2. Enfilage en calotte..... | 110 |
| Figure 8.3. Voûte-parapluie..... | 111 |
| Figure 8.4. Schéma de la méthode de Murayama..... | 112 |
| Figure 8.5. Hauteur de la dépression de tassement | 113 |
| Figure 8.6. Tassement (Profil B)..... | 115 |
| Figure 8.7. Tassement (Profil C)..... | 115 |

Liste des tableaux

| | |
|--|-----|
| Tableau 1.1. Résultats des investigations géologiques..... | 7 |
| Tableau 1.2. Paramètres géotechniques de calcul..... | 7 |
| Tableau 3.1. Classification de Bieniawski..... | 44 |
| Tableau 3.2. Recommandations de l'AFTES..... | 45 |
| Tableau 4.1. Classification du massif rocheux selon Bieniawski..... | 48 |
| Tableau 4.2. Soutènement et mode d'excavation..... | 49 |
| Tableau 4.3. Le choix du type des cintres..... | 50 |
| Tableau 5.1. Caractéristiques du terrain encaissant..... | 59 |
| Tableau 5.2. Caractéristiques du béton projeté..... | 60 |
| Tableau 5.3. Caractéristiques du terrain encaissant..... | 62 |
| Tableau 5.4. Variation du taux de déconfinement..... | 63 |
| Tableau 5.5. Caractéristiques du béton projeté..... | 63 |
| Tableau 5.6. Caractéristiques du cintre métalliques HEB160..... | 64 |
| Tableau 6.1. Caractéristiques du béton projeté (Profil B)..... | 78 |
| Tableau 6.2. Caractéristiques du béton projeté..... | 78 |
| Tableau 6.3. Récapitulatif des efforts (Profil B)..... | 79 |
| Tableau 6.4. Caractéristiques du béton projeté (Profil C)..... | 81 |
| Tableau 6.5. Caractéristiques des cintres métalliques..... | 81 |
| Tableau 6.6. Récapitulatif des efforts (Profil C)..... | 83 |
| Tableau 6.7. Efforts internes dans les cintres..... | 83 |
| Tableau 6.8. Efforts internes dans le béton projeté..... | 84 |
| Tableau 7.1. Valeurs du coefficient d'accélération de zone « a »..... | 93 |
| Tableau 7.2. Valeurs de la vitesse et du déplacement, pour $A = 100 \text{ cm/s}^2$, en fonction du type de site..... | 93 |
| Tableau 7.3. Paramètres du calcul dynamique..... | 97 |
| Tableau 7.4. Récapitulatif des efforts sismiques, cas de non prise en compte de l'interaction Terrain-Structure..... | 99 |
| Tableau 7.5. Récapitulatif des efforts sismiques, cas de prise en compte de l'interaction Terrain-Structure..... | 99 |
| Tableau 7.6. Récapitulatif des efforts internes dans les différentes parties de la structure..... | 100 |
| Tableau 7.7. Vérification de la section de béton de la voûte..... | 101 |
| Tableau 7.8. Vérification de la section de béton du piedroit..... | 101 |
| Tableau 7.9. Vérification de la section de béton du radier..... | 102 |
| Tableau 7.10. Ferrailage longitudinal dans les différentes parties de la structure..... | 103 |
| Tableau 7.11. Vérification des cisaillements..... | 103 |
| Tableau 7.12. Récapitulatif du pourcentage d'armatures..... | 104 |
| Tableau 8.1. Caractéristiques du terrain (Profil B)..... | 112 |
| Tableau 8.2. Caractéristiques du terrain (Profil C)..... | 113 |
| Tableau 8.3. Paramètres de calculs des tassements..... | 114 |
| Tableau 8.4. Valeurs numériques des paramètres de calculs des tassements (Profil B)..... | 114 |
| Tableau 8.5. Valeurs numériques des paramètres de calculs des tassements (Profil C)..... | 114 |

Liste des symboles

| | |
|------------|---|
| γ | poids volumique du terrain. |
| H | hauteur de couverture. |
| δ_v | contrainte géostatique verticale. |
| K | coefficient de poussées des terres. |
| q | charge d'exploitation. |
| C | cohésion du terrain. |
| φ | angle de frottement du terrain. |
| R | rayon du tunnel. |
| RQD | Rock Quality Designation. |
| f_{bu} | résistance en compression simple du béton. |
| e | épaisseurs de béton projeté. |
| A_s | section du cintre métallique. |
| I_s | moment d'inertie du profilé. |
| W_s | module de résistance du terrain. |
| A_b | Section du béton projeté. |
| I_b | moment d'inertie du béton projeté. |
| W_b | Module de résistance du béton projeté. |
| E_b | Module d'élasticité de béton projeté. |
| E_s | Module d'élasticité de l'acier. |
| $E_s A_s$ | Rigidités des cintres à la compression avant mise en place. |
| $E_s A_s$ | Rigidités des cintres à la compression après mise en place. |
| $E_s I_s$ | Rigidités des cintres à la flexion avant mise en place. |
| $E_s I_s$ | Rigidités des cintres à la flexion après mise en place. |
| $E_b A_b$ | Rigidités du béton projeté à la compression. |
| $E_b I_b$ | Rigidités du béton projeté à la flexion. |
| E | Module de déformation du terrain. |
| δ_c | Résistance en compression simple du terrain. |
| K_p | Coefficient de butée. |
| r_p | Rayon de détente. |
| λ | Taux de déconfinement. |
| F | Facteur de stabilité. |
| U_r | la convergence à la paroi. |

Introduction générale

Introduction générale

« Pourquoi aller en souterrain ? » est une réponse à l'énorme demande d'ouvrages souterrains en notre ère de l'environnement. De nos jours, ces ouvrages constituent une des meilleures solutions aux problèmes urbains ainsi que pour les liaisons interurbaines en régions montagneuses.

L'utilisation de l'espace souterrain peut contribuer de façon significative à la résolution du problème que connaît le monde actuel, à savoir de concilier le développement économique, la protection de l'environnement et la qualité de la vie. La mise en place de ces solutions repose pour une grande part sur l'utilisation de techniques de construction de plus en plus efficaces et pertinentes.

Un large éventail d'ouvrages souterrains a été utilisé pour améliorer les conditions de vie dans les villes. Les tunnels de transport (autoroutes, métro) et des services publics (distribution d'eau, assainissement) sont d'un grand intérêt dans les pays en développement. Dans les pays développés, ils présentent également un grand intérêt pour la revitalisation des centres villes et les aménagements publics (bibliothèques, musées, parkings). Quelle que soit la nature des ouvrages souterrains en zone urbaine, tous contribuent à libérer la surface du sol pour des besoins humains plus noble, et améliorent de ce fait les conditions de vie dans nos cités.

Il est sans doute trivial de rappeler que la spécificité majeure des ouvrages creusés en souterrain est de l'être dans le terrain. Mais c'est bien de ce dernier que viendront les incertitudes majeures auxquelles seront confrontés les concepteurs et les constructeurs, et c'est à travers lui que les riverains auront une perception concrète de l'existence de l'ouvrage souterrain, tant en phase de construction que durant son exploitation.

Ces ouvrages, pour des raisons tant économiques que fonctionnelles, sont en général construits à faible profondeur dans des terrains présentant une nature hétérogène.

L'ingénieur se trouve ainsi face à deux problèmes majeurs : d'une part, assurer le bon déroulement des travaux en préservant la stabilité de l'ouvrage et d'autre part contrôler les déformations du massif encaissant pour éviter l'interaction avec les constructions avoisinantes.

Le présent rapport a pour objet la conception et l'étude d'un tunnel en zone urbaine.

Le rapport se compose de deux parties principales, chacune d'elles étant constituée de quatre chapitres. La première a pour objet de décrire le cadre théorique et le contexte pratique dans lequel s'inscrit notre travail, la deuxième partie quant à elle a pour but d'évoquer les principaux éléments de mise en pratique de celle-ci et ses résultats.

CHAPITRE 1

Chapitre 1 : Investigation et reconnaissance

1.1. Introduction :

Pour les ouvrages creusés en souterrain, l'appréciation des conditions de terrain intervient à tous les stades de l'avancement du projet, depuis l'étude préliminaire de faisabilité jusqu'à la fin de la construction. Cela doit être le souci permanent pour tous les intervenants, ce n'est toutefois plus le cas pour les autres ouvrages de génie civil comportant une superstructure.

Dans les bâtiments ou les ponts les matériaux de construction ont des propriétés définies et testables, ce qui n'est pas le cas courant dans les tunnels. C'est le terrain lui-même qui est la majeure partie de la structure et c'est bien de ce dernier que viendront les incertitudes.

La clé pour réussir la construction souterraine est donc de bien comprendre ce matériau, en particulier ses caractéristiques de résistance et de stabilité.

Il est donc impératif d'envisager la réalisation préalable d'études géologiques, géotechniques et hydrogéologiques tout le long du tracé de l'ouvrage. Celles-ci étant validées ou corrigées ensuite par des observations faites à tous les stades des travaux.

1.2. But d'une investigation du site

L'investigation du site a pour but de :

- présenter la planification et définir la faisabilité du projet,
- déterminer de la façon la plus pertinente et avec le meilleur rapport qualité/coût : le tracé, la profondeur ainsi que les méthodes d'excavation et de soutènement,
- définir les caractéristiques du sol, de la roche et des eaux souterraines afin de maîtriser le comportement du tunnel,
- fournir des données spécifiques nécessaires pour évaluer : la constructibilité, les coûts, la productivité, le calendrier.

1.3. Investigation et reconnaissance géologique [1]

Parmi les travaux préliminaires devant obligatoirement précéder la construction d'un tunnel, le plus important est la reconnaissance adéquate des conditions géologiques.

A travers ces reconnaissances, le géologue sera en mesure d'attirer l'attention de l'auteur du projet sur les couches ou formations géologiques défavorables rendant d'emblée très difficile voire impossible l'exécution de certaines variantes. Ses conseils sont donc d'une grande utilité dès le choix des premières variantes.

La situation générale du tunnel sera déterminée sur la base des intérêts de la circulation ou des conditions de transport, tandis que son implantation exacte sera dictée par les exigences géologiques.

Les investigations géologiques doivent servir les buts suivants:

- détermination de l'origine et de la situation des couches,
- définition des conditions hydrologiques, connaissance des conditions thermiques, détection de la présence de gaz ou d'autres anomalies du sous-sol,
- détermination des propriétés physiques et mécaniques des roches rencontrées lors du percement le long du tracé du tunnel,
- définition des facteurs géologiques susceptibles de jouer un rôle dans l'évolution des pressions souterraines le long du tracé.

Les études doivent s'étendre sur :

- l'examen de la masse de couverture,
- la position et la qualité du rocher du souterrain,
- l'écoulement des eaux de surface,
- la répartition, la qualité, l'importance des eaux et des gaz souterrains contenus dans les roches,
- les propriétés physiques et condition d'extraction des roches à excaver.

La géologie déterminera donc les principaux aspects de l'ouvrage tels que :

- la faisabilité,
- l'emplacement et l'alignement,
- la constructibilité et les coûts,
- l'utilité et le comportement de l'ouvrage achevé,
- l'analyse de risques.

1.3.1. Moyens de reconnaissances géologiques

Parmi les moyens de reconnaissances géologiques, on peut citer :

- l'inventaire des données existantes,
- le levé géologique de surface,
- la prospection géophysique,
- les sondages.

1.4. Investigation hydrogéologique [1]

L'investigation hydrogéologique se déroule au même temps que les reconnaissances géologiques. Son importance, en ce qui concerne la connaissance des pressions et des charges qui s'exerceront sur le tunnel et les prévisions concernant les possibilités du déroulement des travaux proprement dits, ne cède en rien à celle de ces reconnaissances.

Cela s'explique par plusieurs raisons :

- la pression de l'eau souterraine et des infiltrations affectent la stabilité du front d'excavation et la résistance du soutènement permanent nécessaires pour tout ouvrage souterrain,
- les infiltrations d'eau souterraine dans un ouvrage fini risquent d'endommager largement la qualité et la fonctionnalité de l'espace souterrain,
- la construction souterraine peut être confrontée au problème de la pollution existante des eaux souterraines qui risque de nuire à la santé du personnel et d'augmenter les coûts du projet,
- la chimie des eaux souterraines risque de rendre les ouvrages souterrains plus vulnérables à la corrosion,
- le mouvement des eaux souterraines risque de compromettre la stabilité du sol environnant.

On peut donc aisément comprendre l'extrême importance des conditions hydrogéologiques vis-à-vis de la conception de futurs ouvrages souterrains.

Ces investigations ont pour but de déterminer :

- les formations aquifères et les terrains imperméables,
- le régime hydraulique (nappes, circulations souterraines),
- la perméabilité des terrains,
- les réseaux karstiques éventuels.

Ces renseignements permettent de définir :

- la nature des venues d'eau possibles le long du tracé,
- leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux (choix des ciments),
- les traitements envisageables (rabattement, drainage, étanchement).

1.4.1. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques

Parmi les moyens de reconnaissances hydrogéologiques, on peut citer :

- l'inventaire des données existantes,
- le levé hydrogéologique de surface,
- la prospection géophysique,
- les sondages,
- les mesures de perméabilité en place dans les sondages.

1.5. Investigations géotechniques [2]

Les études et investigations géotechniques sont complémentaires des études géologiques et hydrologiques. Elles doivent permettre de :

- préciser la description des terrains traversés,
- déterminer l'état de contrainte in-situ,

- prévoir le comportement du sol pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage,
- définir les méthodes d'exécution et de dimensionnement des ouvrages,
- envisager des précautions particulières et/ou des traitements spéciaux pendant la construction,
- évaluation des conditions d'excavation du terrain fondées sur la fracturation et la résistance de la roche.

1.5.1. Moyens de reconnaissances géotechniques

Parmi les moyens de reconnaissances géotechniques, on peut citer :

- l'inventaire des données existantes,
- la prospection géophysique,
- les sondages,
- les essais de laboratoire : essais d'identification pour les sols (masse volumique, limites d'Atterberg, granulométrie) et caractérisation de la matrice rocheuse ainsi que ses discontinuités (essais de compression simple, mesure du module d'Young et du coefficient de Poisson, essais Franklin et Brésilien).

1.5.2. Galerie de reconnaissance

La galerie de reconnaissance, appelée aussi galerie pilote, a pour but :

- l'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologique détaillé,
- l'observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type des venues d'eau (ponctuelles ou diffusées),
- les essais et mesure géotechniques in-situ,
- les prélèvements d'échantillons pour des essais en laboratoire,
- de préciser les méthodes d'exécutions, creusement et soutènement.

D'une manière générale, une galerie de reconnaissance permet de réduire les aléas du projet et de trouver la solution la mieux adaptée.

Ces reconnaissances seront poursuivies pendant toute la durée de la construction, non seulement en vue de confirmer l'exactitude des hypothèses émises précédemment, mais aussi pour pouvoir juger de l'opportunité de mesures spéciales à prendre en cas de difficultés imprévues. C'est la raison pour laquelle une galerie d'avancement devrait être percée d'une façon systématique depuis le front d'attaque afin de définir à l'avance les conditions réelles du sous-sol.

1.6. Résultats des reconnaissances [3]

Les résultats des investigations géologiques préliminaires et ceux des relevés topographiques sont reportés sur le profil géologique en long suivant :

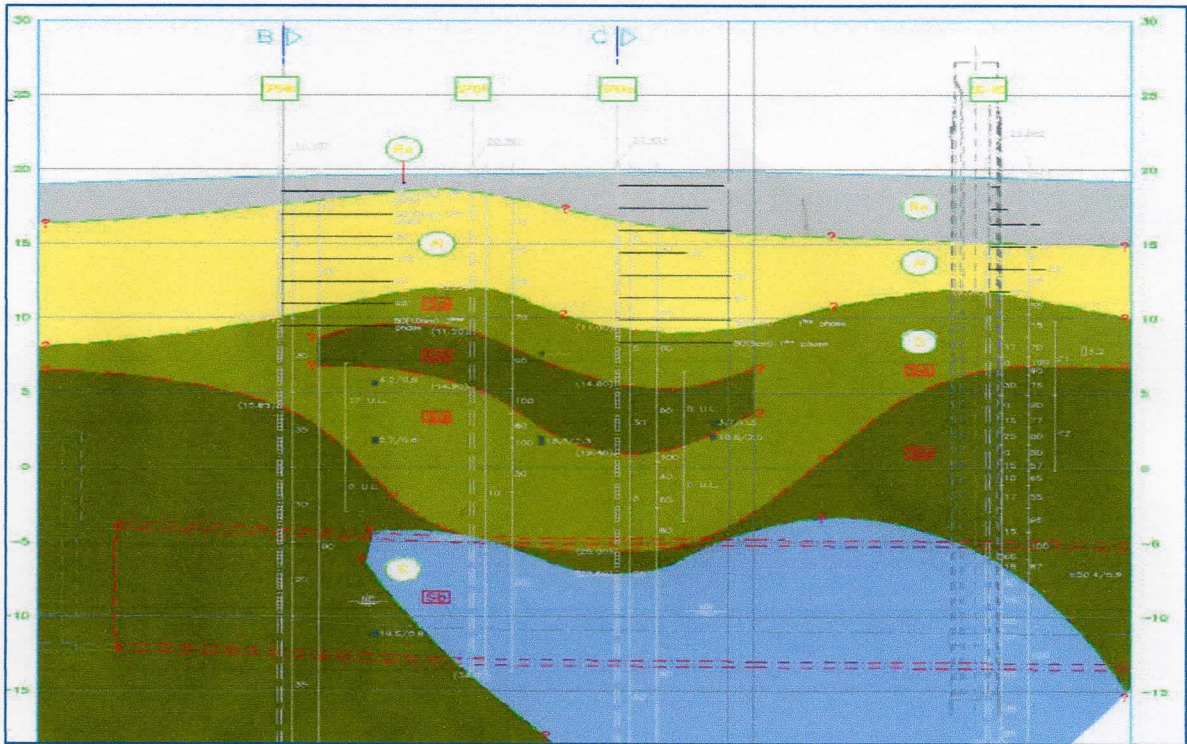


Figure 1.1. Profil géologique en long

LEGENDE

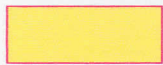
LITHOLOGIE ET STRATIGRAPHIE

ACTUEL



Re

Remblais, ils correspondent à des dépôts hétérogènes constitués essentiellement par des sols sableux-argileux et argileux-sableux, de couleurs jaunes et châtain et présentent fréquemment des fragments de nature variée, avec une prédominance de schistes altérés, et de grès friables, avec valeurs de $7 \leq N_{SPT} \leq 60$ et $50\% \leq R \leq 80\%$.



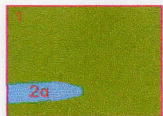
Al

Alluvions, sont constituées par sols argileux-sableux, de couleur grise et châtain, avec quelques fragments et des cailloux de schistes épars, avec valeurs de $25 \leq N_{SPT} \leq 60$ et $65\% \leq R \leq 90\%$.

ROCHES MÉTAMORPHIQUES

S

Schistes, avec intercalation de niveaux lenticulaires de calcaires



1- Schistes, à séricite (Sa), très altéré a décomposé (W_{4-5}), fracturation très proches (F_5), avec $50\% \leq R \leq 90\%$, $0\% \leq RQD \leq 20\%$ et des valeurs de $8 \leq N_{SPT} \leq 60$;

2- Niveaux lenticulaires de calcaires dans les schistes;

2a- Calcaires métamorphiques, grisâtres très dures.



1- Schistes, à séricite (Sb), moyennement altéré a peu altéré, avec couleurs grises (W_3 et W_2), fracturation moyennement écartées a proches (F_{4-3}), avec $65\% \leq R \leq 100\%$ et $10\% \leq RQD \leq 40\%$;

2- Niveaux lenticulaires de calcaires dans les schistes;

2a- Calcaires métamorphiques, grisâtres très dures.

Figure 1.2. Légende : Lithologie et stratigraphie

Les résultats des investigations géotechniques sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 1.1. Résultats des investigations géologiques

| Coupe | Tunnel | Géologie | |
|-------------|--------------|-------------------------------------|-------------|
| Désignation | Localisation | Horizon géotechnique | Profondeurs |
| C | PK 29+375 | Remblais+ Alluvions | 00 - 11 |
| | | Horizon Sa (couche plus altérée) | 11 - 13 |
| | | Horizon Sa | 13 - 26 |
| | | Horizon Sb | 26 - 35 |
| B | PK 29+300 | Remblais+ Alluvions | 00 - 9,5 |
| | | Horizon Sa (couche plus altérée) | 9,5 - 11,5 |
| | | Horizon Sa | 11,5 - 15,5 |
| | | Horizon Sb | 15,5 - 35 |

Tableau 1.2. Paramètres géotechniques de calcul

| Classe rocheuse | | γ [KN/m ³] | φ [°] | C [KPa] | E [GPa] | K_o |
|-----------------|--------------|-------------------------------|---------------|---------------|---------|-------|
| CR1 | Non perturbé | 28 | 58 | 350 | 3,5 | 0,8 |
| | Perturbé | 28 | 48 | 250 | 1,5 | 0,8 |
| CR2 | | 25 | 48 (profil B) | 48 (profil B) | 0,7 | 0,6 |
| | | | 43 (profil C) | 43 (profil C) | | |
| CR3 | | 21 | 32 | 10 | 0,1 | 0,5 |
| Remblais | | 18 | 30 | 5 | 0,015 | 0,5 |

Outre les matériaux récents présents en superficie, constitués de remblais, et plus localement d'alluvions, le massif rocheux concerné par l'exécution du tunnel comprend trois classes rocheuses distinctes CR1 à CR3 :

- la classe rocheuse CR1 correspond à l'horizon géotechnique Sb qui est associé aux schistes peu altérés à moyennement altérés,
- la classe rocheuse CR2 correspond à l'horizon géotechnique Sa et est associé aux schistes très altérés,
- la classe rocheuse CR3 correspond aussi à l'horizon géotechnique Sa, mais dans ce cas elle concerne spécifiquement la couche résultant des matériaux d'altération des schistes.

En ce qui concerne l'hydrogéologie souterraine, les piézomètres mis en place dans les sondages ont révélé des niveaux d'eau compris entre 29 et 30 m de profondeur, ce qui correspond à un niveau de la nappe phréatique situé au-dessous de l'axe du tunnel.

Les différentes formations géologiques présentent le comportement suivant :

- Les remblais et les alluvions sont majoritairement sablonneux-argileux à argileux-sablonneux, ils sont donc généralement peu perméables, et ne présentent pas des conditions favorables à la formation d'aquifères
- Le substrat, constitué essentiellement de schistes à séricites, généralement très fracturés, peut constituer des aquifères, principalement dans leur partie supérieure qui se trouve plus altérée, créant la circulation d'eau à travers des systèmes de fractures que l'on rencontre ouvertes.

1.7. Conclusion

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont des facteurs déterminant du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Non seulement ces conditions ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, de soutènement et de revêtement. De plus, se trouver face à un problème imprévu comme par exemple la traversée d'un accident géologique avec venues d'eau sous forte pression, est ce qui peut arriver de pire au concepteur d'un ouvrage. Cette imprévision peut bloquer les travaux plusieurs mois, mettre en cause la sécurité du chantier, voire même la faisabilité de l'ouvrage.

Par contre, dûment averti des problèmes potentiels, le concepteur doit pouvoir proposer des solutions qui permettent de modifier le tracé ou la géométrie de l'ouvrage et d'adapter les soutènements, le drainage et les traitements spéciaux aux conditions susceptibles d'être rencontrées.

Il est donc nécessaire de prévoir, dès l'origine du projet, tous les moyens pour obtenir une image, aussi complète que possible, des caractéristiques du massif à traverser. Faute de quoi, le projet reposera sur des données de base incomplètes et la rencontre en cours d'exécution d'accidents non reconnus risque de provoquer des dépassements de prix et de délais très importants.

CHAPITRE 2

Chapitre 2 : Méthodes d'exécution

Le présent chapitre se compose de trois parties, chacune d'entre elles portera sur une des principales phases de réalisation des tunnels. La première partie sera consacrée à la définition des différentes techniques de creusement, la seconde partie portera sur les différentes méthodes de soutènement et leur mode de fonctionnement. La dernière partie sera consacrée aux revêtements et aux critères de leur conception.

2.1. Techniques de creusement

Le creusement des tunnels dans des sites urbains est une opération assez compliquée car elle est reliée à plusieurs paramètres qui peuvent affecter le sol et les structures en surface. Suivant les différents modes de creusement, l'excavation des terrains peut se faire en fonction du type du terrain rencontré, de la géométrie de l'ouvrage et de sa profondeur. Les techniques de construction doivent assurer la stabilité du terrain, l'économie, la rapidité et la sécurité.

Depuis une trentaine d'années, des nouvelles méthodes de construction ont été introduites. Elles permettent de réaliser les travaux en site urbain dans des conditions géologiques difficiles sans provoquer de dégâts majeurs en surface. Le développement technologique a donné la possibilité d'augmenter les dimensions de l'excavation et d'automatiser le travail en utilisant une machine multifonctionnelle (le tunnelier).

La bonne connaissance des différentes techniques de creusement constitue une base importante pour pouvoir comprendre la réponse du terrain lors de son excavation. A cet effet, cette partie sera consacrée à la présentation de ces différentes méthodes.

2.1.1. Les différentes méthodes de construction des tunnels

On peut distinguer trois grandes classes de méthodes de construction des tunnels :

Réalisation de tunnels par tranchées couvertes à faible profondeur "cut and cover"

Cette méthode consiste à creuser une tranchée à ciel ouvert depuis la surface du sol, à construire le tunnel dans cette tranchée en fouille ouverte (après soutènement des parois latérales), et à remblayer une fois l'ouvrage achevé. On peut l'appliquer dans tous les types de terrain, y compris les terrains aquifères où l'on s'isole de l'eau à l'aide de rideaux de palplanches ou de parois moulées, d'un radier étanche et d'un système de pompage pour les fuites résiduelles.

Réalisation de tunnels sous-fluviaux ou sous-marins par immersion de caissons préfabriqués

Cette méthode est particulière aux ouvrages passant sous l'eau et devant être implantés à de faibles profondeurs. Elle consiste à construire des éléments de tunnel préfabriqués (caissons en acier ou en béton armé), à les descendre jusqu'à leur emplacement définitif au fond de l'eau dans une tranchée pré-excavée par dragage, et enfin à remblayer.

Réalisation de tunnels en souterrain

Dans ces méthodes, le creusement du tunnel se fait par progression dans le terrain, à partir d'un puits d'entrée en surface. Il faut alors obligatoirement passer par les étapes suivantes:

- l'excavation, qui peut se faire mécaniquement ou par explosifs,
- le soutènement, qui assure la stabilité de l'excavation si nécessaire,
- le marinage, c'est-à-dire l'évacuation des déblais,
- l'exécution des travaux d'étanchéité et de revêtement.

On distingue généralement deux grandes classes de méthode:

-les méthodes dites "conventionnelle " ou "traditionnelle", dans lesquelles toutes ces opérations se font les unes après les autres de manière indépendante et discontinue,

-les méthodes utilisant des machines appelées "tunneliers", dans lesquelles le cycle d'opération est réalisé de manière quasiment continue par la même machine.

2.1.2. Creusement conventionnel [2]

Le creusement conventionnel a lieu suivant un processus d'exécution cyclique : les étapes d'excavation répétées sont suivies de la mise en place d'un soutènement primaire adéquat, ces deux étapes dépendent des conditions géologiques existantes et du comportement du terrain. Une équipe d'ouvriers expérimentés, aidée par des installations et équipements standards et/ou spécialisés, est chargée d'effectuer chaque cycle de construction.

Le creusement conventionnel permet d'accéder au front de taille pratiquement à tout moment et offre l'avantage d'une grande flexibilité dans des situations ou des zones qui exigent de modifier non seulement l'analyse de la structure ou la conception mais aussi, par voie de conséquence, également les mesures de soutènement.

Contrairement à l'excavation au tunnelier, le creusement conventionnel est un procédé très flexible qui permet aisément de procéder aux changements suivants pendant la durée du chantier :

- accroissement ou diminution du soutènement,
- variation du temps de fermeture de l'anneau (le temps entre l'excavation et la mise en place du soutènement),
- introduction d'un anneau de soutènement primaire,
- variation de la charge explosive,
- accroissement ou diminution de la longueur d'excavation,
- division du front de taille en fonction des conditions géologiques,
- traitement des terrains en fonction des conditions géologiques.

Creusement à l'explosif

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique. La poudre noire fut longtemps utilisée, avant que n'apparaissent des produits plus performants, tels la dynamite ou les émulsions mais plus dangereux. En souterrain, on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation > 4000 m/s) dont l'effet sur la roche est double :

- l'énergie de choc véhiculée par une onde fissure le terrain,
- l'énergie de gaz, engendrée par le dégagement d'un important volume de gaz à haute température et pression, ouvre ces fissures et disloque le matériau. Le "surplus" de cette énergie expulse les blocs disloqués.

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).

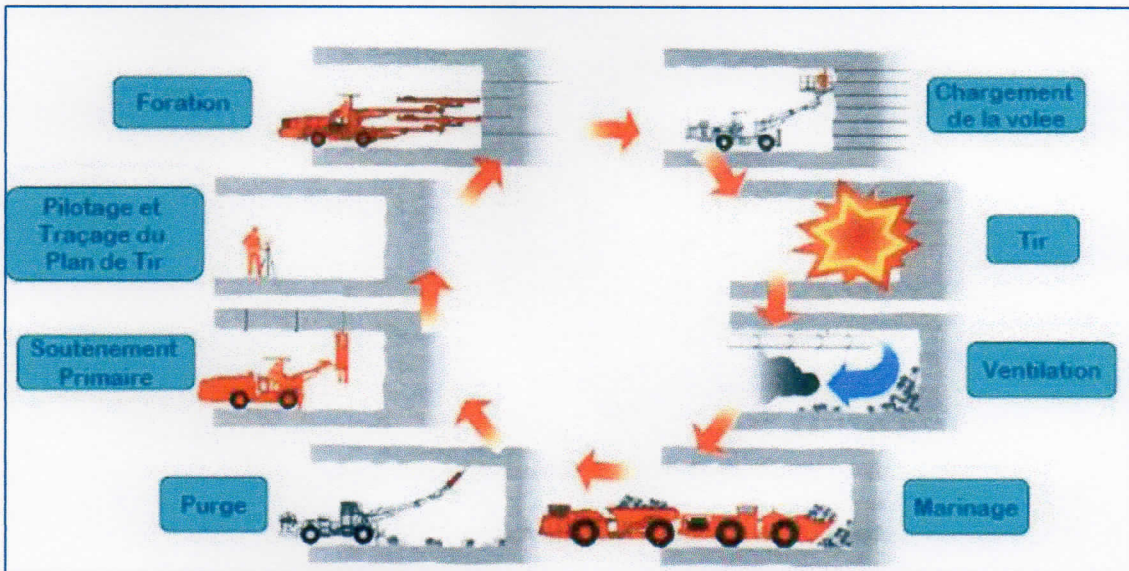


Figure 2.1. Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif

Nuisances dues aux explosifs

Suivant l'environnement, la géologie, la topographie et la densité d'habitations autour du tunnel, les nuisances causées par les tirs sont plus ou moins importantes : projections de blocs, bruits, vibrations, etc. Les vibrations transmises au terrain peuvent engendrer des désordres sur les habitations voisines, à plusieurs centaines de mètres du front de taille. Afin d'évaluer leurs incidences, une étude doit obligatoirement être effectuée par des spécialistes pour déterminer un seuil admissible, fonction de la qualité de l'ouvrage et du terrain encaissant et des procédures de contrôles sont préconisées.

Machine à attaque ponctuelle

Les machines à forer qui n'abattent qu'une partie de la section à la fois sont dites « machines à attaque partielle » ou encore « machines à attaque ponctuelle ». Elles s'inspirent directement du mode de travail du mineur, (La tête, de faible dimension par rapport à la section à excaver est munie des pics d'abattage). La tête est située à l'extrémité d'un bras mobile qui permet d'excaver progressivement toute la section. Les bras et les organes de foration sont portés par un châssis automoteur le plus souvent mus par des chenilles. Les machines à attaque partielle doivent le plus souvent se déplacer pour balayer tout le front de taille. Par contre, elles bénéficient d'une sélectivité qui leur permet d'attaquer 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. L'expérience montre que l'emploi des machines à attaque ponctuelle qui sont généralement équipées de pics doit se limiter à l'excavation des roches de dureté moyenne (résistance à la compression simple maximum de 50 ou 80 MPa suivant la puissance de la machine et l'état de fracturation du massif rocheux).

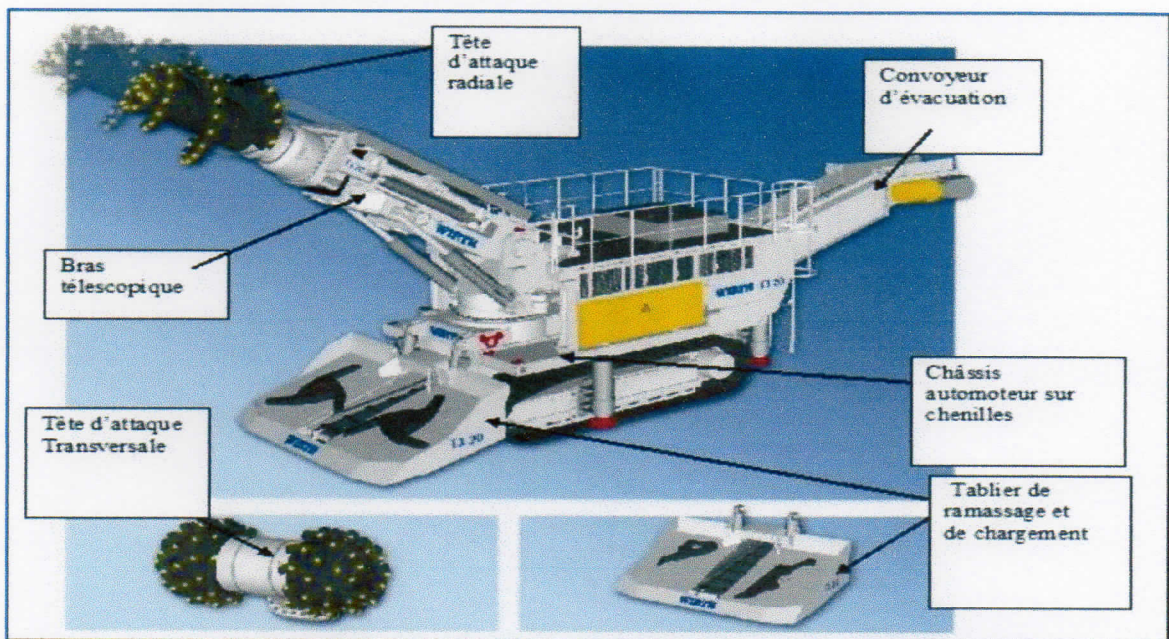


Figure 2.2. Machine à attaque ponctuelle.

2.1.3. Creusement au tunnelier [4]

Le tunnelier est une machine conçue pour l'excavation des tunnels dans les types de sols. C'est une machine qui réunit tout ce qu'il faut pour construire automatiquement un tunnel dans des conditions optimales. En général, il creuse une section transversale circulaire (excavation en pleine section) en assurant : le soutènement du sol, la mise en place du revêtement définitif du tunnel et l'évacuation des déblais de l'excavation.

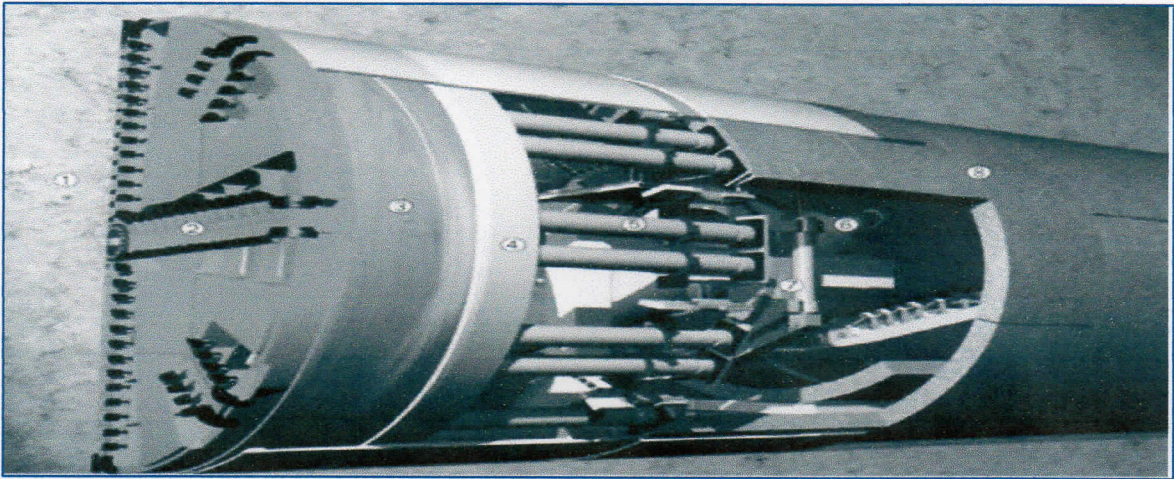


Figure 2.3. Tunnelier à front pressurisé

1. Front 2. Roue de coupe 3. Chambre d'abattage 4. Cloison étanche
5. Vérins de poussée 6. Convoyeur 7. Érecteur 8. Anneau avec voussoirs.

Le tunnelier comporte trois parties essentielles, (Figure 2.3) :

-la tête du tunnelier (la roue de coupe) : elle est munie d'outils qui peuvent fonctionner dans les deux sens de rotation pour excaver le sol. La tête de tunnelier assure aussi le soutènement du front de taille par l'application d'une pression de confinement sur la section creusée.

-le bouclier : il contient trois parties principales : une chambre d'abattage (et de confinement selon le type de tunnelier), une structure intermédiaire recevant les vérins de poussée, une jupe métallique de forme conique qui protège les hommes pendant la pose du revêtement du tunnel, elle assure aussi le soutènement, empêche la convergence et permet d'injecter le vide.

-le train suiveur : constitué de remorques successives où sont installés les différents ateliers nécessaires pour le contrôle et la mesure de l'avancement du chantier, l'évacuation des déblais, la surveillance de la mise en place du revêtement du tunnel.

Le soutènement des terrains effectué par le tunnelier lors du creusement (le confinement du front et la mise en place du revêtement) assure une diminution des mouvements du sol ce qui a une grande importance lors du creusement des sols de faible résistance et dans les zones sensibles aux mouvements du sol.

Types de tunneliers

Il existe deux grandes classes de tunneliers se distinguant par leur bouclier (structure cylindrique rigide qui progresse au fur et à mesure du creusement et qui assure la stabilité des parois de l'excavation mais pas du front) : les boucliers à front ouvert et les boucliers à front pressurisé.

-**Les boucliers à front ouvert** : ces machines s'utilisent dans des terrains de caractéristiques moyennes pouvant nécessiter un soutènement immédiat des parois mais où le front d'attaque reste stable. Ceci exclut d'avoir à reprendre une charge hydrostatique ou d'avoir à craindre l'irruption brutale de l'eau. Ce type de tunnelier est donc réservé aux terrains cohérents mais pas trop résistants, et relativement imperméables (roches tendres/sols indurés).

-**Les boucliers à front pressurisé** : les boucliers à front confiné constituent ce que l'on pourrait appeler la dernière génération de tunneliers, à savoir un matériel capable de faire face à des situations géologiques particulièrement difficiles qui nécessitent la mise en œuvre de méthodes spéciales longues et onéreuses de traitement de terrain. Ce type de tunneliers trouve fondamentalement son emploi dans les terrains meubles et aquifères. Leur particularité est en effet de permettre d'exercer une pression stabilisatrice sur le front de taille. Cette stabilisation peut être assurée par une pression de terre, une pression d'air (air comprimé) ou une pression de fluide (boue bentonitique).

2.1.4. Méthodes de creusement [2]

Les méthodes de creusement dépendent de nombreux paramètres parmi eux: la nature du terrain, la profondeur et les dimensions de l'ouvrage, le matériel disponible et le délai d'exécution. On distingue trois méthodes de creusement :

Méthode à pleine section

Cette méthode de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase. Elle est appliquée pour les terrains de bonne ou assez bonne tenue, ne nécessitant pas un soutènement provisoire (cas des roches), mais si le rocher présente des fissures tolérantes (fissures dues à l'utilisation d'explosifs ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée. Elle a pour avantage de faciliter l'organisation du chantier, car elle sépare nettement les équipes de creusement et celles du revêtement. Elle permet des avancements très importants de l'ordre de 12 m/jour en procédant par volées de 4m. En cas de rencontre d'accident de terrain, cette technique requiert une adaptation très difficile.

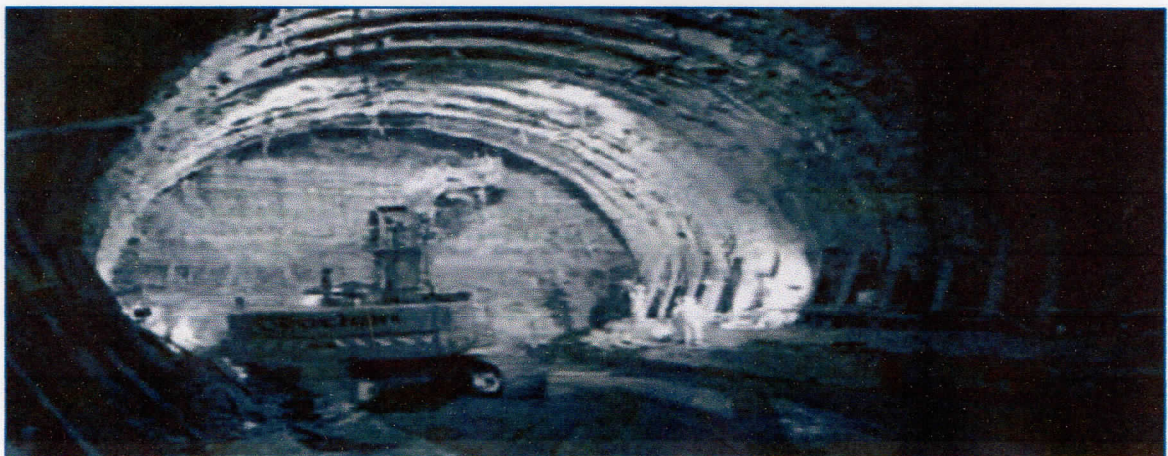


Figure 2.4. Creusement en pleine section

Méthode de la demi-section

Elle consiste à excaver dans une première phase la demi-section supérieure du tunnel suivant sa forme définitive, et dans une deuxième phase, à excaver la demi section inférieure appelée stross. On doit si nécessaire renforcer le soutènement avant creusement, aussi bien en partie supérieure (cintres, blindages, béton projeté, béton) qu'en partie inférieure (micropieux sous les appuis de cintres, colonnes de jet-grouting en piédroits). En général, le revêtement définitif n'est mis en place qu'après excavation de la totalité de la section. Cette technique est particulièrement conseillée pour les terrains hétérogènes de qualité moyenne, elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité vue la dimension réduite du front de taille.

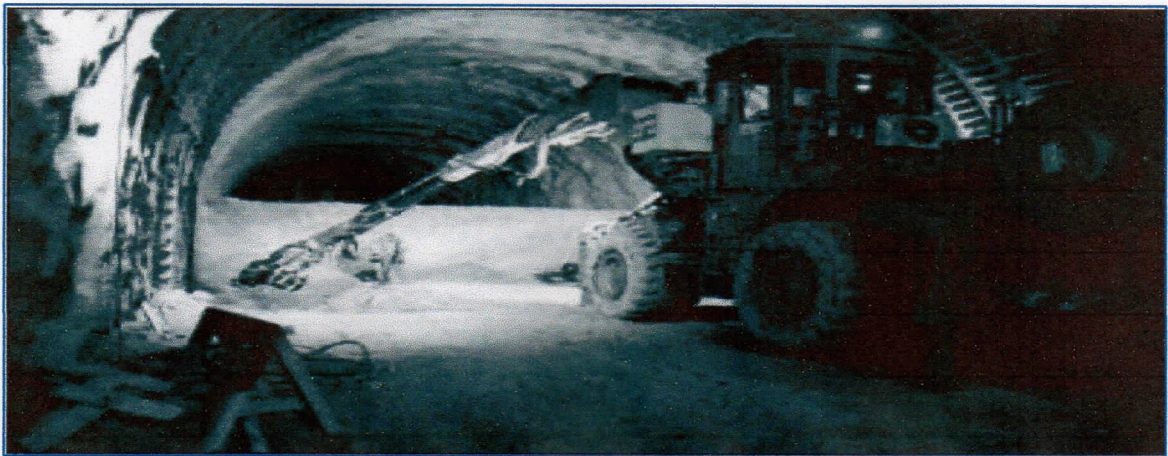


Figure 2.5. Creusement en demi-section

Méthode de la section divisée

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excavée est importante, ou dans le cas d'un terrain instable qui n'assure pas l'équilibre du front de taille avec une ouverture en demi section. Avec un creusement en sections divisées, chaque phase de travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites, dans ce cas la stabilité des sections excavées est maîtrisable et la décompression des terrains sus-jacents est limitée

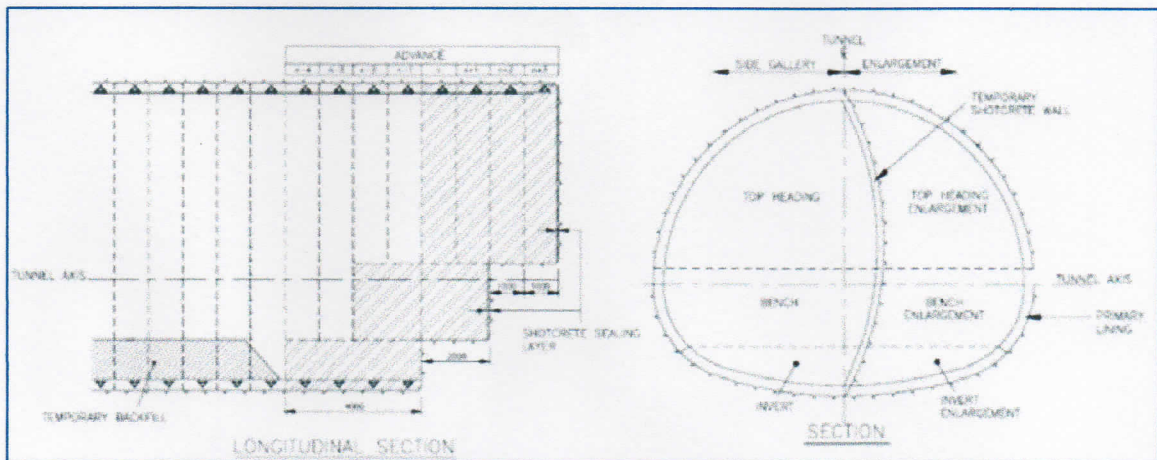


Figure 2.6. Creusement en section divisée

2.1.5. Conclusion :

La méthode d'excavation retenue doit principalement garantir l'équilibre et la pérennité de l'ouvrage pendant et après son exécution, de même qu'elle doit satisfaire de rigoureux critères d'économie, de temps et de moyens financiers.

Donc le choix de cette méthode est sans doute le point crucial du projet d'un point de vue financier et planning. Il doit être le fruit d'un long processus de réflexion.

2.2. Soutènement provisoire [5]

Le soutènement provisoire est une structure qui permet d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du revêtement définitif.

On peut dire qu'un soutènement bien conçu doit opposer au terrain une pression de confinement dès que ce dernier tend à se déformer, et doit tendre à conserver autant que possible les caractéristiques de résistance du massif autour du tunnel.

2.2.1. Mode d'action du soutènement

On peut distinguer quatre classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain :

-les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant, ce sont essentiellement : le béton projeté seul ou le béton projeté associé à des cintres légers,

-les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant, il s'agit du boulonnage sous diverses formes, associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément.

-les soutènements agissant par supportage, ce sont essentiellement les cintres métalliques légers ou lourds, les plaques métalliques assemblées, les voussoirs en béton et les tubes pré-forés (voûte parapluie).

-les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques, ce sont essentiellement les injections de consolidation, air comprimé et la congélation.

L'action de supportage se distingue de l'action de confinement par une plus forte résistance relative des éléments de soutènement qui, en limitant l'amplitude des déformations de l'un et de l'autre, privilégie la résistance du soutènement par rapport aux capacités de résistances propres du terrain. Au contraire, dans l'action de confinement, la résistance du soutènement est faible et le terrain joue le rôle essentiel. Le rôle du soutènement se limite à développer le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, mais susceptible d'accroître fortement la résistance tangentielle du terrain et de permettre la formation des voûtes de décharge.

2.2.2. Types de soutènement :

On trouvera dans ce qui suit une description succincte des différents types de soutènement et de leurs domaines d'application :

a) *Soutènement par boulonnage*

La technique de soutènement par boulonnage dans les tunnels consiste à renforcer un anneau de terrain autour de l'excavation en y introduisant des éléments linéaires beaucoup plus raides. Ces éléments dont la longueur varie de un à plusieurs mètres sont placés dans un trou de forage de quelques centimètres de diamètre dont la direction est généralement radiale au tunnel. Le contact entre le terrain et le boulon peut prendre diverses formes (ancrage ponctuel, scellement réparti, friction). Le rôle de ce système d'armature est de s'opposer à l'écoulement du terrain vers l'intérieur de la cavité lors du déconfinement du massif qui se produit sous l'effet du creusement.

Le boulonnage à ancrage ponctuel

Les boulons à ancrage ponctuel ne sont liés au terrain qu'à leurs deux extrémités. Ces contacts restreints sont assurés d'une part sur le plan de la surface excavée par une plaque métallique et un dispositif de serrage et, d'autre part, au fond du trou du forage par un point d'ancrage dont le système est divers. Entre les deux, la tige est libre dans le trou. Les tiges utilisées sont des tiges lisses dont le diamètre varie entre 16 et 25 mm. La longueur de ces boulons peut varier de 1 à 4 m, exceptionnellement 5 ou 6 m. L'efficacité du boulon à ancrage ponctuel va dépendre de la capacité de résistance de la roche à la compression et au cisaillement au niveau de l'ancrage. Il est donc indispensable que dans cette zone la roche soit de bonne qualité.

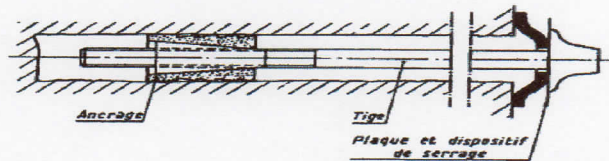


Figure 2.7. Boulon à ancrage ponctuel

Le boulonnage à scellement réparti

Le boulonnage à scellement réparti est constitué à la paroi, d'une plaque métallique servant d'appui et d'un système de serrage par écrou, de manière identique au boulonnage à ancrage ponctuel. En revanche, le contact à l'intérieur du trou est assuré par une gaine de scellement sur toute la longueur du boulon (figure 3.8). Le produit de scellement est soit du mortier de ciment, soit de la résine. La longueur de ces boulons est comprise entre 1 et 8 m. Il est recommandé d'utiliser des tiges nervurées qui augmentent l'adhérence de la barre à l'intérieur du scellement plutôt que des tiges lisses. Leur diamètre varie entre 16 et 32 mm.

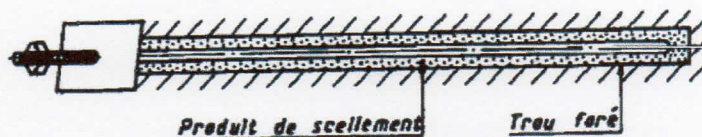


Figure 2.8. Boulon à scellement réparti [Sin, 78]

Le boulonnage à friction

Les boulons à friction sont le développement le plus récent de la technologie du boulonnage. Il s'agit de tubes creux dont la liaison avec le terrain est générée lors de la mise en œuvre par une force radiale qui s'applique sur les parois du trou d'ancrage. La résistance des boulons face au déconfinement du massif va ainsi dépendre des efforts de cisaillement qui vont se développer directement entre l'acier et le terrain. Il existe deux sortes de boulons à friction: les boulons à fente et les boulons expansifs.

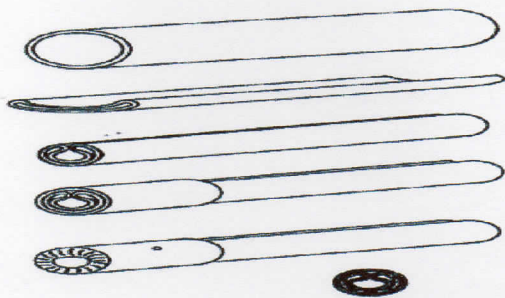


Figure 2.9. Fabrication des boulons expansifs

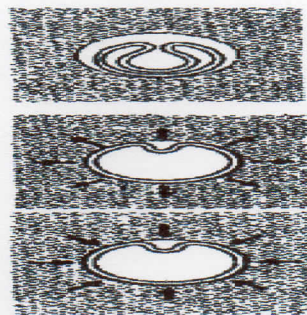


Figure 2.10. Mise en place des boulons expansifs

Le rôle des boulons

On peut distinguer trois grandes fonctions principales du boulonnage, à savoir: le rôle de suspension, celui d'armature et le rôle de confinement.

Les deux premiers rôles correspondent plutôt aux terrains constitués de roches dures caractérisées par leurs discontinuités. Le rôle de confinement est plus réaliste dans les massifs de roches tendres assimilables plus facilement à un milieu continu. A chaque terrain boulonné, l'un de ces rôles pourra lui être assigné. Il ne faut cependant pas oublier que, dans des cas particuliers, ces rôles peuvent se combiner ou bien se succéder dans le temps.

Rôle porteur : Ce rôle des boulons est le plus simple à concevoir. Il consiste, dans les massifs fracturés, à clouer les polyèdres instables en ancrant les boulons dans la partie saine du terrain. Il faut pour cela que cette zone soit suffisamment proche de la paroi de la galerie pour que des boulons de longueur raisonnable puissent être utilisés. La sollicitation dans les boulons va ensuite dépendre de la charge du terrain qu'ils suspendront et de leur direction par rapport à l'axe gravitationnel. La détermination des paramètres du boulonnage nécessite donc de connaître le volume du terrain à retenir et la résistance que peuvent opposer les boulons.

Rôle restructurant : Ce rôle se rencontre dans les massifs qui présentent des discontinuités soit sous la forme d'une superposition de bancs, où l'effet des boulons est d'épingler les discontinuités naturelles susceptibles de provoquer une instabilité locale et qui pourrait se traduire par une instabilité globale, soit sous la forme d'un ensemble de blocs désordonnés où le rôle des boulons est d'augmenter la cohésion des joints rocheux.

Rôle de confinement : Le rôle confinant des boulons apparaît lorsque qu'ils s'opposent à la décompression naturelle du terrain après excavation. Les déformations qui s'exercent dans le massif avant que l'équilibre soit atteint et qui provoquent un écoulement du terrain vers l'intérieur de la cavité agissent sur les boulons. L'allongement des boulons qui en résulte augmente leur sollicitation et donc la résistance qu'ils vont opposer au déconfinement du terrain. La contrainte normale à la masse rocheuse ainsi créée confine la zone boulonnée et favorise la formation d'un anneau résistant. Cet anneau de roche confinée constitue un véritable soutènement qui va résister aux poussées du terrain.

b) Soutènement par béton projeté

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

Les trois principaux modes de fonctionnement du béton projeté

En fonction des propriétés mécaniques du terrain, de la dimension et de la profondeur de l'ouvrage, le rôle du béton projeté pourra apparaître sous plusieurs formes :

-pour des terrains peu fracturés et suffisamment résistants par rapport à l'état de contraintes naturelles régnant avant les travaux au niveau de l'ouvrage, son rôle se limitera à un simple effet de «peau protectrice», destiné à se prémunir contre des phénomènes d'altération physique, hydraulique ou chimique du massif exposé par le creusement.

-pour des terrains relativement moins résistants, on pourra être amené à introduire, en plus de ce premier rôle, un renforcement de l'anneau de terrain porteur autour de la cavité, en ayant le plus souvent recours à un boulonnage systématique en paroi, on parlera alors de «peau résistante».

-enfin, dans certains cas (tunnels à faible profondeur notamment), le béton projeté, le plus souvent armé, devra jouer par lui-même un rôle porteur plus marqué et être dimensionné comme un véritable «anneau de structure».

Mise en œuvre [2]

Il existe deux grandes techniques de projection du béton projeté :

-Projection par voie sèche

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

Les principaux avantages de ce procédé sont les suivants :

- la vitesse de projection du mélange sur la surface d'application est élevée, ce qui permet une bonne adhérence du béton sur le support,
- seule la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment est ajoutée à la sortie de la buse. Le rapport reste faible, ce qui limite le retrait du béton.

Parmi les inconvénients majeurs de ce procédé, il faut citer :

- les rebondissements, donc les pertes sont très importantes (25 à 40% du mélange) ;
- la production de poussière à la projection. La formation de poussière peut être réduite en partie si l'on utilise le procédé appelé « voie sèche avec pré-mouillage » pour lequel l'eau est incorporée au mélange par anneau de pré-mouillage situé à 4 m en amont de la lance.

-Projection par voie humide

Le mélange eau, agrégats, ciment est gâché suivant les procédés traditionnels puis transporté dans la conduite. La propulsion du mélange mouillé est assurée soit par air comprimé (le flux est dilué) soit par action d'une pompe à béton (le flux est dense). Les adjuvants liquides (notamment l'accélérateur de prise) sont introduits à la lance.

Les principaux avantages de ce procédé proviennent de la vitesse de projection relativement faible ce qui conduit à :

- une faible pollution (production de peu de poussière),
- une réduction des rebondissements, donc des pertes,
- le dosage en eau est plus précis. Avec cette méthode il est plus facile d'automatiser le mode de projection, ce qui permet des rendements plus élevés qu'avec la méthode par voie sèche.

Au titre des inconvénients, il convient de noter que la compacité et l'adhérence du béton en place est moins satisfaisante qu'avec la voie sèche.

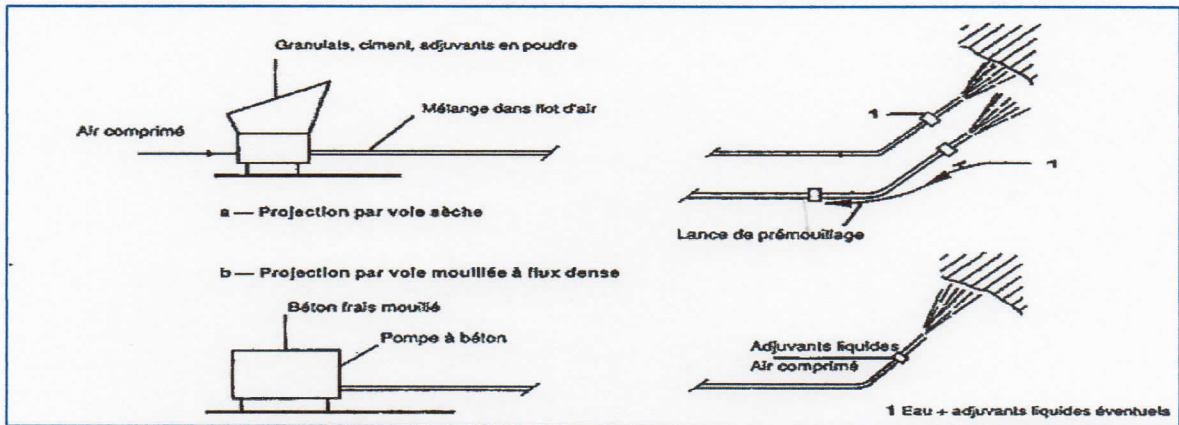


Figure 2.11. Technique de projection

Renforcement du béton projeté par des fibres

L'adjonction de fibres confère au béton frais des propriétés physiques et mécaniques spécifiques qui dépendent de la quantité et du type de fibres (nature du matériau de base, processus de fabrication, dimension et formes).

Ces principales propriétés sont :

- l'amélioration des caractéristiques mécaniques (résistances accrues au cisaillement et à la flexion) et de la cohésion du béton frais,
- l'homogénéité du renforcement,
- la limitation des effets du retrait,
- le comportement de post-fissuration conférant au matériau une ductilité,
- la rapidité de mise en œuvre,
- l'adaptabilité au profil de l'excavation.

Si on prend l'exemple des fibres métalliques, elles confèrent au béton durci un caractère ductile par leur rôle de reprise partielle des efforts de traction et de répartition de la fissuration (augmentation de la capacité portante grâce à la répartition des contraintes). Elles peuvent être utilisées en substitution des armatures structurales

Nous rappelons néanmoins que cette méthode « avec fibres » atteint sa limite dans les tunnels où les déformations sont importantes lors du creusement (fortes convergences) ou dans des terrains très fracturés. En effet dans ce cas, la mise en place d'un treillis soudé (avec des fils de 8 à 10 mm de diamètre) solidarisé avec les têtes de boulons est recommandée car elle permet de mieux associer mécaniquement les boulons et le béton projeté.

c) Soutènement par cintres [5]

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

qui n'est pas liée de façon intangible au terrain. Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments:

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

Types de cintres

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

-Les **cintres métalliques lourds** (figure 2.12) : Ils sont constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis. Les profils les plus fréquemment utilisés vont de l'H 140 à l'H 260. On peut aussi classer dans cette catégorie les cintres mobiles ou télescopables que l'on déplace au fur et à mesure de l'avancement du front.

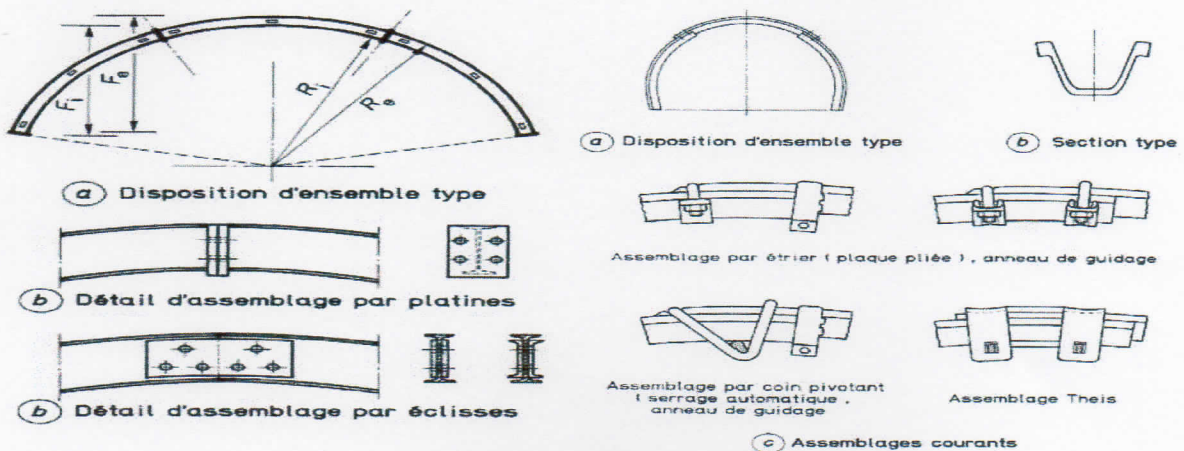


Figure 2.12. Types de cintres

-Les **cintres métalliques légers et coulissants** sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d'assemblage permet le coulisement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres. Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage. Lorsque les efforts sont importants, la convergence des parois n'est pas arrêtée mais seulement freinée. Lorsque cette condition est acceptable, ces cintres sont recommandés en raison de leur facilité d'emploi. Ils sont généralement associés à un grillage ou à un béton projeté et à un boulonnage. Ils constituent alors l'armature de renforcement du dispositif boulon/béton projeté qui permet, pour le confinement du terrain, d'assurer le soutènement d'ouvrages de grandes portées dans des conditions relativement économiques.

Pour être efficace, le cintre doit être utilisé concurremment avec certains éléments complémentaires destinés à assurer l'interaction intime entre les déformations du cintre et celles du terrain. Ces éléments sont les suivants.

Dispositifs d'appui des cintres

La qualité de l'appui du cintre est une condition essentielle de sa bonne tenue. Les appuis ont pour objet de répartir la charge sur le terrain d'assise, ils peuvent être fixes (longrines en bois, métal ou béton) ou extensibles (vérins ou étais extensibles) pour limiter la décompression du terrain encaissant.

Les entretoises longitudinales sont destinées à éviter le renversement et le gauchissement des cintres sous l'effet des poussées. Elles sont généralement constituées d'aciers ronds ou plats (figure 2.13).

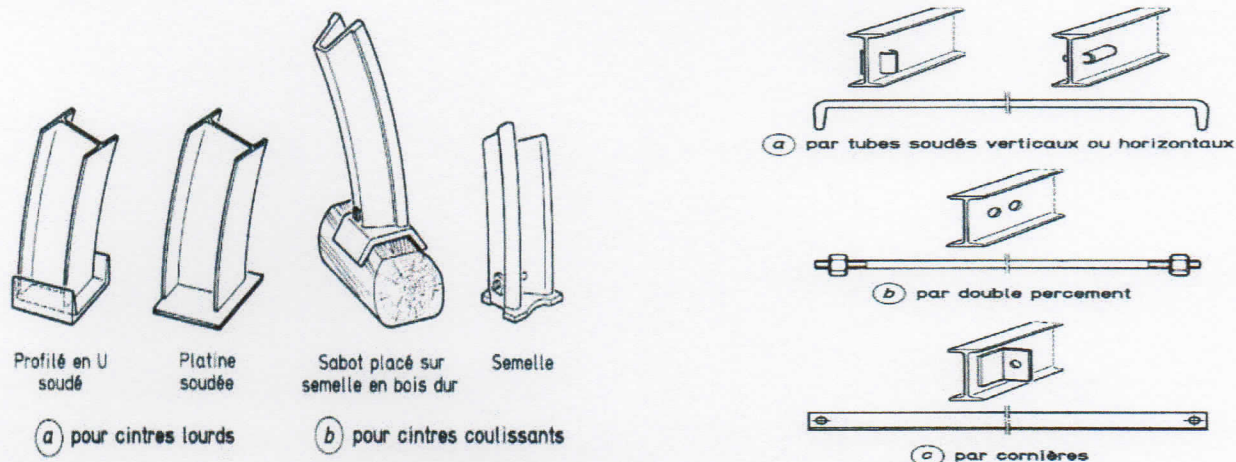


Figure 2.13. Dispositifs d'appui des cintres

d) Soutènement par anneaux de voussoirs

Le soutènement par anneaux de voussoirs préfabriqués en fonte ou en béton armé est couramment utilisé pour les tunnels à section circulaire creusés mécaniquement par un tunnelier. Les anneaux sont généralement constitués, selon le diamètre du tunnel de 5 à 10 voussoirs, le plus souvent 6 dont un voussoir de clé est conçu pour constituer le clavage de chaque anneau. Les voussoirs adjacents de part et d'autre sont appelés « voussoirs de contre-clés ».

Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appui longitudinal pour la progression du bouclier au moyen de vérins hydrauliques dont les patins reposent sur la face avant du dernier anneau posé.

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

-les **voussoirs alvéolaires** qui comportent des nervures longitudinales et transversales au travers desquelles il est possible d'enfiler des boulons qui permettent l'assemblage et la transmission de certains efforts de flexion d'un voussoir à l'autre. Ces voussoirs, directement dérivés des voussoirs métalliques, présentent toutefois l'inconvénient, à inertie égale, d'un plus fort encombrement que les voussoirs pleins, donc nécessitent un volume d'excavation plus important.

-les **voussoirs pleins** qui sont des éléments de coques d'épaisseur constante et qui peuvent, par exemple, être articulés les uns sur les autres le long de leurs faces latérales courbes.

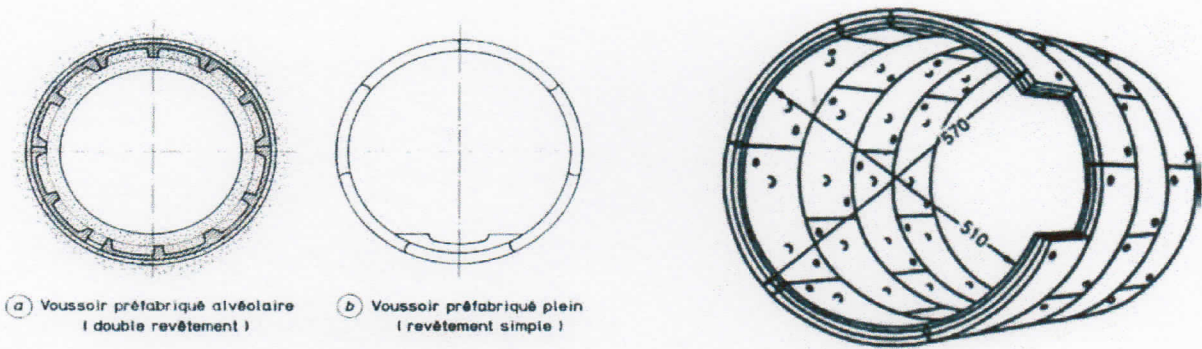


Figure 2.14. Types de voussoirs

e) Pré-soutènements [6]

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

La méthode la plus traditionnelle de pré-soutènement est la méthode de l'enfilage. Elle consiste à enfoncer dans le terrain en avant du front de taille par battage ou vibrofonçage des barres ou des plaques métalliques en prenant appui sur un cintre calé au front de taille. La méthode d'enfilage est une méthode artisanale qui entraîne des cadences d'avancement très faibles ; par ailleurs, le pré-soutènement en avant du front de taille n'intéresse qu'une longueur faible de l'ordre de 1 à 2m.

Les méthodes dites des « voûtes parapluies » permettent de soutenir une longueur beaucoup plus importante en avant du front de taille. Les voûtes sont constituées de colonnes horizontales réalisées au moyen de forages fait à partir du front de taille. Les forages ont une inclinaison de 8° à 10° et les voûtes successives s'emboîtent comme des cônes avec un recouvrement généralement compris entre 1 et 3 m. au fur et à mesure de l'avancement du front de taille, le soutènement est complété par des cintres lourds espacés de 1 à 3m.

f) La nouvelle méthode autrichienne [11]

La NATM consiste en la mise en œuvre des technologies de soutènements modernes, à savoir le béton projeté et le boulonnage au service du principe suivant : « Perturber le moins possible le terrain autour de la cavité et tirer profit au maximum des caractéristiques mécaniques initiales de terrain ».

Principes fondamentaux

Pour atteindre cet objectif, il est nécessaire de respecter les règles ci-après :

- Réaliser l'excavation de manière à limiter dans l'espace et dans le temps l'effet de la décompression «relâchement » du massif,
- Mettre en œuvre le plus rapidement possible après l'excavation un revêtement généralement continu, souple qui solidarise les blocs du massif, scelle les joints et apporte par le biais des déplacements naissants du terrain, un léger confinement qui neutralise les états de contraintes,
- Améliorer si nécessaire les caractéristiques mécaniques du terrain par boulonnage, de manière à rendre le massif ainsi armé autostable,
- Ajuster le soutènement aux besoins réels du terrain en suivant en permanence dans l'espace et dans le temps le comportement réel du massif.

Condition nécessaire pour l'exécution des travaux

L'objectif fondamental de la méthode (NATM) ne peut être atteint que si les travaux sont menés en respectant un certain nombre de conditions :

▪ Excavation

Lors du creusement de la cavité, il faut s'efforcer d'abimer le moins possible le terrain laissé en place. L'excavation devra donc être telle que :

- sa surface soit régulière et soignée, en évitant les angles vifs et les formes convexes et en cherchant à avoir la plus grande continuité de la courbure,
- le massif encaissant soit le moins ébranlé que possible,
- la surface mise à nue en calotte et sur le front soit stable par elle-même durant le temps nécessaire à la mise en place du soutènement, cette condition définit le volume maximal par attaque, en jouant sur la section excavée et la longueur de passe.

▪ Soutènement

Un soutènement satisfaisant doit présenter les caractères suivants :

- être mis en œuvre immédiatement après l'excavation (comme tout traitement, il doit être appliqué à temps, sous peine d'être inefficace),
- être continu et faire corps avec le terrain encaissant et y adhérer parfaitement,
- être assez souple pour s'adapter sans dommage aux réactions du massif jusqu'à ce que l'équilibre des poussées soit atteint,
- être composé d'éléments assez maniables pour pouvoir être modifié facilement à l'avancement selon les conditions rencontrées, sans avoir pour cela à bouleverser le chantier ni à changer le diamètre de l'excavation.

▪ Auscultation

Le constructeur doit sans cesse suivre le comportement réel du massif, surtout lorsque les perturbations interviennent en son sein. Ce suivi, qui constitue l'auscultation, est réalisé essentiellement par des mesures permanentes de contrainte et surtout de déformations. Il permet en premier lieu de :

- comparer le comportement réel du massif avec les hypothèses prises en compte dans le calcul et le projet et avec les prévisions,
- vérifier constamment l'efficacité du soutènement,
- renforcer ou alléger s'il y a lieu ce soutènement ou encore modifier les techniques d'exécution.

▪ Méthodes d'excavation

L'impératif de la stabilité à court terme de la surface mise à nu conduit dans certains cas à réaliser la pleine section en plusieurs phases d'abattage. L'avancement sera optimisé en jouant également sur la longueur de la passe, fonction du volume maximal compatible avec la stabilité du front et de la calotte.

Limites de la méthode

La mise en œuvre de la méthode (NATM) s'appuie sur quatre éléments fondamentaux :

- mesures permanentes,
- découpage soigné (si possible mécanique), conduisant à un profil d'excavation de forme régulière,
- mise en œuvre rapide du béton projeté, du boulonnage et des cintres légers,
- exécution la plus rapide possible de la section totale soutenue.

Cette méthode trouve actuellement ses limites techniques dans quatre cas principaux :

-lorsque les venues d'eau excessives empêchent la mise en œuvre du béton projeté, ceci en raison des débits qui constituent une gêne à la projection, mais surtout en raison des sous-pressions qui peuvent se développer derrière la couche de béton fraîchement projeté donc sans résistance initiale.

-lorsque le terrain est trop peu cohérent pour qu'une excavation d'un volume de l'ordre d'une dizaine de mètres cubes soit stable pendant le temps nécessaire à la mise en place de son soutènement.

-lorsque la nature du terrain ne permet pas un découpage soigné de la cavité. C'est le cas notamment pour les terrains très hétérogènes. A la difficulté du découpage s'ajoute souvent une inefficacité, plus ou moins marquée, du boulonnage. Dans de telles circonstances, le recours aux cintres est nécessaire, ce qui implique pour la mise en œuvre du béton projeté que les cintres « collant » au terrain, condition qui n'est pas toujours respectée dans les terrains difficiles à découper

2.2.3. Conclusion

Le choix du mode de soutènement approprié à un ouvrage souterrain est un problème particulièrement complexe en raison du nombre de critères considérables qui le commandent (nature des terrains traversés, caractéristiques géométriques de l'ouvrage, méthodes d'excavation) et de la difficulté de quantification de la plupart d'entre eux.

Si plusieurs types de soutènements sont possibles, le choix devra se faire en tenant compte des considérations économiques ou du matériel disponible au niveau de l'entreprise de réalisation ou des sujétions particulières résultant de l'organisation du chantier.

2.3. Revêtement définitif [7]

Le revêtement d'un tunnel, d'un ouvrage souterrain longitudinal est une structure placée au contact direct de l'excavation ou du soutènement quand il y'en a un, ou bien de l'étanchéité.

Le revêtement délimite la section utile intérieure offrant les fonctionnalités demandées par l'exploitation de l'ouvrage. Il matérialise le caractère définitif et durable de l'ouvrage vis-à-vis des exigences à respecter pour que l'ouvrage soit stable et apte à l'usage auquel il est destiné.

Il reste généralement visible depuis l'intérieur du tunnel, dont il masque l'étanchéité et les éventuels soutènements, provisoires ou définitifs. Le revêtement peut aussi recevoir un habillage pour satisfaire à certaines exigences liées à l'aspect ou à l'environnement.

2.3.1. Fonctions du revêtement

Lors de la conception de l'ouvrage, on doit définir clairement les fonctions que sera amené à assumer le revêtement, vis-à-vis, d'une part, des exigences de stabilité d'ensemble, notamment au sein du massif encaissant et d'autre part, des exigences liées à l'exploitation. Ces fonctions peuvent être résumés ont :

Fonction de soutènement

La fonction de soutènement du revêtement permet d'assurer la stabilité mécanique nécessaire de l'ouvrage à long terme. S'il y a un soutènement immédiat (provisoire) et que celui-ci peut être considéré comme très fiable dans le temps, le dimensionnement du revêtement définitif peut tenir compte de la participation de ce soutènement immédiat à la reprise des actions extérieures. Le revêtement doit être capable de reprendre les actions suivantes :

- son poids propre,
- les efforts extérieurs appliqués par le terrain, à court et à long terme, y compris les effets sismiques éventuels,
- la charge hydrostatique extérieure éventuelle,
- l'effet des déformations différées (gonflement-fluage),
- les charges induites par les équipements de second œuvre.

Fonction support et protection de complexe d'étanchéité

Deux cas se présentent :

-l'étanchéité est totale (y compris en radier, alors généralement contre-vouté) et le revêtement doit alors être dimensionné pour reprendre les charges hydrauliques,

-l'étanchéité règne en voûte et jusqu'à la base de piédroits, où un système de drainage vient décharger le dispositif.

La présence d'une étanchéité en voûte permet de réaliser un béton de meilleure qualité en gardant l'humidité du béton dans les premiers jours de maturations. Elle empêche également l'eau du massif extérieure de perturber l'équilibre physico-chimique du béton pendant la prise et diminue aussi la gêne apportée au retrait du béton.

Par ailleurs, le revêtement en béton assure la protection de l'étanchéité contre les agressions liées à l'exploitation de l'ouvrage et il faut bien surveiller à ce que sa mise en œuvre ne dégrade pas l'étanchéité.

Fonction support d'équipement d'exploitation

La structure du revêtement des tunnels est associée aux fonctionnalités de l'ouvrage et doit notamment tenir compte :

-de la concentration d'efforts statiques et dynamiques appliqués par les équipements (accélérateurs de ventilation, suspensions ou appuis de dalles de circulation, accrochages de chemin de câbles ou d'appareils d'éclairage ou de signalisation...),

-actions accidentelles liées aux conditions d'exploitation.

Fonction limitations des couts d'exploitation

Le cout d'exploitation des ouvrages est en grandes partie lié à la consommation d'énergie électrique (éclairage, ventilation,...) et à l'entretien (nettoyage...) et bien qu'ils soient plus chers à la réalisation, les ouvrages revêtus en béton coffré sont plus facile et moins couteux à exploiter que les ouvrages revêtus en béton projeté.

Les revêtements en béton coffré minimisent :

- les pertes de charge par frottement de l'air circulant dans le tunnel et les gaines de ventilation,
- Les pertes de charges hydrauliques des galeries d'assainissement et des galeries de décharge,
- Les difficultés de nettoyage.

Fonction confort des usagers

L'intrados du tunnel reste la partie visible pour l'utilisateur et la forme et l'aspect du revêtement doivent être pris en compte dès la conception. Il est bien évident qu'un parement lisse et peint est plus accueillant qu'une surface de béton brut grisâtre et triste.

2.3.2. Forme des sections de tunnels

Les revêtements sont constitués d'un ou plusieurs arcs de béton qui délimitent une section utile intérieure telle que l'ouvrage obtenu offre les fonctionnalités demandés. La démarche intellectuelle pour arriver à l'élaboration du profil en travers nécessite des études minutieuses dès les études préalables et quelle que soit le type de tunnel et son utilisation.

La ligne enveloppe de cette section obtenue est appelée intrados. Sa géométrie de peut être définie par un seul arc de cercle ou plus généralement par une succession d'arcs de cercles et de segments de droite. L'intrados retenu doit être le résultat d'un processus d'optimisation de la section utile permettant d'y intégrer l'ensemble des fonctionnalités nécessaires. Les parties peu cintrées ou planes, les points anguleux ou les discontinuités de courbure trop marquées doivent être évités autant que possible car ils induisent des concentrations d'efforts et de contraintes pouvant amener à un surdimensionnement du revêtement.

La ligne extérieure du revêtement est appelée l'extrados. Elle est définie à partir de la ligne de l'intrados décalé de l'épaisseur nominale de béton retenue. Celle-ci résulte d'un calcul de dimensionnement, à partir des enveloppes calculées sous l'effet des différentes charges appliquées au revêtement.

2.3.3. Types de revêtement

Les revêtements de tunnel sont généralement réalisés en béton non armé en section courante mais peuvent être localement renforcés notamment au droit des niches de sécurité et au croisement du tunnel principal et des ouvrages transversaux. Les radiers contre voutés lorsqu'ils sont nécessaires peuvent également être armés. Dans ce cas, la reprise des efforts concentrés au point de contact piédroit/radier conduit à remonter le ferrailage dans la partie inférieure des piédroits.

Revêtement en béton non armé

Dans la majorité des cas, les revêtements de tunnels ne sont pas armés en section courante, sauf prescription particulière, comme la prise en considération d'une fissuration préjudiciable.

Ceci nécessite toutefois que le terrain présente une certaine raideur et que la géométrie de l'ouvrage soit satisfaisante. Ces deux facteurs ne sont pas indépendants. Une voûte assez plate, qui a tendance à beaucoup pousser sur ses culées, pourra être acceptable dans un rocher raide, mais pas dans un terrain plus déformable, où la tendance à l'écartement ou à la convergence des culées se traduira par des flexions importantes.

Revêtement localement armés

Dans un revêtement non armé en section courante, peuvent être localement ferrillées :

- les zones particulièrement sollicitées: banquettes de fondation, piédroits, ouvrages transversaux, niches, connexions....

- les zones soumises à des efforts ponctuels : appuis de dalles de ventilation (corbeaux, consoles, encastremets...), accélérateurs, ancrages de suspentes,
- les zones à fort changement de courbure du profil en travers.

Le dimensionnement de ces parties du revêtement prend en compte les contraintes liées aux aciers (enrobage, feu, etc.) et la formulation du béton devient parfois très spécifique.

Revêtements totalement armés

Les revêtements particuliers, où toute la section est armée, se rencontrent principalement dans:

- les zones de franchissements d'accidents géologiques,
- les ouvrages creusés dans un terrain de faible raideur, où l'on observe des convergences ou des divergences importantes et où l'interaction sol-structure est insuffisante pour recentrer l'effort normal dans les sections,
- les ouvrages étanches soumis à une charge hydrostatique importante,
- les galeries d'assainissement avec des écoulements en charge,
- les ouvrages de têtes réalisés à l'air libre et remblayés (faux tunnels).

Radiers

Les radiers horizontaux ou contre-voûtés sont généralement armés et la reprise des efforts concentrés au point de contact radier/piédroit conduit à remonter le ferrailage dans la partie inférieure des piédroits du revêtement. Le ratio d'acier est généralement notable. En général les coffrages du radier ne sont pas totalement fermés et le béton reste visible pour suivre le remplissage et l'enrobage des aciers.

Armature

La section d'armature du béton armé est généralement comprise selon la circonférence entre 0,25 et 0,75% de la section du béton, parfois plus. Ce pourcentage ne comprend pas les aciers longitudinaux de répartition. Normalement les aciers reprennent très peu de traction. Leur rôle est de réduire la perméabilité en limitant la fissuration du béton (l'épaisseur des fissures admise est généralement de 0,3mm).

Pour limiter et répartir la fissuration du béton, on peut mettre en œuvre un ratio de ferrailage satisfaisant à la condition de non-fragilité, telle qu'elle est définie à l'article A 4.2 du BAEL :

$$\rho = \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Où :

ρ est le rapport de la section d'armature à celle du béton.

f_{t28} est la résistance caractéristique du béton à la traction.

f_e est la limite d'élasticité des armatures.

2.3.4. Critère pour le choix du béton

En dehors des caractéristiques mécaniques nécessaires à la fonction de soutènement, les qualités essentielles du béton d'un revêtement coffré de tunnel sont la maniabilité, la compacité et la résistance à la fissuration.

La maniabilité est nécessaire pour obtenir un bon remplissage du coffrage malgré les irrégularités du terrain et la présence d'éléments de soutènement et des pièces incorporées dans le béton. La compacité est nécessaire pour obtenir une imperméabilité globale élevée, donc une bonne résistance aux agents agressifs. Pour les mêmes raisons, il est nécessaire que le retrait du béton soit aussi faible que possible, d'autant que ce retrait n'est pas libre, le revêtement étant solidaire du terrain encaissant sur une face. La déshydratation rapide et la baisse de la température liées à la vitesse de l'air sont les causes essentielles de l'augmentation du retrait et donc de la fissuration surtout aux jeunes âges.

Enfin, si on désire des temps de coffrage assez courts, on doit être assuré d'avoir une résistance initiale élevée ce qui peut être contradictoire avec la recherche d'une fissuration réduite.

La solution adoptée est donc souvent le meilleur compromis entre ces différentes exigences et les conditions réelles d'exécution compte tenu des moyens qu'il est possible de mettre en œuvre.

2.3.5. Réalisation par plots

Les revêtements sont coulés par tronçons (appelés plots de bétonnage) dont les longueurs sont fonction :

- du tracé en plan de l'ouvrage : dans les parties en courbe, la flèche induite par la longueur du plot de bétonnage doit rester à l'intérieur des tolérances géométriques,
- du retrait du béton (formulation du béton et du temps de décoffrage),
- de la limitation de la fissuration,
- de la présence ou non d'une étanchéité. Quand c'est le cas, elle autorise le glissement relatif du revêtement par rapport au massif, ce qui diminue les tractions dues au retrait gêné. Au contraire quand il n'y a pas d'étanchéité, le retrait est bloqué, et il faut de plus tenir compte d'une fissuration thermique plus importante due à l'augmentation de l'épaisseur moyenne effective du revêtement, notamment quand il y a des hors profils importants.
- plus rarement de la longueur de l'ouvrage et des délais de réalisation du revêtement.

En général, les plots des tunnels ont une longueur de l'ordre de 10 à 15 m.

2.3.6. Injections de remplissage

Les vides subsistant, essentiellement en clé, entre le revêtement et le support (soutènement ou terrain) sont à combler par des injections de remplissage à base de mortier de sable fin, dont le liant doit être de même nature que celui utilisé pour le revêtement.

Les pressions d'injection doivent rester faibles (0,3 MPa) car il s'agit seulement de remplir les vides. Les tubes d'injections doivent être fixés sur le coffrage, ils ne doivent pas percer le complexe d'étanchéité. Les tubes plastiques rigides sont préférés aux tubes métalliques. Les trous effectués dans le revêtement en béton pour faire les injections doivent être soigneusement rebouchés (généralement au mortier d'époxy).

Les injections de remplissage doivent être faites avec soin et contrôlées. L'atelier nécessaire doit être planifié dans le programme général et, en fonction de la longueur de l'ouvrage, le remplissage peut être réalisé soit en une seule fois ou par tronçons.

2.3.7. Caractéristique du béton au décoffrage

Les caractéristiques recherchées des bétons au décoffrage concernent deux facteurs :

-la résistance mécanique qui doit être suffisante pour ne pas amener de désordres dans le béton suite à l'application d'efforts qu'il serait incapable de reprendre (poids propres notamment),

-la durée durant laquelle le béton doit rester coffré avant d'être exposé à l'air, pour éviter une dessiccation préjudiciable par évaporation de l'eau superficielle pouvant générer la fissuration et un affaiblissement de la compacité du béton.

En fonction de plusieurs paramètres, on peut imposer une valeur minimale sur l'un ou l'autre de ces facteurs, ou même les deux, sachant que l'un et l'autre sont étroitement liés (augmentation de la résistance mécanique en fonction du temps). Les paramètres en question sont de façon non exhaustive :

- la nature et le dosage en ciment du béton,
- le rapport E/C,
- la température extérieure au moment du décoffrage,
- la présence ou non d'une cure,
- la masse de béton mise en œuvre liée à l'exothermie générale de la prise du béton,
- la géométrie de la galerie : forme et diamètre (s'il est faible les efforts de traction dans le béton jeune seront faibles),

Dans tous les cas, afin de garantir le niveau de performance mécanique au jeune âge, la régularité de production de béton et la maîtrise de la température du béton au moment de sa mise en œuvre sont primordiaux.

Valeurs recommandées

Les valeurs recommandées pour une voûte plein cintre d'ouverture 8 à 10 mètre sont les suivantes :

- résistance mécanique à la compression : 8 à 10 MPa.
- délai minimum avant décoffrage : 10 heures.

La valeur de la résistance du béton qu'il importe de respecter est la valeur interne du béton, in-situ (et non une valeur sur éprouvette isolée).

2.3.8. Cure :

La surface du béton doit être protégée contre la dessiccation (évaporation de l'eau) et les chocs thermiques conduisant à des retraits parfois très importants. La fissuration peut donc être réduite en recourant à des mesures particulières consistant à éviter de s'opposer aux déformations, à adapter la formulation du béton et à réaliser une cure appropriée.

La cure consiste à protéger le béton contre la perte d'humidité et à l'empêcher de sécher et de diminuer de volume plusieurs jours après sa mise en place.

2.3.9. Conclusion :

Le revêtement définitif des tunnels est réalisé dans la grande majorité des cas en béton coffré. Cette solution est actuellement le meilleur compromis technique et économique pour la construction et l'exploitation de ces ouvrages.

Outre le respect des caractéristiques mécaniques exigées pour assurer la stabilité à long terme de l'ouvrage, on doit s'attacher, lors de l'étude et de la mise en place d'un béton de revêtement de tunnel :

- à optimiser la maniabilité du béton frais pour qu'il remplisse tout le volume compris entre le terrain ou le soutènement et le coffrage,
- à augmenter la compacité du béton durci afin qu'il puisse d'autant mieux résister à l'agressivité du milieu ambiant,
- à rechercher pour les mêmes raisons tous les facteurs qui permettront de réduire la fissuration.

Ainsi, le bétonnage du revêtement des tunnels, doit faire l'objet d'études précises où aucun paramètre ne doit être négligé. Du niveau de ces études dépend la qualité de l'ouvrage telle que la perçoivent le service d'exploitation et les usagers.

CHAPITRE 3

Chapitre 3 : Méthodes de calcul

3.1. Introduction

Parmi les problèmes qui se posent au projeteur de génie civil, celui de la détermination des caractéristiques du revêtement d'un ouvrage souterrain ou de la vérification de sa stabilité est certainement l'un des plus délicats et des plus difficiles à aborder. L'appréciation, le jugement et l'expérience de l'ingénieur sont, ici encore plus qu'ailleurs, nécessaires pour compenser l'absence de règles dans le domaine du dimensionnement de ces ouvrages.

La complexité du calcul du soutènement d'un tunnel a longtemps été considérée comme rédhibitoire. La définition du soutènement d'un ouvrage souterrain résultait alors d'un empirisme de bon aloi, consistant à reproduire des techniques qui avaient donné satisfaction dans des conditions géomécaniques semblables.

Ce chapitre a donc pour objectif de définir les diverses méthodes de calcul permettant de déterminer le soutènement des tunnels, ainsi que les domaines préférentiels d'emploi des principales méthodes actuellement utilisées.

3.2. Position du problème et difficultés du calcul d'un ouvrage souterrain [8]

3.2.1. Positions du problème

La construction d'un ouvrage souterrain à l'intérieur d'un massif a pour conséquence la substitution au champ des contraintes naturelles préexistant dans ce massif d'un nouveau champ de contraintes intéressant le nouveau solide constitué par le massif évidé et son revêtement. Mais le passage d'un équilibre à l'autre ne peut, pour des raisons évidentes d'exécution, se faire de façon instantanée, de sorte que plusieurs phases intermédiaires d'équilibre interviennent successivement au cours de la construction. Les conditions à respecter sont généralement la stabilité des équilibres successifs qui se produisent pendant et à l'issue des travaux ainsi que la limitation des déformations cumulées. L'équilibre final dépend d'un nombre considérable de facteurs, et notamment :

- de l'équilibre naturel initial,
- des caractéristiques physiques et des lois de comportement du terrain encaissant et de son environnement,
- des phases d'exécution et de leur déroulement dans le temps,
- des conditions d'utilisation de l'ouvrage,
- des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de soutènement et de revêtements introduits à la surface du souterrain et de la nature de leur contact avec le terrain.

3.2.2. Difficultés du calcul

Ces facteurs sont généralement :

- soit connus de façon très incomplète (équilibre initial),
- soit difficiles à quantifier (discontinuités du terrain),
- soit à la fois mal connus et difficiles à introduire dans les calculs (loi de comportement du terrain, conditions précises d'exécution des travaux).

Leur influence n'en est pas moins décisive vis-à-vis du comportement des ouvrages.

Un calcul idéal de l'ouvrage supposerait à la fois la connaissance parfaite et détaillée du milieu dans lequel l'ouvrage doit être construit et la possession d'un modèle mathématique suffisamment élaboré pour prendre en compte la totalité de ces données.

Dans l'état actuel de la technique, la mécanique est certainement en retard dans ce domaine sur les mathématiques et la connaissance du milieu est très imparfaite car les sondages de reconnaissance et les explorations géologiques ne peuvent donner actuellement qu'une idée très approximative de la structure du massif, de ses contraintes réelles et de ses conditions de déformabilité.

3.3. Principe et classification des méthodes de calcul [8]

3.3.1. Classification des méthodes

Les diverses méthodes de calcul utilisées en vue du dimensionnement du revêtement définitif peuvent être classées en quatre catégories principales.

Première catégorie :

On étudie le comportement du revêtement sous l'effet de forces extérieures représentant le terrain encaissant. Certaines de ces forces sont indépendantes de la déformation du revêtement et sont fixées a priori. En utilisant les hypothèses classiques de la résistance des matériaux, il est possible de ramener le calcul à la définition de quelques inconnues hyperstatiques qui sont définies en égalisant, soit en quelques points, soit tout au long du contour, la déformation du terrain encaissant et du revêtement. Le calcul fournit à la fois l'intensité des forces hyperstatiques complémentaires appliquées au revêtement et les efforts de contrainte développés dans celui-ci par l'ensemble des forces extérieures.

Deuxième catégorie :

Le calcul des déformations et des contraintes est étendu à l'ensemble terrain encaissant-revêtement, considéré comme un solide composite dont on connaît les conditions aux limites. Des programmes de calcul automatique basés sur les différences finies ou les éléments finis permettent de définir les contraintes et les déformations en chacun des nœuds du maillage élémentaire, et notamment le long de l'intrados et de l'extrados du revêtement.

Troisième catégorie :

A l'inverse de celles de la première catégorie, ces méthodes étudient seulement le comportement du terrain encaissant en assimilant l'action du soutènement ou du revêtement à une pression de confinement P_i généralement radiale et uniforme et dont l'intensité est choisie en fonction de critères liés à l'étendue des zones en état de déformation plastique autour de l'excavation. Ces théories connues sous le nom de "théorie des zones plastiques", permettent en choisissant des valeurs décroissantes de la pression interne, d'étudier plusieurs équilibres successifs correspondant à la décompression des terrains en phase de soutènement provisoire souple et de calculer les déformations correspondantes des parois.

Quatrième catégorie :

Ce sont des méthodes de dimensionnement de caractère empirique dont l'emploi est de plus en plus fréquent dans le cas d'utilisation des méthodes de soutènement par ancrage immédiat et béton projeté. Ces éléments de soutènement sont alors déterminés sur la base d'expérience antérieure en se servant de quelques paramètres d'identification (portée non soutenue, durée de stabilité de l'excavation ou fracturation du terrain, résistance de cisaillement entre blocs, contraintes et comportement hydrauliques) à partir desquels ont été établies diverses classifications (Bieniawski, BARTON, AFTES).

Pour juger la validité d'une méthode, il faut tenir compte, non seulement de la rigueur du modèle, mais aussi de la représentativité des paramètres introduits dans ces calculs pour caractériser les qualités physiques des matériaux en cause (terrain et revêtement).

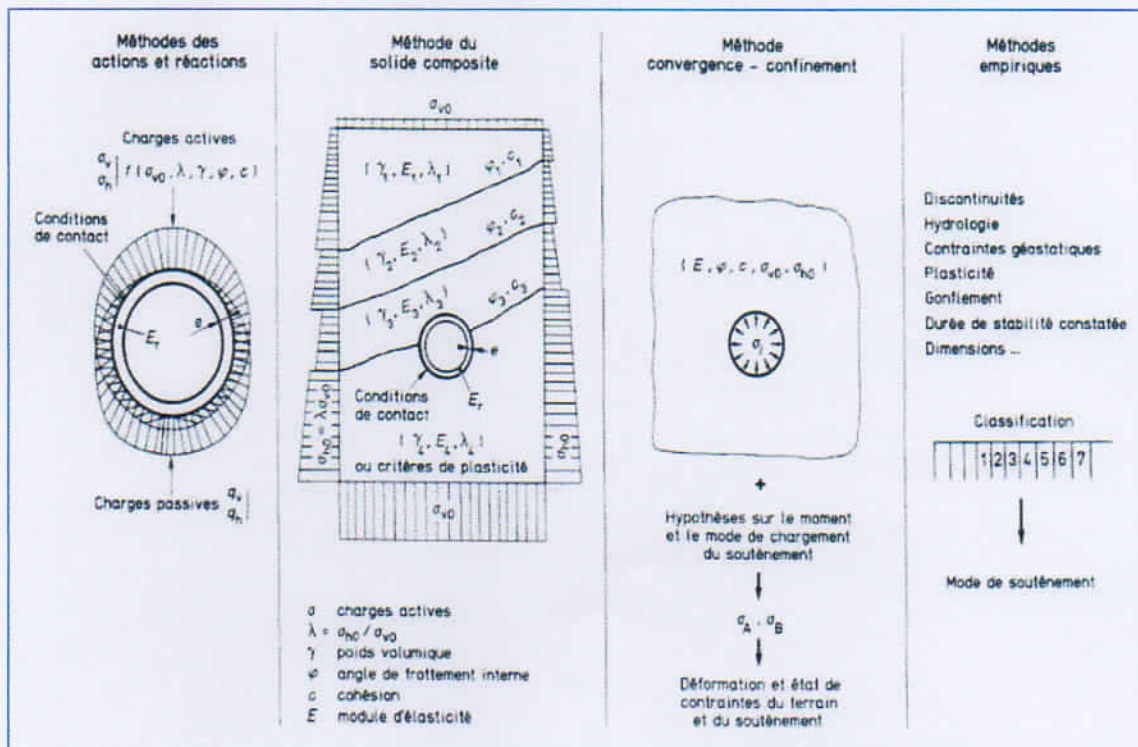


Figure 3.1 classification des méthodes de calcul

3.3.2. Méthodes des réactions hyperstatiques

Dans ces méthodes, on étudie le comportement du revêtement sous l'action de charges extérieures. On distingue des charges dites "actives" qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (poids propre et charges et surcharges intérieures et extérieures, actions du terrain encaissant), des charges dites "passives" qui sont des réactions hyperstatiques, dépendent de la déformation et dont la prise en compte égalise en première approximation les déformations du terrain et du revêtement sous l'ensemble des charges actives et passives.

Les déformations du revêtement sont calculées par les méthodes classiques de la résistance des matériaux en l'assimilant à un portique, un arc, une coque ou une structure à barres.

Les déformations du terrain sont souvent estimées à partir de la notion schématique de module de réaction "K", c'est-à-dire que l'on suppose que la réaction en un point est uniquement fonction de la déformation en ce point, et généralement même lui est proportionnelle. Ce coefficient "K" dépend des caractéristiques du terrain, du rayon moyen de l'excavation (ou mieux de la surface sur laquelle agissent les charges passives) et de sa forme.

Les méthodes de calcul diffèrent par la forme des galeries concernées (circulaire ou quelconque), la possibilité de tenir compte des phases successives de construction du revêtement et de l'hétérogénéité des terrains ; ils se distinguent aussi par la définition des charges actives (radiales ou quelconque), la définition des charges passives et la nature du contact entre le terrain et le revêtement (frottement ou glissement, résistance à l'arrachement ou non).

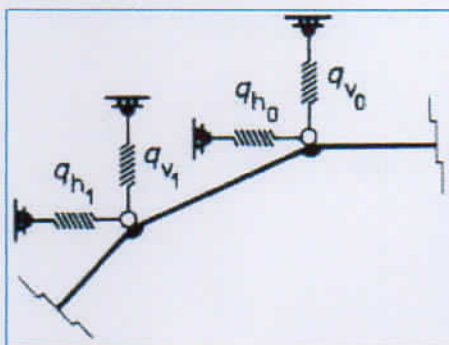


Figure 3.2. Méthode des réactions hyperstatiques

Avantage :

Les méthodes de cette famille présentent l'avantage d'un maniement très facile. Certaines d'entre elles peuvent être utilisées sous formes d'abaques et la résolution des problèmes est quasi instantanée. Il faut toutefois être parfaitement informé des hypothèses qu'elles contiennent, notamment en ce qui concerne la transmission des charges actives et passives de part et d'autre de la surface de contact terrain-revêtement, l'influence de ces hypothèses implicites est bien souvent très loin d'être négligeable.

D'autres méthodes de la même famille présentent un caractère nettement plus élaboré et permettent, en faisant appel au calcul automatique, de faire varier les données les plus incertaines pour encadrer les hypothèses extrêmes et juger la sensibilité du résultat aux variations des paramètres.

3.3.3. Méthodes du solide composite

Dans ces méthodes, on étudie le comportement de l'ensemble terrain-ouvrage qui est généralement décomposé en mailles planes ou en volumes élémentaires (tridimensionnel) dont on écrit l'équilibre compte tenu des actions sur les frontières. Les seules hypothèses introduites obligatoirement sont les suivantes :

- le système est partout en équilibre,
- les déformations sont petites (géométrie inchangée),
- les matériaux sont continus,
- la loi de comportement des matériaux est connue et peut être traduite numériquement.

Les déformations aux nœuds des mailles du système sont calculées en écrivant, soit que l'énergie potentielle du solide est minimale, soit que son énergie complémentaire est minimale.

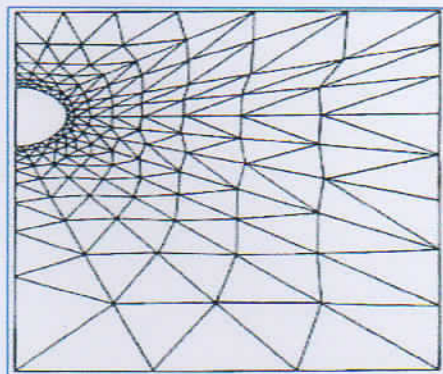


Figure 3.3. Méthode du solide composite

Le calcul fait obligatoirement appel à l'ordinateur. De nombreux programmes sont disponibles et peuvent être utilisés à cet effet. Les différences entre eux peuvent porter sur :

- le type de méthode (éléments finis, différences finies, équivalence),
- la plus ou moins grande finesse du découpage et l'étendue du modèle étudié,
- le type de matrice (rigidité ou flexibilité) caractérisant les éléments,
- la méthode de calcul (déplacement ou équilibre),
- l'étude en section plane ou en tridimensionnel,
- la possibilité d'introduire des équations constitutives des matériaux (loi de comportement) différentes de l'élasticité linéaire (notamment par des méthodes incrémentales),
- la possibilité de tenir compte des anisotropies du milieu,
- la possibilité de tenir compte des discontinuités du milieu et de la surface de contact entre le terrain et le revêtement.

Représentativité des données et des hypothèses de calcul :

Si l'on se réfère à nouveau aux conditions du calcul idéal, le principe même de ces méthodes en est beaucoup plus proche puisque l'état de contraintes initiales du massif peut y être introduit directement sous la forme des conditions aux limites du modèle. Les lois de comportement du terrain et du revêtement peuvent être individualisées pour chaque élément du modèle. De même certains équilibres intermédiaires correspondant aux phases d'exécution peuvent être étudiés, notamment si le modèle est tridimensionnel.

Les approximations et les incertitudes ou les difficultés concernent dans ce cas les points suivants :

- les hypothèses fondamentales et plus spécialement celles qui concernent l'amplitude maximale des déformations et la continuité du milieu. Ces hypothèses, qui sont généralement bien vérifiées dans le cas où il s'agit de terrain rocheux peu fracturé.
- les difficultés de traduction mathématique des qualités réelles du terrain, compte tenu du nombre obligatoirement limité des investigations et des essais.
- les difficultés pratiques liées à la définition du modèle mathématique au voisinage et à l'intérieur du revêtement.
- la méconnaissance de la qualité réelle du contact entre le terrain et le revêtement et de la difficulté de traduire l'absence habituelle de résistance à la traction le long de l'interface.

Avantage :

Les avantages de la méthode résultent de son caractère de grande généralité et notamment :

- du fait que sa représentativité est absolument indépendante de la hauteur de couverture au-dessus du tunnel, ce qui la rend particulièrement adaptée et pratiquement irremplaçable dans le cas des tunnels à grande profondeur,
- de la possibilité de tenir en compte des grandes discontinuités du terrain (plans de glissement principaux, failles caractérisées, formations différenciées) ou des charges isolées (fondations d'immeubles, autres ouvrages souterrains..),
- de sa possibilité d'adaptation sans complication supplémentaire à toutes les formes de section de l'ouvrage et à tous les types de contact terrain-revêtement y compris le contact parfait,
- de sa possibilité à traduire les comportements non linéaires qui sont les comportements réels des terrains dans les zones proches de l'excavation.

3.3.4. Méthode Convergence-Confinement [6]

La méthode de Convergence-Confinement s'appuie sur la mécanique des milieux continus et fait donc nécessairement appel pour le massif à une loi de comportement d'un milieu continu isotrope ou anisotrope.

Dans cette méthode, on substitue au problème tridimensionnel un problème bidimensionnel de déformation plane de l'interaction terrain-soutènement.

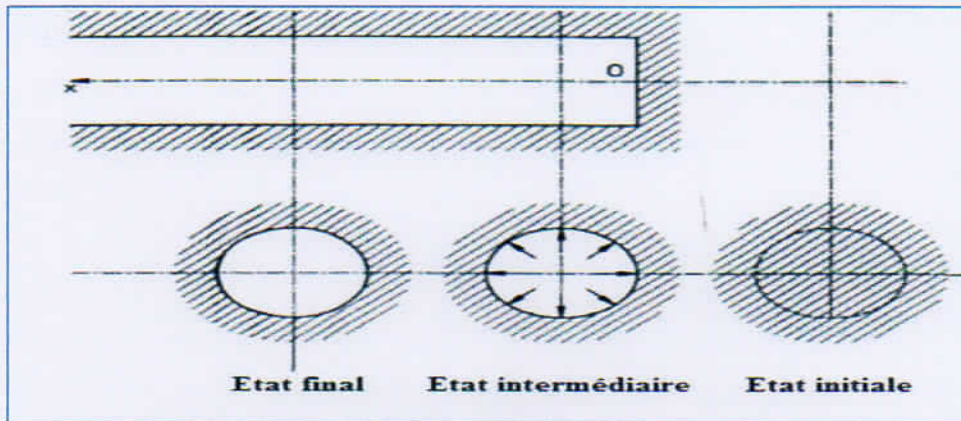


Figure 3.4. Méthode de Convergence-Confinement

Considérons une section plane du terrain soumise à une contrainte naturelle correspondant à un initial isotrope σ_0 . La cavité est pré excavée ainsi que supposée remplie de liquide à une pression P correspondant à l'état initial σ_0 . Le déplacement u de la paroi de la cavité est nul. En diminuant la pression P_i , on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation.

La contrainte appliquée aux parois de l'excavation est donnée par la relation suivante :

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

σ_0 : est la contrainte naturelle dans le massif ; λ est un paramètre qui simule l'excavation en croissant de 0 à 1. On l'appelle le taux de déconfinement.

En faisant décroître le paramètre λ , le terrain est déconfiné et ce déconfinement provoque un déplacement u des parois de l'excavation donné par la relation :

$$f_m(\sigma, u) = 0$$

Cette relation représente la loi de convergence du massif.

La relation qui représente le comportement du soutènement lie la contrainte s'exerçant à son intrados au déplacement correspondant :

$$f_s(\sigma, u) = 0$$

Cette relation est la loi de confinement du soutènement.

Dans le cas le plus classique, le soutènement est mis en place à une certaine distance d du front de taille, appelé distance non soutenue. Des déplacements u_d se sont produits en avant du front de taille et dans la zone non soutenue en arrière du front de taille.

A la valeur du déplacement u_d correspond la valeur λ_d du taux de déconfinement.

La valeur précédente peut donc s'écrire :

$$F[\sigma, (u - u_d)] = 0$$

La notion de taux de déconfinement est essentielle dans cette méthode et la détermination de sa valeur λ_d au moment de la mise en place du soutènement en constitue la principale difficulté.

Dans un premier temps le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe pression déplacement suivie $P_i=f(u)$ est linéaire du point A au point B. Dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou mise en plasticité) qui augmente la déformation. C'est la portion ABC de la courbe. La courbe ABC est appelée « courbe caractéristique » du massif excavé.

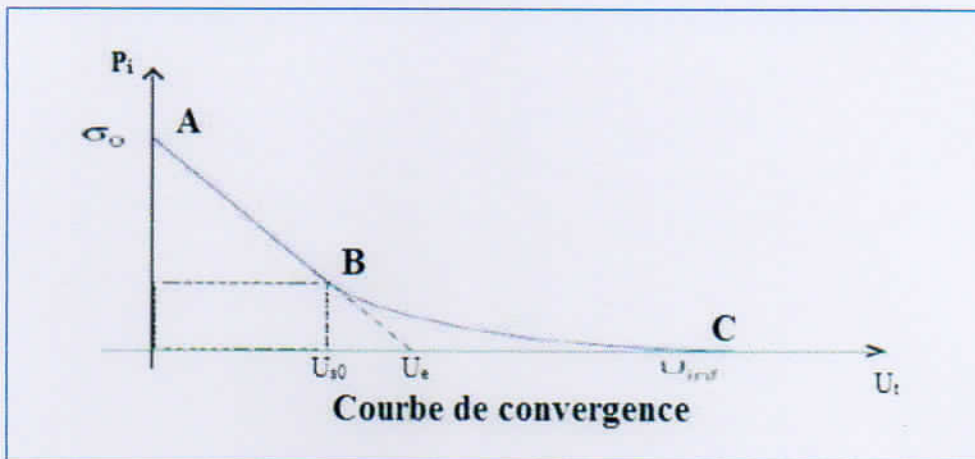


Figure 3.5. Courbe de convergence

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure P_i qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire.

Son origine est décalée de la valeur U_{s0} pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

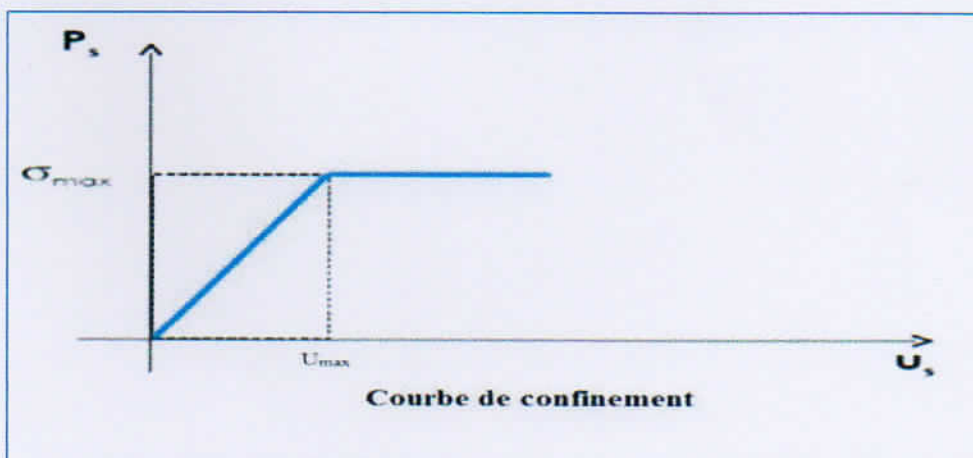


Figure 3.6. Courbe de confinement

L'équilibre final qui permet de déterminer la pression de soutènement, est obtenu en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique (voir figure 4.7). Le point d'intersection définit le point d'équilibre.

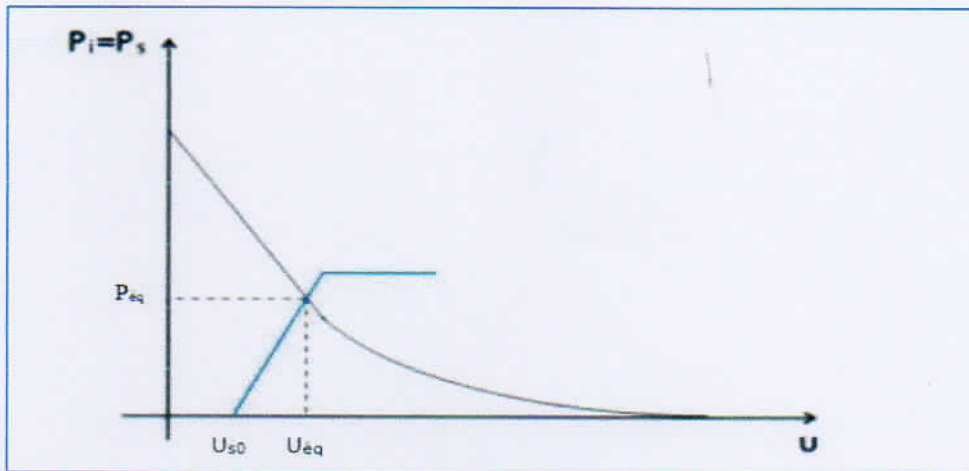


Figure 3.7. Courbe Convergence-Confinement

La détermination du taux de déconfinement :

Le choix du taux de déconfinement λ_d , qui correspond à la convergence qui s'est produite avant que le soutènement n'interagisse avec le terrain est le problème le plus délicat de la méthode Convergence-Confinement.

λ_d est déterminé à partir de la loi convergence :

$$f [(1 - \lambda_d)\sigma_0, u_d] = 0$$

Le choix de λ_d revient donc à déterminer la valeur du déplacement radial u_d à la distance non soutenue d à l'arrière du front de taille.

Plus le déplacement u_d est fort, plus le taux de déconfinement λ_d est élevé et proche de 1. Ce paramètre dépend essentiellement de la distance non soutenue à l'arrière du front de taille, d , mais il dépend également de la loi de comportement du terrain et, dans une moindre mesure, de la rigidité du soutènement.

La précision du calcul de la pression de soutènement est étroitement liée à la précision avec laquelle λ_d est déterminé. Elle dépend de la pente de la courbe de confinement. Il convient dans chaque cas d'évaluer l'incidence de l'incertitude sur la valeur de λ_d sur la valeur de la pression de soutènement.

De manière générale, pour un comportement élastique du massif la valeur de λ_d est donnée par :

$$\lambda_d = 1 - 0,75 \left[\frac{1}{1 + \frac{4d}{3R}} \right]^2$$

Représentativité des données et des hypothèses de calcul

Pour simplifier l'utilisation de cette méthode on s'appuie sur hypothèse de l'unidimensionnalité du problème :

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

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

Avantage :

La méthode Convergence-Confinement permet de tenir compte des facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final du complexe terrain-soutènement, tel que :

- la déformabilité du terrain,
- la raideur du soutènement,
- la déformation atteinte par le terrain encaissant lors de la mise en place du soutènement provisoire.

En outre cette méthode de calcul peut se résoudre graphiquement de façon aisée.

Elle conduit à un pré dimensionnement satisfaisant du soutènement, 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.

3.3.5. Méthodes empiriques

Diverses méthodes de classification géotechnique des massifs rocheux ont été proposées. Les plus universellement utilisées sont la classification RMR de Bieniawski et le système Q développé par N.Barton. Elles attribuent une note globale au massif fondée sur la quantification de plusieurs paramètres. Cette note détermine le mode de soutènement.

Pour sa part, l'AFTES a également proposé une méthode qui fait l'objet d'un texte provisoire de recommandations. Dans ce projet de recommandation, les paramètres pris en compte pour choisir le soutènement sont : la résistance du terrain à l'échelle de l'échantillon de laboratoire, la fracturation du massif (indice RQD), le degré d'altération des roches, les conditions hydrogéologiques, la hauteur de recouvrement du tunnel, la section transversale de l'ouvrage et son environnement. Un tableau à double entrée définit pour une situation donnée les méthodes de soutènement à rejeter, les méthodes utilisables et les méthodes appropriées.

A la différence des classifications RMR et Q, il n'y a aucune indication sur la distance non soutenue, l'inertie et l'espacement des cintres, la densité de boulonnage et la longueur des boulons, l'épaisseur de la coque en béton.

Classification de Bieniawski

Bieniawski a présenté sa classification en 1973 en vue du dimensionnement des ouvrages souterrains et l'a modifiée à plusieurs reprises. La version actuellement utilisée est celle de 1989. L'indice RMR est la somme de cinq notes représentant la quantification de cinq paramètres caractérisant le rocher et d'une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités vis-à-vis de l'ouvrage. Le RMR a été calculé pour varier dans la gamme 0 à 100. Il utilise à plus de 70% la fracturation et n'accorde que 15% d'influence aux propriétés de la matrice et 15% aux conditions hydrogéologiques. Par contre cette notation ne tient pas compte des situations de fortes contraintes dans le massif au droit de l'ouvrage. A partir de cette classification, Bieniawski donne des informations :

- sur les propriétés globales attribuées au massif rocheux (le module, la cohésion et l'angle de frottement interne utiles lors de modélisations).
- sur la méthode d'excavation envisageable.
- sur le type de soutènement le mieux adapté.

Le mérite de cette classification est, lorsqu'elle est applicable, de faire intervenir des paramètres essentiels et qui restent facilement mesurables sur le terrain. C'est pourquoi dans la pratique elle est très utilisée sur le chantier par l'établissement, au stade du projet, d'un tableau de correspondance entre profils types d soutènements, et nature et classes RMR de terrain, qui seront évaluées à partir du front. Cette évaluation "à l'avancement" permet d'adapter le soutènement aux situations effectivement rencontrées tout au long du chantier.

Tableau 3.1. Classification de Bieniawski

| A. PARAMÈTRES DE CLASSIFICATION ET NOTATIONS CORRESPONDANTES | | | | | | | | | |
|--|------------------------------------|---|---|---|--|--|--|-----------|---------|
| Paramètres | | Plages de valeurs | | | | | | | |
| 1 | Résistance de la roche (marque) | Isolé (marque J ₁₀) | > 10 MPa | 4 - 10 MPa | 2 - 4 MPa | 1 - 2 MPa | Pour les faibles valeurs de la valeur la résistance en compression uniaxiale | | |
| | | Roches compactes (marque J ₂₀) | > 250 MPa | 100 - 250 MPa | 50 - 100 MPa | 25 - 50 MPa | 5 - 25 MPa | 1 - 5 MPa | < 1 MPa |
| | Notation | 15 | 12 | 7 | 4 | 2 | 1 | 0 | |
| 2 | ρ _{90°} | 90% - 100% | 75% - 90% | 50% - 75% | 25% - 50% | < 25% | | | |
| Notation | 20 | 17 | 13 | 8 | 3 | | | | |
| 3 | Espacement des discontinuités | > 2 m | 0,5 m - 2 m | 200 mm - 600 mm | 50 mm - 200 mm | < 60 mm | | | |
| Notation | 20 | 15 | 10 | 8 | 5 | | | | |
| 4 | Nature des discontinuités (voir F) | Surfaces très rugueuses Sans continuité Épaves en contact Épaves sans altération | Surfaces légèrement rugueuses Épaisseur < 1 mm Épaves faiblement altérées | Surfaces légèrement rugueuses Épaisseur < 1 mm Épaves faiblement altérées | Surfaces lisses ou Remplissage < 5 mm ou Épaisseur de 1 à 15 mm Joint contact | Remplissage min < 5 mm ou Épaisseur > 15 mm Joint contact | | | |
| | | Notation | 30 | 25 | 20 | 10 | 0 | | |
| 5 | État | Débit sur 10 m de longueur de tunnel (litre) | Aucun | < 10 l/min | 10 à 25 l/min | 25 à 125 l/min | > 125 l/min | | |
| | | Ratio pression eau / pression atmosph. (P ₁₀ /P ₁) | 0 | < 0,1 | 0,1 - 0,2 | 0,2 - 0,5 | > 0,5 | | |
| | Conditions générales | Compacité sa | Faible | Moyenne | Élevée | Détérioré | | | |
| Notation | 15 | 10 | 7 | 4 | 0 | | | | |
| RMR = Somme des notations des paramètres 1 à 5 | | | | | | | | | |

| B. AJUSTEMENT DE LA VALEUR DE RMR EN FONCTION DE L'ORIENTATION DES DISCONTINUITES (voir F) | | | | | | |
|--|------------|----------------|-----------|-------|-------------|------------------|
| Direction et pendage | | Très favorable | Favorable | Moyen | Défavorable | Très défavorable |
| Notation | Tunnels | 0 | -2 | -5 | -10 | -12 |
| | Foncations | 0 | -2 | -7 | -15 | -25 |
| | Taku | 0 | -5 | -25 | -50 | -60 |

| C. CLASSES DE MASSIF ROCHEUX DETERMINEES PAR LE RMR | | | | | |
|---|-----------------|------------|--------------|-----------------|----------------------|
| Valeur du RMR | 100 - 81 | 80 - 61 | 60 - 41 | 40 - 21 | < 21 |
| Classe | I | II | III | IV | V |
| Description | Très bon rocher | Bon rocher | Rocher moyen | Rocher médiocre | Rocher très médiocre |

| D. PROPRIETES GLOBALES ATTRIBUEES AU MASSIF ROCHEUX EN FONCTION DES CLASSES | | | | | |
|---|--------------------------------|------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|------------------------------|
| Classe | I | II | III | IV | V |
| Temps de tenue sans soutènement | 20 ans pour une portée de 15 m | 1 an pour une portée de 10 m | 1 semaine pour une portée de 5 m | 10 h pour une portée de 2,5 m | 30 mn pour une portée de 1 m |
| Cohésion du massif rocheux (kPa) | > 400 kPa | 300 à 400 kPa | 200 à 300 kPa | 100 à 200 kPa | < 100 kPa |
| Angle de frottement du massif rocheux (°) | > 45° | 35° à 45° | 25° à 35° | 15° à 25° | < 15° |

Recommandations de l'AFTES

Dans sa recommandation, l'Association Française des Travaux en Souterrains propose une description plus générale du massif rocheux sous forme de notes alphanumériques caractérisant chaque paramètre (indice de discontinuité, nombre et orientation des familles, type de roches, abrasivité, altération, état de contrainte, etc.). A partir de cette combinaison qu'elle se garde bien d'unifier, l'AFTES propose dans une autre recommandation, un type de soutènement adapté, grâce à l'utilisation de plusieurs tableaux.

En résumé, pour citer l'AFTES : "Cette méthode définit des critères généraux pour le choix de certains types de soutènements. Un seul critère suffit souvent à éliminer certains modes de soutènement.". Elle laisse donc plus de place à l'expérience du concepteur.

Tableau 3.2. Recommandations de l'AFTES

| Comportement mécanique | Pas de soutènement | Boulin profilé | Boulons | | | | Cintres | | Voussoirs | | Tubes profilés | Bouclier ou pousse-tubo | Procédés spéciaux | | |
|------------------------|--------------------|----------------|-----------------|------------------|----------------|---------|-----------|--------------------------|-----------|-----------|----------------|-------------------------|-------------------|-------------|--|
| | | | à ancrage ponté | à ancrage réparé | barres tordues | lourds | Megaplast | plaques métal assemblées | béton | injection | | | air comprimé | coagulation | |
| | | | | | | | | | | | | | | | |
| R1 | • | | • | | | | | | × | × | × | | × | × | |
| R2a | • | | • | | | | | | × | × | × | | × | × | |
| R2b | | • | • | • | | | | | × | × | × | | × | × | |
| R3a | | • | • | • | | | • | | × | × | × | | × | | |
| R3b | | • | | • | | | • | | × | × | × | | | | |
| R4 | × | • | × | | | • | • | | | | | | | | |
| R5a | × | • | × | | | • | • | • | | | | | | | |
| R5b | × | • | × | × | | • | • | • | • | • | | • | • | | |
| R6a | × | × | × | × | × | Enf | Enf | Enf | Bcl | • | • | • | • | | |
| R6b | × | × | × | × | × | Enf Bif | Enf Bif | Enf Bif | Bcl Bif | • | • | • | • | • | |

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

- Soit particulièrement recommandé (nettement favorable),
Soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorables),
- x Soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt
- X Soit en principe impossible (nettement

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

Classification de Barton

L'indice de qualité Q est le paramètre central d'une méthode, appelée Q-System, développée à partir de 1974 par le NGI (Norwegian Geotechnical Institute) pour caractériser la qualité d'un massif rocheux en vue du percement d'un tunnel et l'évaluation de sa stabilité.

La méthode repose sur le même principe que le RMR de Bieniawski, c'est-à-dire qu'il s'agit de donner une note globale à la qualité d'un massif par l'intermédiaires de paramètres. Au lieu d'être une somme de notes, il est le produit de six paramètres. A titre d'information : La valeur de Q varie logarithmiquement de 0.001 à 1000 et définit 9 classes de rocher correspondant à la qualité du massif, depuis exceptionnellement mauvaise jusqu'à exceptionnellement bonne.

Avantage

C'est méthodes ont eu le mérite d'introduire la nécessité d'une description quantitative des terrains. Mais étant fondées sur des études de cas dont la pertinence n'a généralement pas été analysée, elles tendent à reproduire les errements passés. Elles sont couramment utilisées, notamment à l'étranger, et peuvent constituer une aide utile au stade préliminaire du projet.

3.4. Conclusion

Il n'est pas possible de fixer des règles immuables pour choisir une méthode de dimensionnement dans chaque cas.

Comme nous avons pu nous en apercevoir, aucune méthode ne peut rendre compte de la totalité des facteurs qui interviennent dans l'équilibre d'un ouvrage souterrain et de son revêtement. Suivant leur degré de complexité, elles sont capables de prendre en considération un plus ou moins grand nombre de paramètres. Les plus sophistiquées sont aussi, bien entendu, celles dont l'utilisation est la plus onéreuse.

Certaines méthodes simplifiées, donc plus économiques, sont souvent admissibles, mais leur domaine d'utilisation est obligatoirement plus restreint puisqu'il faut que les simplifications ne concernent pas l'un des paramètres qui se trouve être prépondérant dans le cas étudié.

CHAPITRE 4

Chapitre 4 : Prédimensionnement du soutènement provisoire

4.1. Présentation de l'ouvrage

Le tunnel de notre présente étude est inséré dans le projet de l'extension A de la Ligne 1 du métro d'Alger. Il a une extension de 150m et est situé entre la station Place des Martyrs et la station Taleb Abderahmene.



Figure 4.1. Localisation du tronçon dans le contexte général de l'ouvrage

La section de notre ouvrage est donnée par la figure ci-dessous :

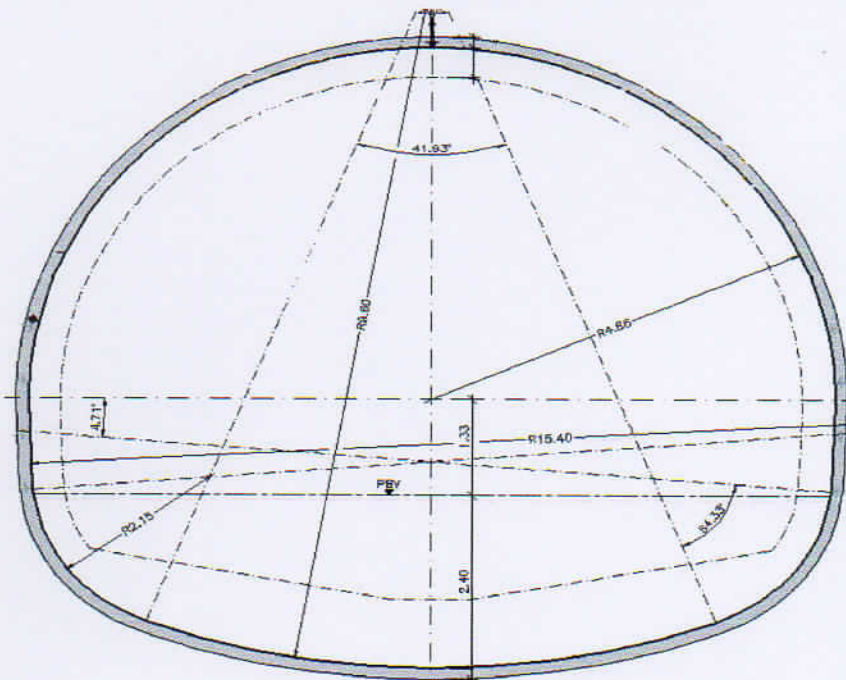


Figure 4.2. Section de tunnel

4.2. Introduction

Dans la majorité des calculs courants de tunnels, et afin de répondre à l'économie du projet, les profils de soutènements et de revêtements sont ramenés à un nombre aussi réduit que possible de profil-type répartis le long du linéaire du futur ouvrage en fonction notamment des conditions géologiques rencontrées.

A cet effet, on peut considérer que le massif rocheux à creuser pour l'extension du tronçon 1 jusqu'à la station Taleb Abderrahmane est caractérisé par des profils de calcul correspondants aux profils B (km 29+300) et C (km 29+375).

Ces deux profils bien distincts ont été choisis car ils représentent bien la variation des paramètres géotechniques le long du profil en long.

- **Profil B:** il s'agit d'une zone dans laquelle le tunnel a un grand recouvrement de massif rocheux de bonne qualité.
- **Profil C:** il s'agit d'une zone où les conditions mécaniques du massif rocheux sont plus sévères, à cause de la possible présence d'un niveau argileux au-dessus de la voûte.

4.3. Classification du massif rocheux

Afin d'effectuer un zonage reflétant les variations de la qualité du massif rocheux, avec pour but d'obtenir en première approximation les caractéristiques du soutènement, la classification géo-mécanique de Bieniawski qui repose sur les données des reconnaissances géotechniques a été utilisée. Les résultats de cette classification sont représentés dans le tableau suivant : [9]

Tableau 4.1. Classification du massif rocheux selon Bieniawski

| Tronçon | | Qualité du massif | |
|------------|-----------|-------------------|----------------------|
| de (Km) | A (Km) | Classe | Bieniawski |
| 29+405 | 29+390 | III - IV | Moyenne à faible |
| 29+390 | 29+338 | IV - V | Faible à très faible |
| 29+338 | 29+255 | III - IV | Moyenne à faible |

A partir de ces résultats, nos deux profils peuvent être classés comme suit :

- Profil B (km 29+300): classe moyenne III.
- Profil C (km 29+375): classe faible IV.

Il est à noter que les résultats de cette classification doivent être vérifiés et ajustés au fur et à mesure de l'avancement du front de taille.

4.4. Prédimensionnement du soutènement et choix du mode d'excavation [10]

Afin d'obtenir en première approximation les caractéristiques du soutènement provisoire et du mode d'excavation on utilise les recommandations de Bieniawski, qui sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.2. Soutènement et mode d'excavation

| Rock mass class | Excavation | Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted) | Shotcrete | Steel sets |
|-----------------------------------|--|---|--|---|
| I - Very good rock RMR: 81-100 | Full face, 3 m advance. | Generally no support required except spot bolting. | | |
| II - Good rock RMR: 61-80 | Full face, 1-1.5 m advance. Complete support 20 m from face. | Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh. | 50 mm in crown where required. | None. |
| III - Fair rock RMR: 41-60 | Top heading and bench 1.5-3 m advance in top heading. Commence support after each blast. Complete support 10 m from face. | Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5 - 2 m in crown and walls with wire mesh in crown. | 50-100 mm in crown and 30 mm in sides. | None. |
| IV - Poor rock RMR: 21-40 | Top heading and bench 1.0-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation, 10 m from face. | Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. | 100-150 mm in crown and 100 mm in sides. | Light to medium ribs spaced 1.5 m where required. |
| V - Very poor rock RMR: < 20 | Multiple drifts 0.5-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting. | Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert. | 150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face. | Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close invert. |

4.4.1. Profil B (classe III à IV)

Temps de tenue moyenne : 1 semaine pour 3 m de portée.

Prédimensionnement du soutènement

Dans le Profil B le tunnel traverse un massif de meilleures caractéristiques de résistance et de déformabilité. Le soutènement recommandé est :

- boulonnage systématique, 4 m de longueur, espacement 1,5 à 2 m en voûte et sur les piédroits avec treillis soudé en voûte,
- béton projeté, 100 à 150 mm d'épaisseur en voûte et 30 mm sur les piédroits.

Le soutènement adopté (soutènement agissant comme confinement) est :

Chapitre 4 Prédimensionnement du soutènement provisoire

- boulonnage à friction de type « swellex », 4 m de longueur, espacement 1,5 m en voûte et sur les piédroits,
- béton projeté de 12 cm d'épaisseur comprenant des fibres métalliques (en dosage minimale de 20 kg/m³) ou deux couches d'armature.

Le mode d'excavation envisageable est :

- creusement en demi-section,
- pas d'avancement : 1,5 à 3 m en demi-section supérieur,
- soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 20 m du front.

4.4.2. Profil C (classe IV à V)

Temps de tenue moyenne : 5 heures pour 1,5 m de portée.

Prédimensionnement du soutènement

Le soutènement recommandé est :

- boulonnage systématique, 5 m de longueur, espacement 1 à 1,5 m en voûte et sur les piédroits avec treillis soudé en voûte,
- béton projeté, 150 à 200 mm d'épaisseur en voûte et 150 mm sur les piédroits,
- cintres moyens à lourds espacés de 0,75 à 1,5 m et enfilage en voûte.

Le soutènement adopté (soutènement agissant par supportage) est :

- réalisation d'une voûte parapluie en demi-section supérieure,
- Cintres métalliques de type HEB 160, espacés de 1 m,
- 25 cm de béton projeté comprenant des fibres métalliques (en dosage minimale de 20 kg/m³).

Le choix du type des cintres a été fait conformément au tableau suivant :

Tableau 4.3. Le choix du type des cintres

| Profilé (poids) | Diamètre du tunnel |
|---------------------|--------------------|
| HEB 120 (22,7 Kg/m) | 2,5 à 5 m |
| HEB 140 (33,7 Kg/m) | 4 à 8 m |
| HEB 180 (51,2 Kg/m) | 7 à 10 m |
| HEB 220 (71,5 Kg/m) | 9 à 12 m |

Contrairement au profil B où le rôle du béton projeté est de solidariser les blocs rocheux à la surface de la cavité et assurer une liaison entre les têtes de boulons, dans le profil C le béton projeté joue un rôle porteur il transmet les charges au cintres par effets de voutain. Une première approximation de l'épaisseur du béton projeté est donnée par la formule suivante :

$$e = 2 \left[\frac{\sigma_v R}{f_c} \right] + 2'' \text{ à } 4'' \quad \dots \text{Eq. (4.1)}$$

Dans laquelle : R représente le rayon du tunnel, f_c la résistance en compression simple du béton et σ_v la pression induite par le terrain sur la structure, ce dernier paramètre doit être estimé séparément, les 2 à 4inch (1 inch =2,54 cm) constituent une sécurité supplémentaire, destinée à tenir compte des aléas de mise en œuvre du béton. Cette formule tient compte d'un coefficient de sécurité globale de 2, adapté au calcul du soutènement provisoire, la valeur de ce coefficient doit être augmentée à une valeur de 2,5 à 3 pour le calcul du revêtement définitif.

Pour : $f_c=25$ MPa et $R = 4,86$ m.

$$\sigma_v = \sum \gamma_i \times h_i + q = 515 \text{ KPa}$$

$$e = 2 \left[\frac{515 \times 4.86}{25000} \right] + 2 \times 0,0254 = 0,25\text{m} = 25\text{cm}$$

Le mode d'excavation envisageable est :

- creusement en demi-section,
- pas d'avancement : 0,5 à 1,5 m en demi-section supérieur,
- soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement,
- mise en place de béton projeté dès que possible.

4.5. Choix de la technique de creusement [4]

La détermination de la technique de creusement a été faite conformément à la recommandation de l'AFTES [4]. Cette recommandation permet de donner la technique de creusement à partir du graphique ci-dessous en fonction de deux critères géomécaniques qui sont: la résistance à la compression uni-axiale et la fracturation de la roche exprimée en fonction de l'indice RQD (Rock Quality Designation).

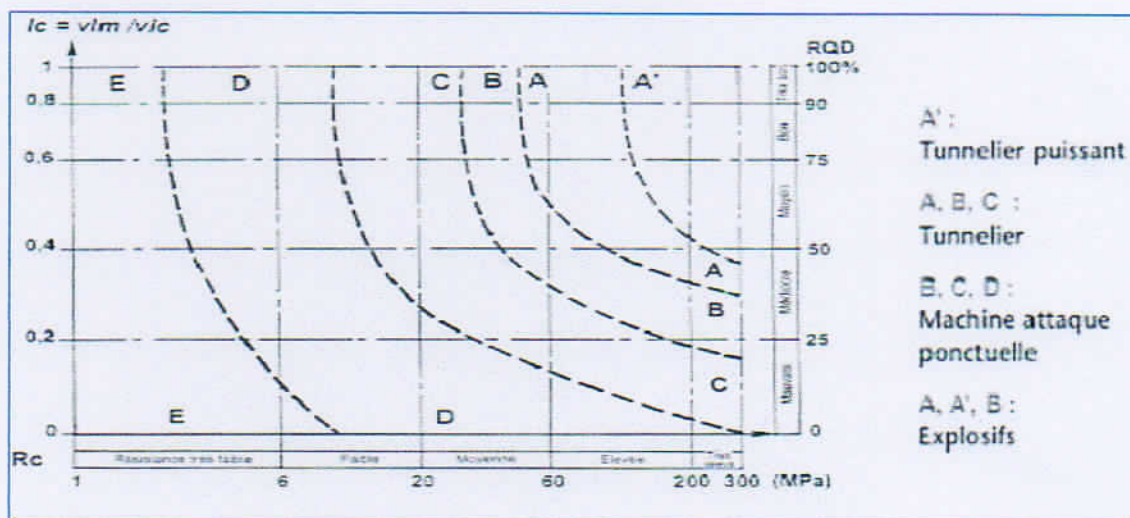


Figure 4.3. Choix de la technique de creusement

4.5.1. Profil B

La valeur moyenne de la résistance à la compression uni-axiale R_c est égale à 60 MPa et la valeur de l' R_{QD} est de 10 à 40 %.

La technique de creusement recommandée est le creusement par machine à attaque ponctuelle.

4.5.2. Profil C

La valeur moyenne de la résistance à la compression uni-axiale R_c est égale à 22,5 MPa et la valeur de l' R_{QD} est de 0 à 25 %.

La technique de creusement recommandée est le creusement par machine à attaque ponctuelle.

A partir de ces résultats la technique de creusement la plus appropriée à notre tunnel est donc le creusement par machine à attaque ponctuelle.

4.6. Synthèse du prédimensionnement

4.6.1. Soutènement type S1

Il s'agit du soutènement à appliquer dans les zones dans lesquelles le tunnel se trouve en présence d'un massif de bonnes caractéristiques de résistance et de déformabilité. Il correspond à la classe rocheuse CR1, ayant pour finalité de garantir une protection efficace contre le détachement de blocs rocheux. Il permet aussi le développement dans le massif environnant l'excavation, d'un arc autoportant stable et résistant pour chaque phase du processus exécutif.

Le soutènement à mettre en place autour de la voûte de la section consiste en la pose systématique de boulons Swellex de 4 m de long, disposés dans un maillage de 1,5 m x 1,5 m, en quinconce, associés à 12 cm de béton projeté comprenant des fibres métalliques (en dosage minimale de 20 kg/m³).

4.6.2. Soutènement type S2

Il s'agit du soutènement à appliquer dans les zones dans lesquelles le tunnel se trouve en présence d'un massif de faibles caractéristiques de résistance et de déformabilité, correspondant à la classe rocheuse CR2.

Dans ces zones-là, on admet que puissent se produire des éboulements importants du massif et le développement de déformations significatives suite aux travaux d'excavation. On a donc jugé nécessaire de prévoir un soutènement capable de contrôler les déformations du massif associées à l'ouverture du tunnel, garantissant ainsi dans le même temps, la sécurité des personnes et celle des équipements participant à l'ouvrage.

Le soutènement à appliquer autour de la section à l'abri d'une exécution systématique des enfilages tubulaires consiste en des cintres HEB160, éloignés de 1,0 m, associés à 25 cm de béton projeté comprenant des fibres métalliques (en dosage minimale de 20 kg/m³).

La qualité de l'appui du cintre est une condition essentielle de sa bonne tenue. A cet effet les cintres seront appuyés sur des fondations (semelles isolées) en béton préfabriqué pour répartir uniformément la charge sur le terrain d'assise.

Afin d'optimiser le rendement des travaux d'excavation et de mise en place du soutènement du tunnel, on a recherché à établir un phasage des travaux permettant la réduction du nombre d'opérations dans chaque avancée du front d'excavation tout en garantissant la sécurité des personnes et des équipements.

4.6.3. Phasage exécutif type I

Dans les zones d'application du soutènement type S1, on préconise l'adoption du phasage exécutif suivant pour la phase d'excavation (phasage exécutif type I) :

- excavation de la demi-section supérieure par des avancées de développement maximum de 1,50 m ,
- application du soutènement sur le contour de la demi-section supérieure.

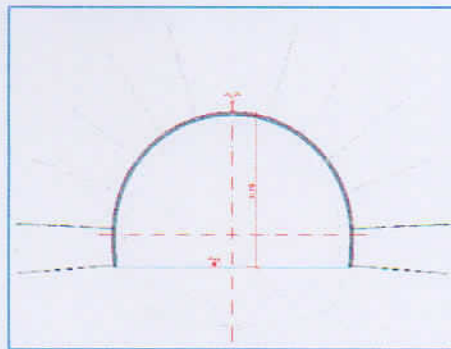


Figure 4.4. Phasage exécutif type I : demi-section supérieure

- excavation du stross par des avancées de développement maximum de 6,8 m,
- application du soutènement sur le radier de la section.

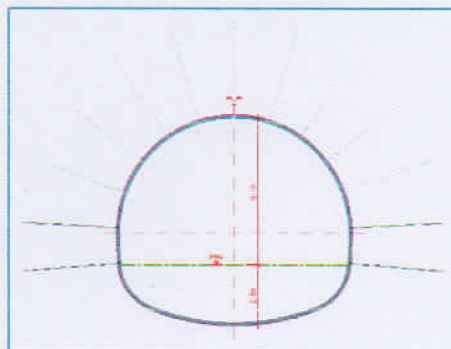


Figure 4.5. Phasage exécutif type I : section totale

4.6.4. Phasage exécutif type II

Dans les zones d'application du soutènement type S2, on préconise l'adoption du phasage exécutif suivant pour la phase d'excavation (phasage exécutif type II) :

- exécution systématique des enfilages tubulaires,
- excavation de la demi-section supérieure par des avancées de développement maximum de 1,0 m,
- application du soutènement sur le contour de la demi-section supérieure ;

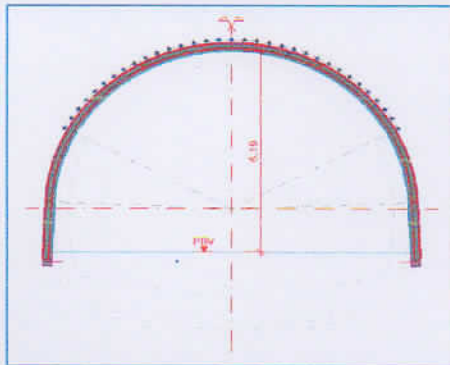


Figure 4.6. Phasage exécutif type II : demi-section supérieure

- excavation du stross par des avancées de développement maximum de 2,40 m,
- application du soutènement sur le radier de la section.

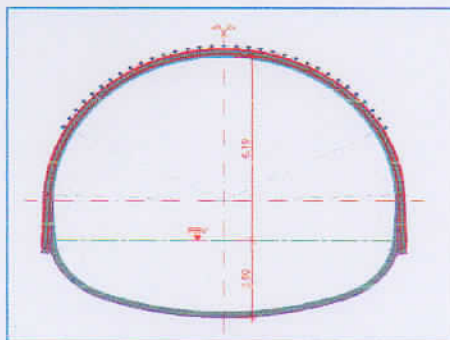


Figure 4.7. Phasage exécutif type II : section totale

Les informations recueillies au cours des excavations à travers les observations et la réalisation de sondages destructifs au fur et à mesure de l'avancement du front d'excavation, ainsi qu'à travers les résultats des dispositifs d'auscultation, sont d'une importance capitale dans l'évaluation de l'efficacité des soutènements définis, pouvant, dans le cas où le comportement du massif le justifierait, conduire à l'introduction de certaines adaptations.

Pour cette raison, le suivi des travaux d'excavation par un géologue et la mise en œuvre du soutènement par et des techniciens qualifiés est nécessaire afin d'adapter de la meilleure façon possible le choix du type de soutènement et du phasage exécutif aux conditions géologiques et géotechniques réelles rencontrées.

Tous les intervenants dans la réalisation de l'ouvrage devront porter une attention toute particulière à l'évaluation des déplacements durant les différentes phases d'excavation, de sorte à toujours garantir l'adoption du soutènement le plus adéquat face au comportement observé du massif.

4.7. Conclusion

Ces méthodes de prédimensionnement empiriques nous ont permis de définir en première approche le soutènement provisoire à appliquer aux différents profils.

Pour valider les solutions proposées, on va recourir en premier lieu à un calcul analytique à travers la méthode Convergence-Confinement. Cette dernière, permet de définir les paramètres à introduire lors d'un calcul plus élaboré par la méthodologie des éléments finis

CHAPITRE 5

Chapitre 5 : Application de la méthode convergence-confinement

5.1. Introduction

Le calcul Convergence-Confinement a pour but principal d'étudier le comportement d'un ouvrage souterrain et de dimensionner en première approche son soutènement ou son revêtement. La modélisation d'un tunnel doit prendre en compte deux éléments essentiels :

- le problème tridimensionnel en raison de la présence du front de taille,
- le problème d'interaction pour lequel le couplage entre le terrain et les structures de soutènement est important.

La méthode Convergence-Confinement permet de se ramener à un calcul bi dimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel. Elle suppose que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive avec l'éloignement du front de taille. Cette méthode considère l'isotropie des contraintes initiales et l'homogénéité du massif, mais elle est seulement applicable pour les cavités de forme cylindrique.

L'équilibre final du complexe rocher-soutènement tient compte des facteurs ci-après :

- la déformabilité du terrain et son comportement à long terme,
- la raideur du soutènement,
- la déformation atteinte par le massif lors de la mise en place du soutènement.

Le dimensionnement par cette méthode permet d'optimiser le coût du soutènement et les caractéristiques de ce dernier.

5.2. Principe de calcul [2]

La résolution d'un problème type par la méthode Convergence-Confinement passe par les étapes suivantes:

Etape n°1 : Courbe caractéristique du terrain

Données types :

R : rayon de l'excavation,

E et ν : caractéristiques élastiques du terrain,

C et φ : caractéristiques de rupture du terrain (ou R_c et K_p),

Avec :

R_c : résistance à la compression simple.

$$R_c = 2 C \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{2 C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \dots \text{Eq (5.1)}$$

Chapitre 5 Application de la méthode convergence-confinement

K_p : Coefficient de butée

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \dots \text{Eq (5.2)}$$

γ : Masse volumique humide de la couche de sol.

σ_0 : Contrainte initiale du massif

-Si $\sigma_0 \leq \frac{R_C}{2}$, calcul du déplacement à la paroi pour une pression de soutènement nul :

$$U_e = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_0 R \quad \dots \text{Eq (5.3)}$$

La courbe caractéristique du terrain est une droite passant par les deux points de coordonnées : $(P = \sigma_0 ; U = 0)$ et $(P = 0 ; U = U_e = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 R)$.

-Si $\sigma_0 > \frac{R_C}{2}$, calcul de la pression d'apparition de la zone en état limite de rupture P_a , du taux de déconfinement λ_a et du déplacement de la paroi U_a correspondant :

$$P_a = \sigma_0 (1 - \sin \varphi) - C \cos \varphi = \left(\sigma_0 - \frac{R_C}{2} \right) (1 - \sin \varphi) \quad \dots \text{Eq (5.4)}$$

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} \quad \dots \text{Eq (5.5)}$$

$$U_a = \lambda_a U_e \quad \dots \text{Eq (5.6)}$$

Pour $P_a \leq P < \sigma_0$, la courbe caractéristique est un segment de droite passant par les deux points de coordonnées :

$$(P = \sigma_0 ; U = 0) \text{ et } (P = P_a ; U = U_a).$$

Pour $P < P_a$, calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie. Pour un milieu élastoplastique parfait on a :

$$P(\lambda) = (1 - \lambda) \sigma_0 \text{ Avec } : \lambda_a < \lambda \leq 1 \quad \dots \text{Eq (5.7)}$$

$$U(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{1 + \alpha} \left(2 \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{1 + \alpha} - 1 + \alpha \right) R \quad \dots \text{Eq (5.8)}$$

$$\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right) = \left(\frac{2}{K_p + 1} \frac{(K_p - 1) \sigma_0 + R_C}{(1 - \lambda)(K_p - 1) \sigma_0 + R_C} \right)^{\frac{1}{(K_p - 1)}} \quad \dots \text{Eq (5.9)}$$

Si la déformation se fait avec un volume constant alors $\alpha = 1$.

Chapitre 5 Application de la méthode convergence-confinement

$$U(\lambda) = U_a \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \quad \dots \text{Eq (5.10)}$$

$$\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right) = \left(\frac{2 (K_p - 1) \sigma_0 + R_C}{K_p + 1 (1 - \lambda) (K_p - 1) \sigma_0 + R_C} \right)^{\frac{1}{(K_p - 1)}} \quad \dots \text{Eq (5.11)}$$

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

Etape n°2 : Courbe caractéristique du soutènement

Il faut déterminer la raideur du soutènement choisi et la pression maximale de soutènement (état limite admissible ou état limite de rupture) puis tracer la courbe.

Dans le cas d'une section cylindrique mince de module de déformation E_b et d'épaisseur :

$$K_b = \frac{E_b \times e}{R} \quad \dots \text{Eq (5.12)}$$

$$p_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} \times e}{R} \quad \dots \text{Eq (5.13)}$$

Etape n°3 : Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement à $p = 0$:

$$U_d = \lambda_d U_e \quad \dots \text{Eq (5.14)}$$

$$\lambda(d) = 1 - 0,75 \left[\frac{1}{1 + \frac{4d}{3R}} \right]^2 \quad \dots \text{Eq (5.15)}$$

Etape n°4 : Equilibre final

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et la courbe caractéristique du soutènement donne la pression et le déplacement du soutènement à l'équilibre.

Si cette pression n'est pas admissible, un autre soutènement sera envisagé. Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (épaisseur du béton projeté, dimensions et écartement des cintres) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables.

5.3. Application de la méthode à notre tunnel

5.3.1. Profil B

Courbe caractéristique du terrain

Tableau 5.1. Caractéristiques du terrain encaissant

| R[m] | E [MPa] | C[KPa] | γ [KN/m ²] | φ | ν |
|------|---------|--------|-------------------------------|-----------|-------|
| 4.86 | 3500 | 350 | 28 | 52° | 0.4 |

$$\sigma_0 = \sum \gamma_i \times h_i + q = 515 + 10 = 561 \text{ KPa.}$$

$$R_c = 2 \times 0.350 \text{tg}(45 + 26) = 2,03 \text{ MPa.}$$

$$K_p = \text{tg}^2(45 + 26) = 8.93$$

$$\sigma_0 < \frac{R_c}{2} \rightarrow 0,561 < 1,015 \quad \text{Comportement élastique du massif.}$$

On reste dans le domaine élastique jusqu'au déconfinement total du terrain

Calcul du déplacement à la paroi pour une pression de soutènement nulle :

$$U_e = \frac{1+0.4}{3500} \times 0.561 \times 4.86 = 1.1 \text{ mm}$$

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

$$(P = 561 \text{ KPa}; U = 0)$$

et

$$(P = 0; U = 1,1 \text{ mm})$$

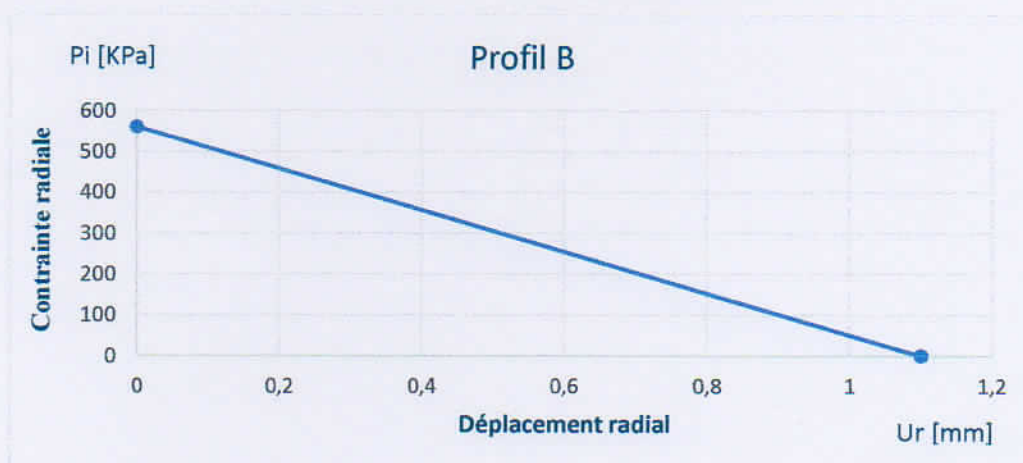


Figure 5.1. La pression de convergence P_i en fonction de U_r

Chapitre 5 Application de la méthode convergence-confinement

Courbe caractéristique de soutènement

- Béton projeté

Tableau 5.2. Caractéristiques du béton projeté

| E_b [MPa] | ν | e [m] | σ_b^{max} [MPa] | R [m] |
|-------------|-------|---------|------------------------|---------|
| 10000 | 0.2 | 0.12 | 10 | 4.86 |

Dans le cas d'un revêtement cylindrique mince de module E_b et d'épaisseur e :

-raideur du soutènement :

$$K_b = \frac{E_b \times e}{(1 - \nu_b^2) \times R} = \frac{10000 \times 0,12}{(1 - 0,04) \times 4,86} = 257,2 \text{ MPa}$$

-pression maximale développée dans le soutènement :

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} \times e}{R} = \frac{10 \times 0,12}{4,86} = 0,247 \text{ MPa}$$

-déplacement du soutènement :

$$U_b = \frac{P_b^{max} \times R}{K_b} = \frac{0,247 \times 4,86}{257,2} = 4,7 \text{ mm}$$

- Boulons à ancrage réparti

Les boulons à ancrage réparti ou de type swellex sont considérés comme un renforcement interne du massif et leur action est prise en compte par une amélioration des caractéristiques géomécaniques de la zone boulonnée.

La courbe caractéristique du soutènement est une droite passant par les deux points de coordonnées : ($P = 0$; $U = 0$) et ($P = 247 \text{ KPa}$; $U = 4,7 \text{ mm}$).

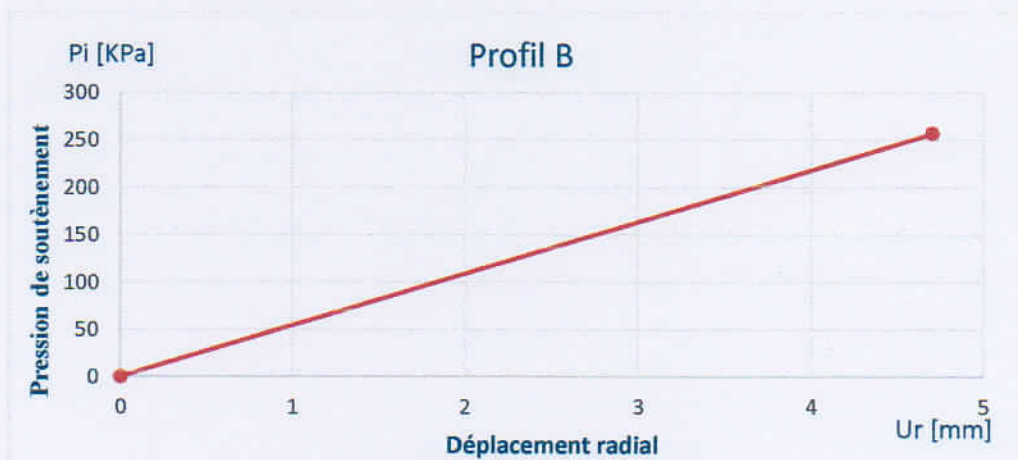


Figure 5.2. La pression de confinement P_i en fonction de U_r

Chapitre 5 Application de la méthode convergence-confinement

Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place de soutènement

$$\lambda(d) = 1 - 0,75 \left[\frac{1}{1 + \frac{4d}{3R}} \right]^2$$

Pour $d = 0,5\text{m}$

$\lambda = 0,42$

$$U_d = \lambda_d U_e = 0,42 \times 1,1 = 0,46 \text{ mm}$$

Etape n°4 : Equilibre final

L'équilibre final qui permet de déterminer la pression de soutènement, est obtenu en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique, avec un décalage de l'origine de la courbe de soutènement de la valeur U_d pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place. Le point d'intersection des deux courbes définit le point d'équilibre.

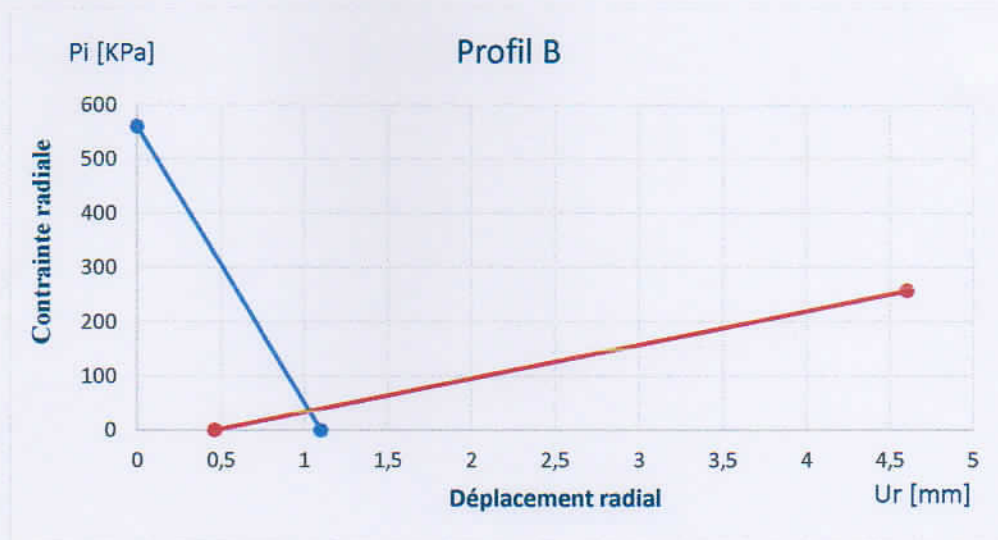


Figure 5.3. Courbe d'équilibre final Convergence-Confinement

Le déplacement et la pression de soutènement à l'équilibre sont :

$$(P_{eq} = 30 \text{ KPa}; U_{eq} = 1,02 \text{ mm})$$

On vérifie aisément que la pression et le déplacement du soutènement à l'équilibre sont admissibles.

$$P_{eq} = 30 \text{ KPa} < P_b^{max} = 247 \text{ KPa}$$

Et

$$U_{eq} = 1,02 \text{ mm} < U_b^{max} = 4,7 \text{ mm}$$

Chapitre 5 Application de la méthode convergence-confinement

5.3.2. Profil C

Courbe caractéristique du terrain

Tableau 5.3. Caractéristiques du terrain encaissant

| R[m] | E [MPa] | C[KPa] | γ [KN/m ²] | φ | u |
|------|---------|--------|-------------------------------|-----------|-------|
| 4.86 | 700 | 100 | 25 | 43° | 0.375 |

$$\sigma_0 = \sum \gamma_i \times h_i + q = 515 + 10 = 525 \text{ KPa.}$$

$$R_c = 2 \times 0.1 \text{tg}(45 + 21,5) = 0.46 \text{ MPa.}$$

$$K_p = \text{tg}^2(45 + 21,5) = 5,29$$

$$\sigma_0 > \frac{R_c}{2} \rightarrow 0,525 < 0,23 \quad \text{Comportement élastoplastique du massif.}$$

Le début de la déformation s'opère de façon élastique, tant que la pression fictive du soutènement reste supérieure à P_a , pression d'apparition d'une zone en état limite de rupture à la paroi de l'excavation. Lorsque p est inférieure P_a il se développe autour de la cavité une zone en état limite de rupture « plastique » qui est circulaire de rayon r_p .

La pression d'apparition de la zone plastique :

$$P_a = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2} \right) (1 - \sin \varphi) = \left(0,525 - \frac{0,46}{2} \right) (1 - \sin 43).$$

$$P_a = 93.8 \text{ KPa}$$

Le taux de déconfinement correspondant :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{525 - 93,8}{525} = 0,82.$$

Le déplacement de la paroi correspondant :

$$U_a = \lambda_a U_e.$$

$$U_e = \frac{1 + 0,375}{700} \times 0,525 \times 4.86 = 5,01 \text{ mm.}$$

$$U_a = 0,82 \times 5,01 = 4,1 \text{ mm.}$$

Pour $P_a \leq P < \sigma_0$, la courbe caractéristique est un segment de droite passant par les deux points de coordonnées :

$$(P = 525 \text{ KPa} ; U = 0) \text{ et } (P = 93,8 \text{ KPa} ; U = 4,1 \text{ mm}).$$

Chapitre 5 Application de la méthode convergence-confinement

Pour $P < P_a$, la courbe est calculée point par point selon la loi de comportement suivante : (milieu élastoplastique parfait)

Tableau 5.4. Variation du taux de déconfinement

| λ | 0 | 0,82 | 0,84 | 0,86 | 0,88 | 0,9 | 0,92 | 0,94 | 0,96 | 0,98 | 1 |
|-------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| U(λ) [mm] | 0,00 | 4,11 | 4,21 | 4,33 | 4,45 | 4,58 | 4,73 | 4,89 | 5,08 | 5,28 | 5,52 |
| P(λ) [KPa] | 525 | 94,5 | 84 | 73,5 | 63 | 52,5 | 42 | 31,5 | 21 | 10,5 | 0 |

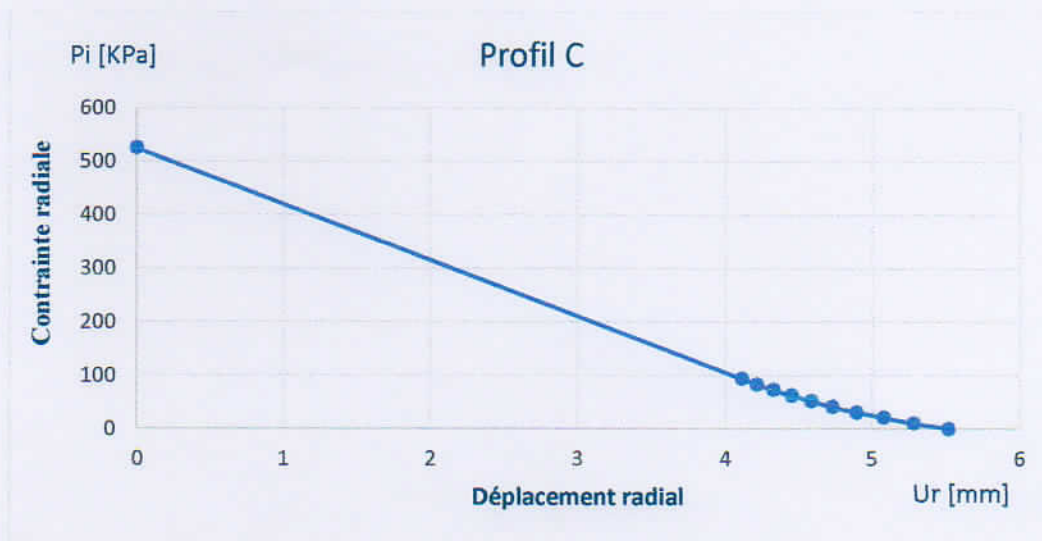


Figure 5.4. La pression de convergence P_i en fonction de U_r

Courbe caractéristique de soutènement

- Béton projeté

Tableau 5.5. Caractéristiques du béton projeté

| E_b [MPa] | ν | e [m] | σ_b^{\max} [MPa] | R [m] |
|-------------|-------|---------|-------------------------|---------|
| 10000 | 0.2 | 0.25 | 10 | 4.86 |

Dans le cas d'un revêtement cylindrique mince de module E_b et d'épaisseur e :

-Raideur du béton projeté:

$$K_b = \frac{E_b \times e}{(1 - \nu_b^2) \times R} = \frac{10000 \times 0,25}{(1 - 0,04) \times 4,86} = 535,8 \text{ MPa}$$

-Pression maximale développée par le béton projeté:

$$p_b^{\max} = \frac{\sigma_b^{\max} \times e}{R} = \frac{10 \times 0,25}{4,86} = 0,51 \text{ MPa}$$

Chapitre 5 Application de la méthode convergence-confinement

-Déplacement maximum du béton projeté:

$$U_b = \frac{P_b^{max} \times R}{K_b} = \frac{0,51 \times 4,86}{535,8} = 4,6 \text{ mm}$$

- **Cintre métallique HEB160**

Tableau 5.6. Caractéristiques du cintre métalliques HEB160

| E_b [MPa] | A [cm ²] | a [m] | σ_e^{max} [MPa] | R [m] |
|-------------|------------------------|---------|------------------------|---------|
| 210000 | 54,3 | 1 | 240 | 4,86 |

-Raideur du cintre :

$$K_C = \frac{A_S \times E_a}{a \times R} = \frac{54,3 \times 10^{-4} \times 210000}{1 \times 4,86} = 234,6 \text{ MPa}$$

-Pression maximale développée par le cintre :

$$p_c^{max} = \frac{A_S \times \sigma_e}{a \times R} = \frac{54,3 \times 10^{-4} \times 240}{1 \times 4,86} = 0,268 \text{ MPa}$$

-Déplacement maximum du cintre :

$$U_C = \frac{p_c^{max} \times R}{K_C} = \frac{0,268 \times 4,86}{234,6} = 5,55 \text{ mm.}$$

- **Combinaison du cintre et du béton projeté**

Raideur du soutènement :

$$K_S = K_C + K_b = 234,6 + 535,8 = 770,4 \text{ MPa}$$

Pression maximale développée par le soutènement :

$$p_s^{max} = p_c^{max} + p_b^{max} = 0,268 + 0,51 = 0,778 \text{ MPa}$$

Déplacement maximum du soutènement :

$$U_S = \frac{p_s^{max} \times R}{K_S} = \frac{0,778 \times 4,86}{770,4} = 4,9 \text{ mm}$$

Chapitre 5 Application de la méthode convergence-confinement

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

$$(P = 0 ; U = 0)$$

et

$$(P = 778 \text{ KPa} ; U = 4,9 \text{ mm})$$

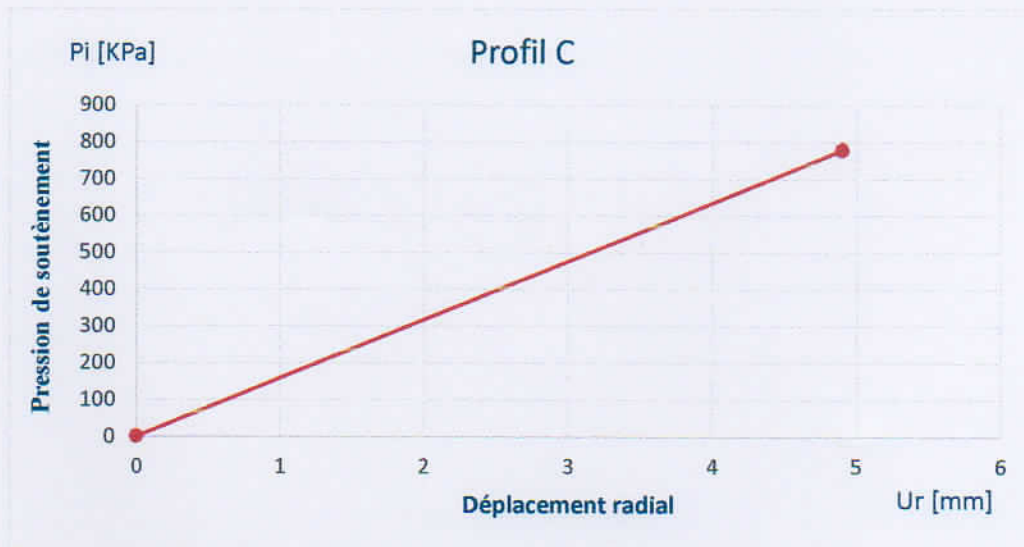


Figure 5.5. La pression de confinement P_i en fonction de U_r

Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place de soutènement :

$$\lambda(d) = 1 - 0,75 \left[\frac{1}{1 + \frac{4d}{3R}} \right]^2$$

Pour $d = 0,5\text{m}$

$$\lambda = 0,42$$

$$U_d = \lambda_d U_e = 0,42 \times 5,01 = 2,1 \text{ mm}$$

Etape n°4 : Equilibre final

L'équilibre final qui permet de déterminer la pression de soutènement, est obtenu en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique, avec un décalage de l'origine de la courbe de soutènement de la valeur U_d pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place. Le point d'intersection des deux courbes définit le point d'équilibre.

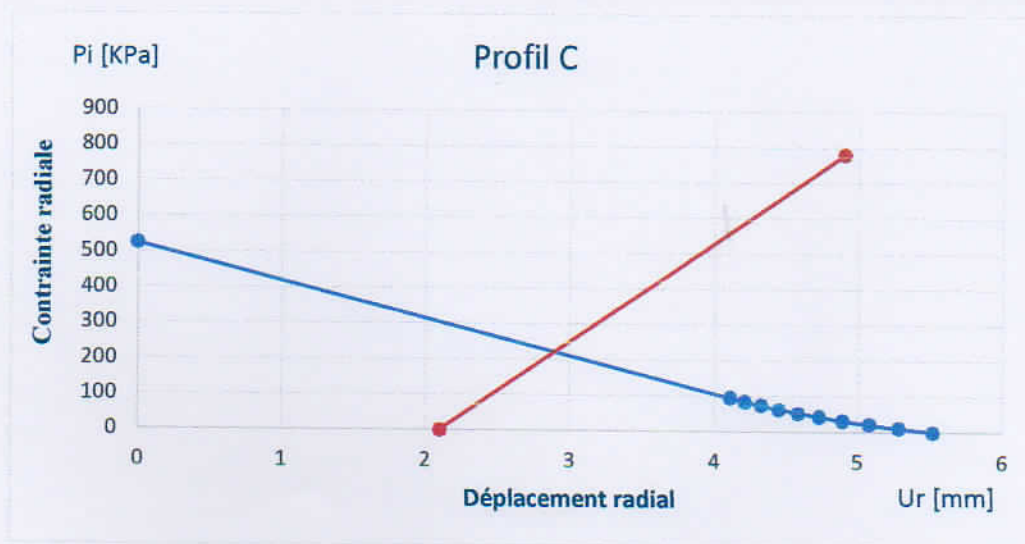


Figure 5.6. Courbe d'équilibre final Convergence-Confinement

Le déplacement et la pression de soutènement à l'équilibre sont :

$$(P_{eq} = 220 \text{ KPa}; U_{eq} = 2,9 \text{ mm})$$

On vérifie aisément que la pression et le déplacement du soutènement à l'équilibre sont admissibles.

$$P_{eq} = 220 \text{ KPa} < P_b^{max} = 778 \text{ KPa}$$

$$U_{eq} = 2,9 \text{ mm} < U_b^{max} = 4,9 \text{ mm}$$

Par suite le soutènement choisi pour ce profil remplit parfaitement son rôle.

5.4. Conclusion

La méthode de dimensionnement par Convergence-Confinement permet de mettre en exergue le rôle du soutènement qui ne consiste généralement pas à s'opposer à la déformation du terrain autour de la cavité mais à la limiter, ainsi qu'à réduire l'extension de la zone dite « plastique » pour aboutir à un équilibre satisfaisant.

Cette méthode permet aussi l'optimisation des caractéristiques et du coût du soutènement. Associée à l'auscultation pendant les travaux, elle autorise le contrôle et l'adaptation du soutènement aux conditions effectivement rencontrées sur le site.

CHAPITRE 6

Chapitre 6 : Application de la méthode du solide composite

6.1. Introduction

En géotechnique, la méthode des éléments finis présente un intérêt considérable, car elle permet de représenter, d'une part, le caractère hétérogène des massifs, tant du point de vue géométrique que du point de vue du comportement, et d'autre part des conditions aux limites variées.

L'étude de l'interaction entre le massif et le soutènement au cours du creusement d'un tunnel, en appliquant les principes de la méthode Convergence-Confinement « substituer à un modèle tridimensionnel difficile à exploiter un modèle bidimensionnel en déformation plane », comprend, dans les cas simples les phases suivantes :

- L'établissement du maillage: le maillage doit inclure les limites du zonage géotechnique du massif, des différentes phases d'excavation et des différentes structures de soutènement.
- L'introduction des conditions de l'équilibre initial : génération du champ de contraintes initiales et application de charges extérieures éventuelles avant la construction du tunnel. Il en résulte des forces nodales F_0 s'exerçant sur l'intrados du tunnel.
- La simulation du creusement du tunnel avant la mise en place du soutènement : les forces nodales s'exerçant à l'intrados du tunnel sont diminuées de λF_0 , la valeur du taux de déconfinement est déterminée en suivant la procédure décrite dans le chapitre 6, pendant cette phase, les éléments des soutènements sont dits désactivés, c'est-à-dire que leur module de déformation est pris égale à 0.
- La simulation de la mise en place du soutènement par activation des éléments correspondant et de la fin du creusement du tunnel en annulant les forces nodales s'exerçant à l'intrados du tunnel.

La fin de la phase 4 correspond souvent aux conditions d'équilibre à court terme, pour déterminer les conditions d'équilibre à long terme, il est nécessaire d'introduire une phase supplémentaire dans laquelle les caractéristiques à long terme du massif et des soutènements sont substituées aux caractéristiques à court terme.

6.2. Hypothèses de calcul [3]

- **Caractéristiques géomécaniques des différentes couches du massif**

Les caractéristiques géomécaniques des différentes couches du massif sont données dans le tableau 1.2 du chapitre reconnaissances.

▪ Caractéristiques géométriques de la section du tunnel

Les caractéristiques géométriques de la section du tunnel sont données par la figure 2.3 du chapitre présentation du projet.

▪ Charge et surcharge à la surface du sol

Les charges et surcharges pris en considération sont :

- charges due au poids propre des bâtiments $q = 50 \text{ KN/m}^2$.
- charges et surcharges dues au trafic routier $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

▪ Nappe phréatique

Le niveau de la nappe phréatique est situé à une profondeur de 30 m de la surface du sol.

▪ Interaction avec des ouvrages existant

On admet qu'ils n'existent pas d'ouvrages souterrains (galeries, collecteurs et des fondations profondes, qui n'ont pas forcément été prévues pour résister au creusement d'un tunnel) dans la zone d'influence de notre ouvrage pouvant interagir avec ce dernier celui-ci.

▪ Caractéristiques du soutènement provisoire

Béton projeté C25/30 :

- poids volumique $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$,
- résistance à la compression $f_{c28} = 25 \text{ N/mm}^2$,
- résistance à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ N/mm}^2$,
- module d'Elasticité $E = 10.000 \text{ N/mm}^2$.

Acier de cintres :

- acier S 235,
- limite d'élasticité $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$,
- module d'Elasticité $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$.

Boulons swellex Type Mn12 :

- charge de rupture minimale: 110 kN,
- module d'Elasticité $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$,
- diamètre du tube d'origine : 42 mm.

▪ Caractéristiques du revêtement définitif

Béton C30/37 :

- poids volumique $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$,
- résistance à la compression $f_{c28} = 30 \text{ N/mm}^2$,
- résistance à la traction $f_{t28} = 2,4 \text{ N/mm}^2$,
- module d'Elasticité $E = 31.900 \text{ N/mm}^2$.

Acier de ferrailage :

- barres, treillis soudé,
- enrobage : $c = 50$ mm intérieur et $c' = 50$ mm extérieur,
- limite d'élasticité $f_{yk} = 400$ N/mm²,
- module d'Elasticité $E_{ym} = 200.000$ N/mm².

6.3. Utilisation d'un modèle numérique [19]**6.3.1. Profil B****Modèle de base**

La Figure ci-dessous représente la géométrie et le maillage d'éléments pris en compte dans le modèle de calcul utilisé par le programme Plaxis.

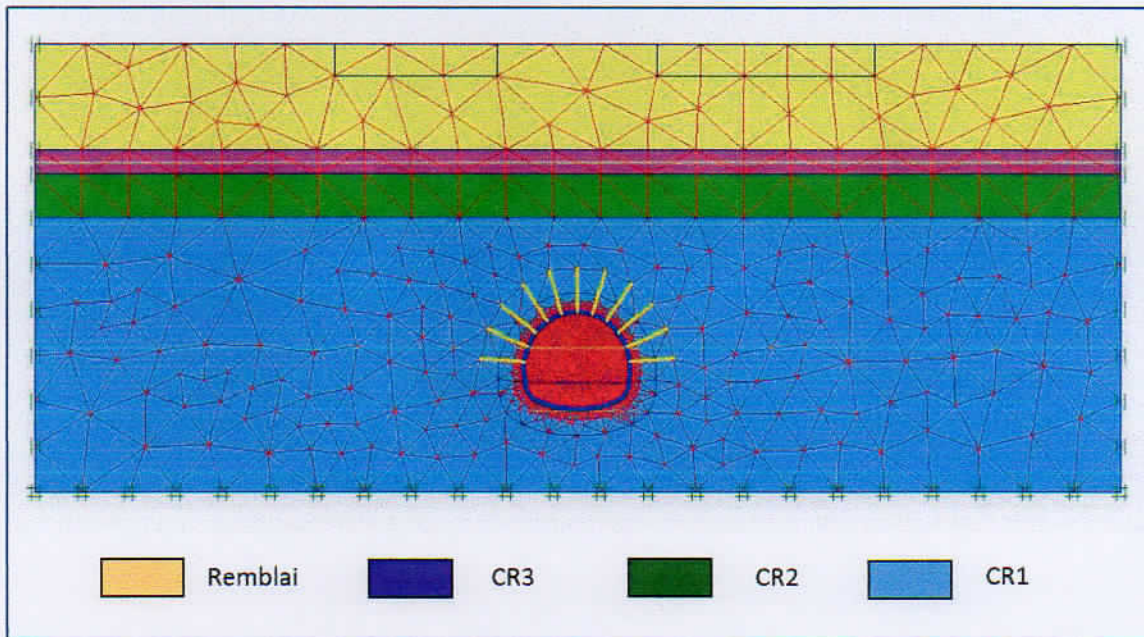


Figure 6.1. Géométrie et maillage d'éléments pris en compte dans le modèle de calcul

Le calcul a été réalisé avec un coefficient de déconfinement égal à 40%, de sorte à permettre d'évaluer avec précaution le champ des déplacements induits par l'excavation et les forces exercées sur le soutènement.

Le phasage exécutif adopté, représente le plus fidèlement possible, les diverses étapes du processus constructif que l'on propose de mettre en place dans l'ouvrage, les différentes phases sont décrites ci-dessous :

Phase 0 : introduction des conditions de l'équilibre initial,

Phase 1 : activation des charges et surcharges à la surface du sol,

Phase 2 : excavation de la demi-section supérieure, avec un coefficient de déconfinement de $\lambda=0,4$,

Phase 3 : mise en place du soutènement provisoire sur la demi-section supérieure,

Phase 4 : excavation de la demi-section inférieure avec un coefficient de déconfinement $\lambda=0,4$

Phase 5 : mise en place du soutènement provisoire sur la demi-section inférieure,

Phase 6 : mise en place du revêtement définitif avec les caractéristiques à court-terme,

Phase 7 : mise en place du revêtement définitif avec les caractéristiques à long-terme et activation du niveau de la nappe phréatique.

Résultats obtenus

Les résultats de la phase 3 et la phase 7 sont résumés ci-après :

▪ Résultats de la 3^{ème} phase de calcul (soutènement provisoire)

a) Béton projeté

-Effort normal : l'effort normal maximum est observé au niveau des naissances de la voûte et a une valeur de $437,44 \text{ KN/m}$ (compression).

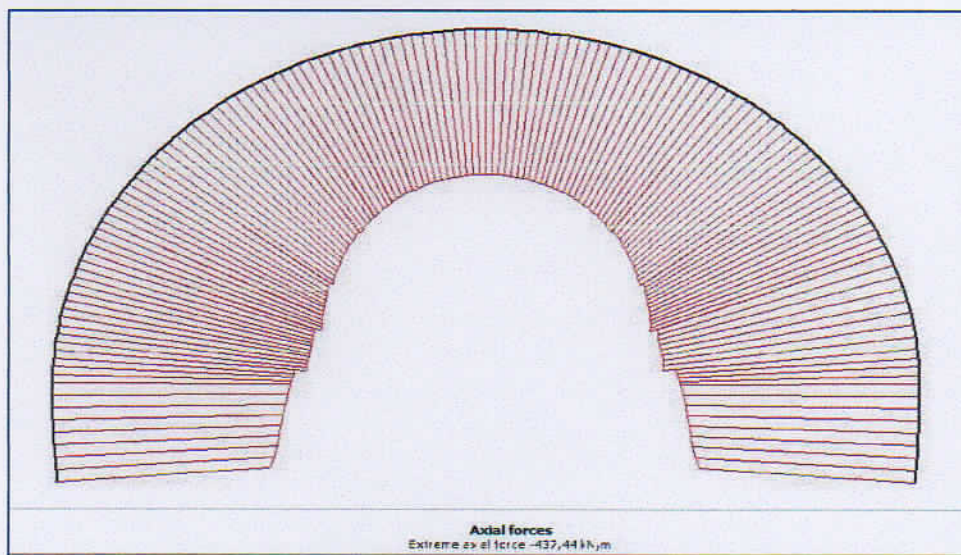


Figure 6.2. Diagramme de l'effort normal

-Effort tranchant : l'effort tranchant maximum est observé au niveau des piédroits et a une valeur de $53,69 \text{ KN/m}$.

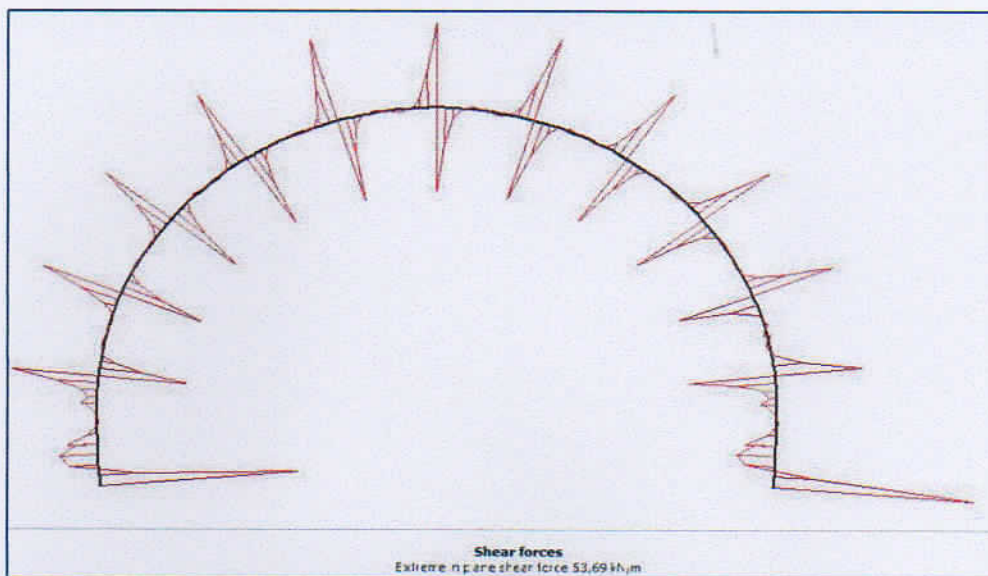


Figure 6.3. Diagramme de l'effort tranchant

-Moment fléchissant : le moment fléchissant maximum est observé au niveau des piédroits et a une valeur de $4,96 \text{ KN.m/m}$.

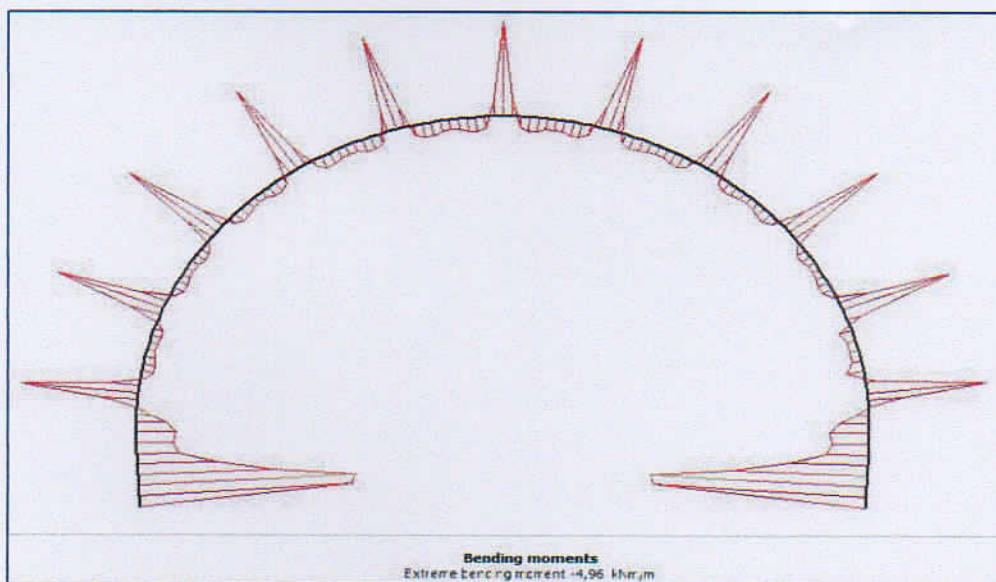


Figure 6.4. Diagramme du moment fléchissant

b) Boulons d'ancrage :

-Effort normal : l'effort normal maximum observé a une valeur de $44,30\text{KN/m}$ (traction).

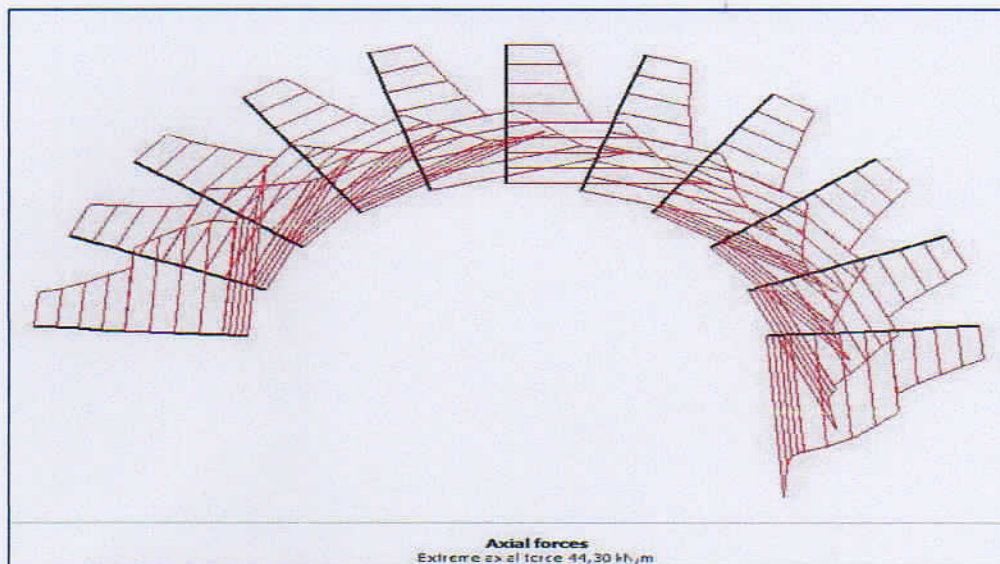


Figure 6.5. Effort normal enregistré dans les clouages dans la 3ème phase de calcul

▪ Résultats de la 7ème phase de calcul (revêtement définitif):

-Effort normal : l'effort normal maximum est observé au niveau des naissances de la voûte et a une valeur de $423,18\text{KN/m}$ (compression).

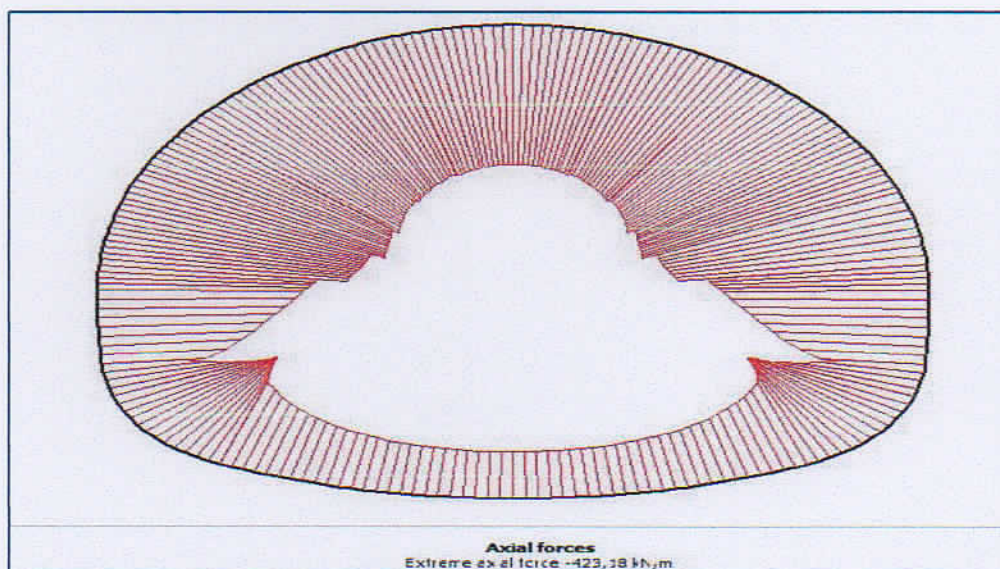


Figure 6.6. Diagramme de l'effort normal

-Effort tranchant : l'effort tranchant maximum est observé au niveau du radier et a une valeur de $41,04\text{KN/m}$.

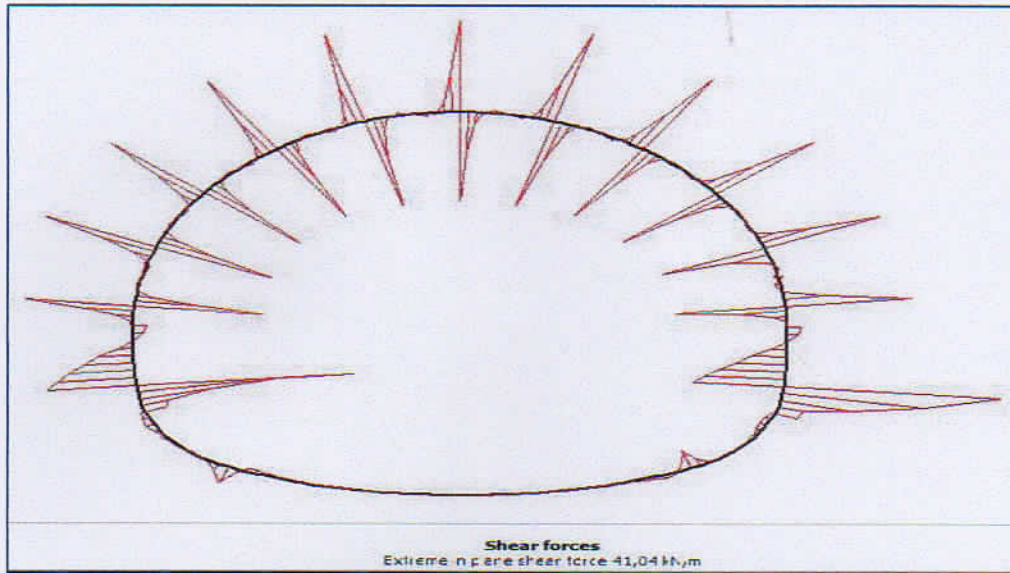


Figure 7.7. Diagramme de l'effort tranchant

-Moment fléchissant : le moment fléchissant maximum est observé au niveau des pénétrations et a une valeur de $8,54\text{KN.m/m}$.

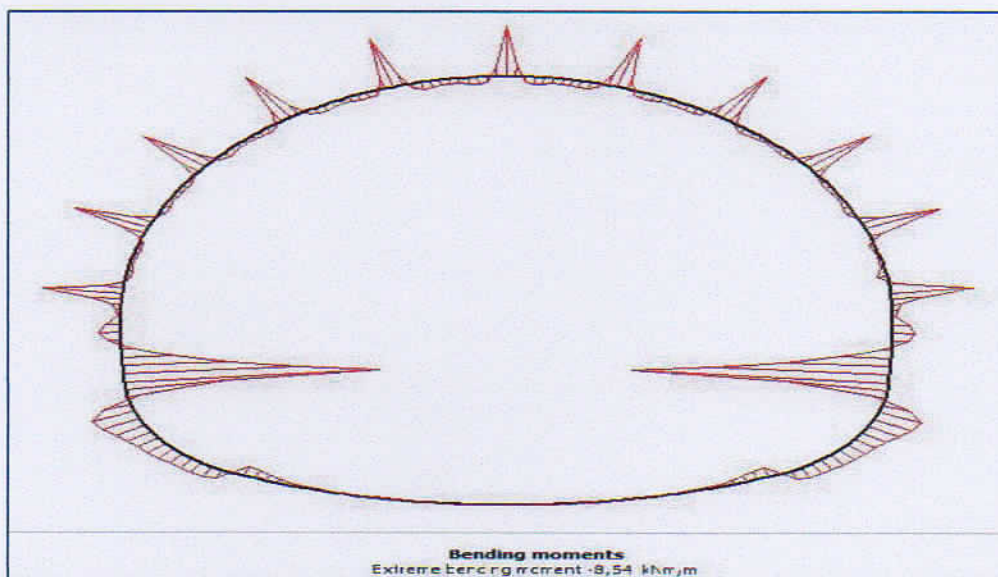


Figure 7.8. Diagramme du moment fléchissant

6.3.2. Profil C

Modèle de base

La Figure ci-dessous représente la géométrie et le maillage d'éléments pris en compte dans le modèle de calcul utilisé par le programme Plaxis.

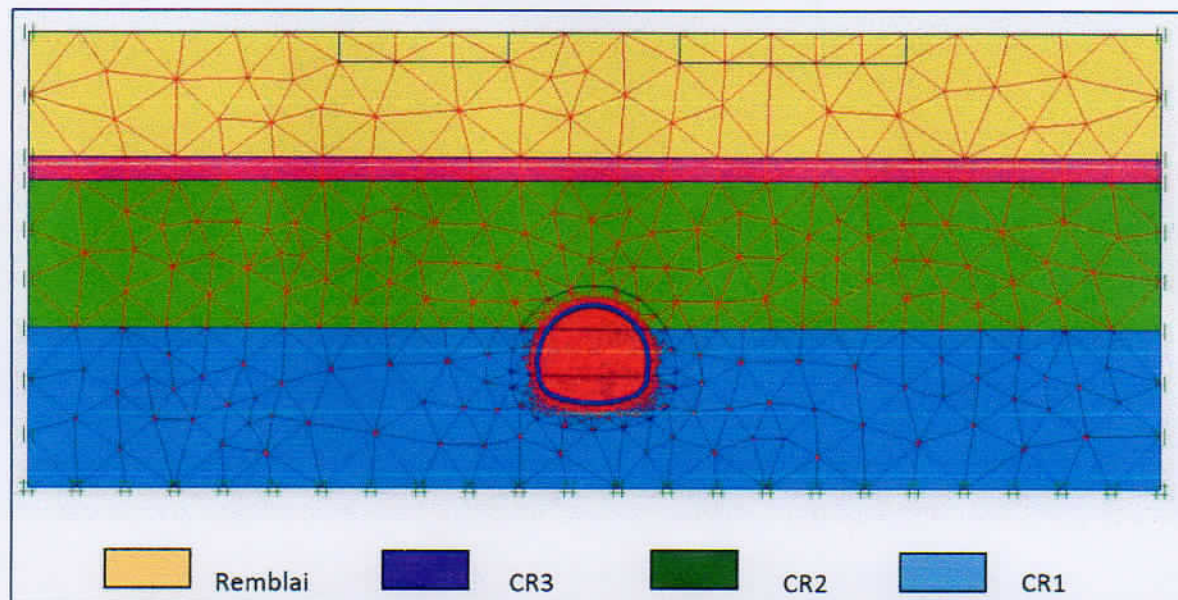


Figure 6.9. Géométrie et maillage d'éléments pris en compte dans le modèle de calcul

Le calcul a été réalisé avec un coefficient de déconfinement égal à 40%, de sorte à permettre d'évaluer avec précaution le champ des déplacements induits par l'excavation et les forces exercées sur le soutènement.

Le phasage exécutif adopté, représente le plus fidèlement possible, les diverses étapes du processus constructif que l'on propose de mettre en place dans l'ouvrage, les différentes phases sont décrites ci-dessous :

Phase 0 : Introduction des conditions de l'équilibre initial.

Phase 1 : activation des charges et surcharges à la surface du sol.

Phase 2 : Excavation de la demi-section supérieure, avec un coefficient de déconfinement de $\lambda=0,4$.

Phase 3 : Mise en place du soutènement provisoire sur la demi-section supérieure,

Phase 4 : Excavation de la demi-section inférieure avec un coefficient de déconfinement $\lambda=0,4$

Phase 5 : Mise en place du soutènement provisoire sur la demi-section inférieure,

Phase 6 : Mise en place du revêtement définitif avec les caractéristiques à court-terme.

Phase 7 : Mise en place du revêtement définitif avec les caractéristiques à long-terme et activation du niveau de la nappe phréatique.

Résultats obtenus

Les résultats de la phase 3 et la phase 7 sont résumés ci-après :

- **Résultats de la 3^{ème} phase de calcul (soutènement provisoire)**

-Effort normal : l'effort normal maximum est observé au niveau des naissances de la voûte et a une valeur de 1010KN/m (compression).

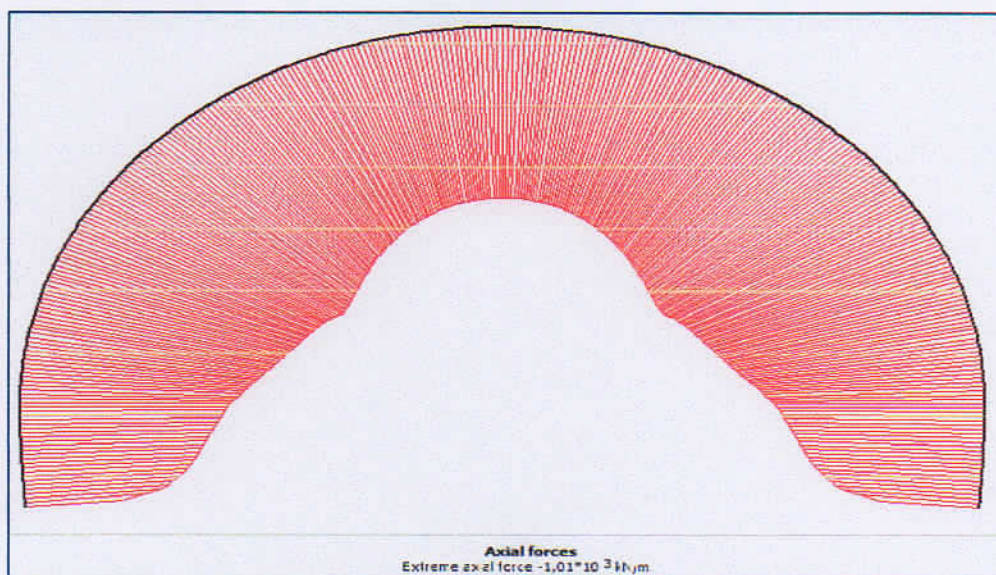


Figure 6.10. Diagramme de l'effort normal

-Effort tranchant : l'effort tranchant maximum est observé au niveau des pénétrations et a une valeur de $104,84\text{KN/m}$.

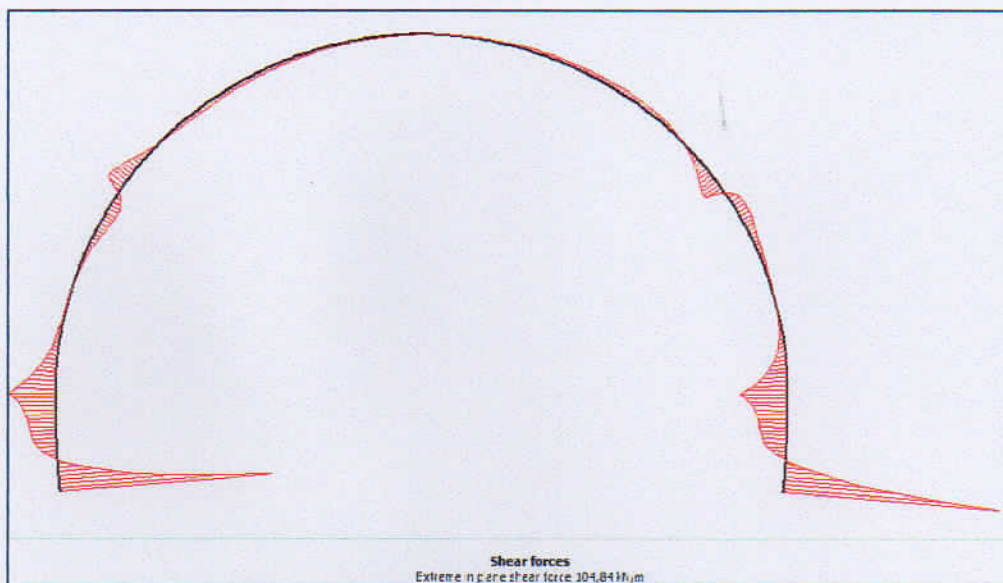


Figure 6.11. Diagramme de l'effort tranchant

-Moment fléchissant : le moment fléchissant maximum est observé au niveau des pénétrations et a une valeur de $15,62\text{KN.m/m}$.

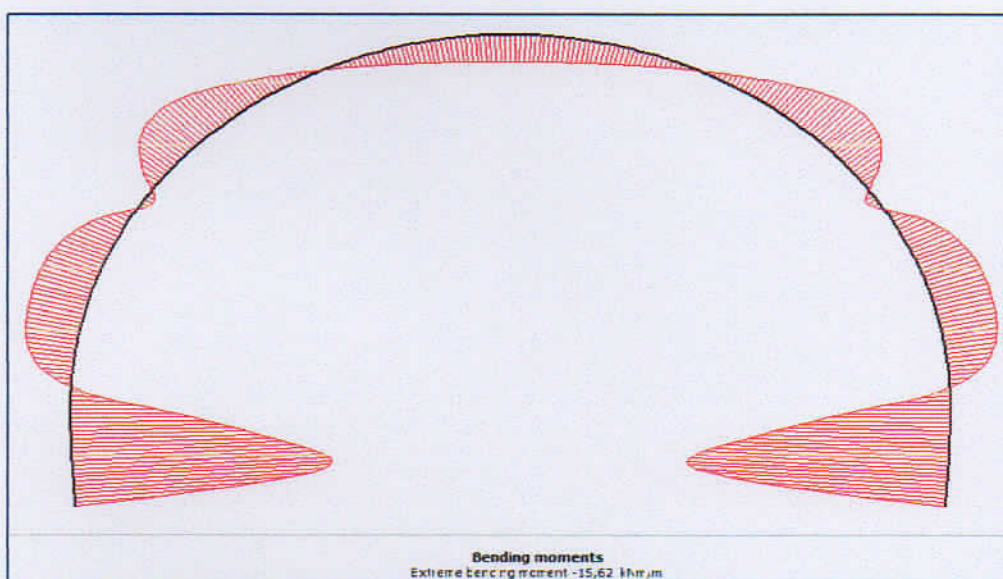


Figure 6.12. Diagramme du moment fléchissant

▪ Résultats de la 7^{ème} phase de calcul (revêtement définitif):

-**Effort normal** : l'effort normal maximum est observé au niveau des naissances de la voûte et a une valeur de 1030KN/m (compression).

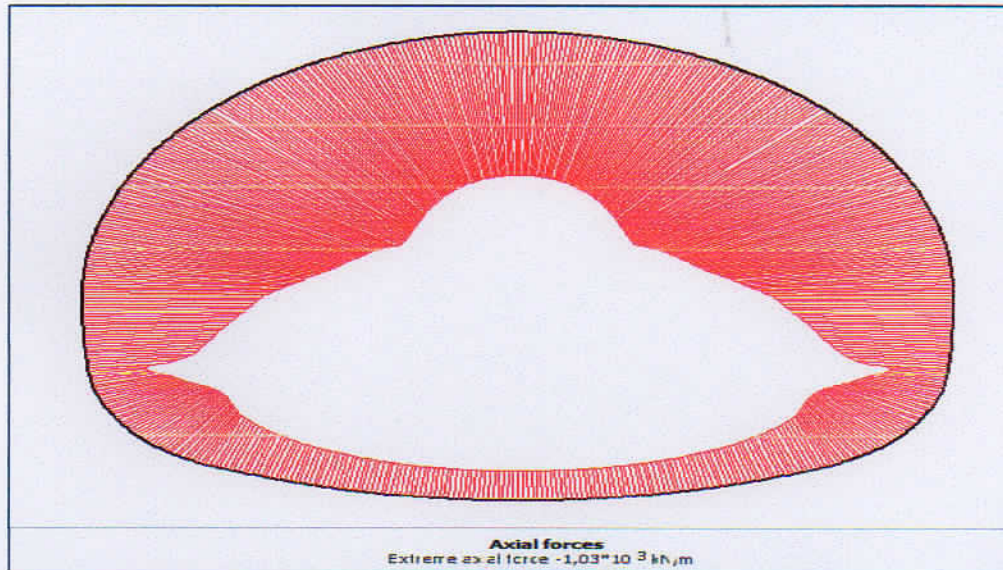


Figure 6.13. Diagramme de l'effort normal

-**Effort tranchant** : l'effort tranchant maximum est observé au niveau du radier et a une valeur de $61,89\text{KN/m}$.

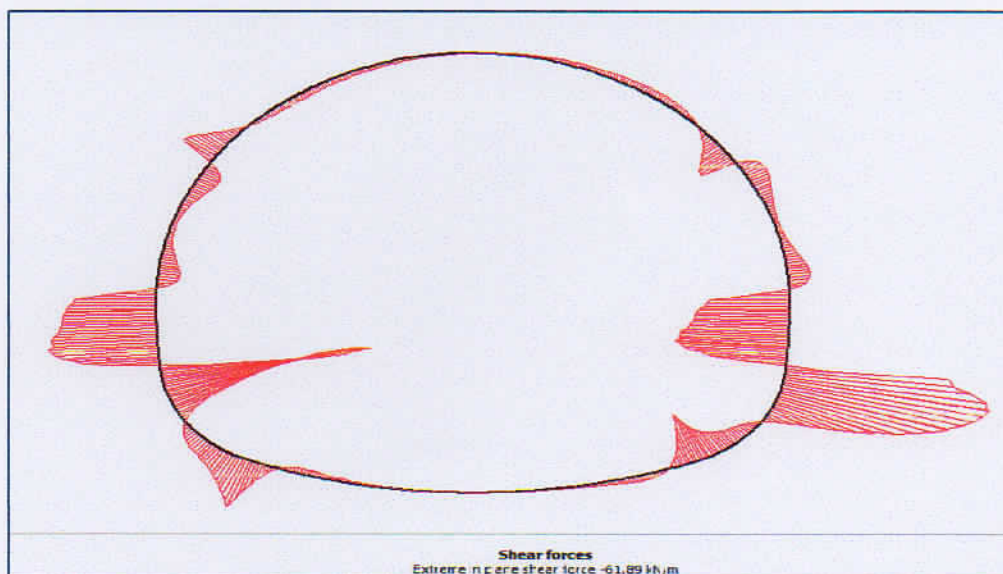


Figure 6.14. Diagramme de l'effort tranchant

-Moment fléchissant : le moment fléchissant maximum est observé au niveau des piédroits et a une valeur de $29,03 \text{ KN.m/m}$.

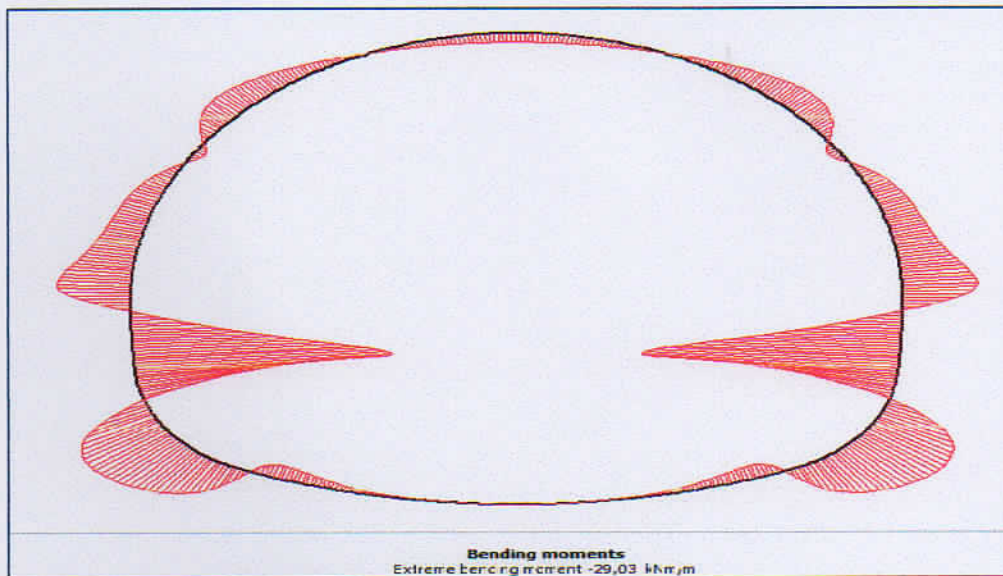


Figure 6.15. Diagramme du moment fléchissant

6.4. Vérification des contraintes du soutènement provisoire [12]

Cette partie a pour objectif la vérification des éléments de soutènements choisis précédemment pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

6.4.1. Profil B

Constitution du soutènement provisoire

Béton projeté fibré :

Tableau 6.1. Caractéristiques du béton projeté (Profil B)

| e[m] | A_b [m ²] | W_b [m ³] | f_{c28} [MPa] |
|------|-------------------------|-------------------------|-----------------|
| 0,12 | 0,12 | 0,0024 | 25 |

Boulons d'ancrage:

Tableau 6.2. Caractéristiques du béton projeté

| Type | Longueur [m] | Diamètre [mm] | Charge de rupture [KN] |
|--------------|--------------|---------------|------------------------|
| Swellex MN12 | 4,0 | 42 | 110 |

*Récapitulatif des efforts***Tableau 6.3.** *Récapitulatif des efforts(ProfilB)*

| Efforts | N [KN] | M [KN.m] | V [KN] |
|-------------------|--------|----------|--------|
| Béton projeté | 437,44 | 4,96 | 53,69 |
| Boulons d'ancrage | 44,3 | — | — |

*Vérification du béton projeté**a) Vérification à l'état limite ultime*

- Fibres comprimées :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} \quad \dots \text{Eq (6.1)}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{0,43744}{0,12} + \frac{0,0049}{0,0024} \right)$$

$$\sigma_b = 7,68 \text{MPa} < 14,17 \text{MPa vérifié}$$

- Fibres tendues :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_b} - \frac{M_b}{W_b} \right) < f_{su} = \frac{\sigma_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \quad \dots \text{Eq (6.2)}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{0,43744}{0,12} - \frac{0,0049}{0,0024} \right)$$

$$\sigma_b = 2,165 \text{MPa} < 348 \text{MPa vérifié}$$

b) Vérification à l'état limite de service (fissuration est préjudiciable)

- Fibres comprimées :

$$\sigma_b = \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < \sigma_{bc} \quad \dots \text{Eq (6.3)}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \left(\frac{0,43744}{0,12} + \frac{0,0049}{0,0024} \right)$$

$$\sigma_b = 5,687 \text{MPa} < 15 \text{MPa vérifié}$$

- Fibres tendues :

$$\sigma_b = \left(\frac{N_b}{A_b} - \frac{M_b}{W_b} \right) < \sigma_s \quad \dots \text{Eq (6.4)}$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{MPa}$$

$$\eta = 1,6$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_s = \min(267; 201,63) = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \left(\frac{0,43744}{0,12} - \frac{0,0049}{0,0024} \right) = 1,604 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 1,604 \text{MPa} < 201,63 \text{MPa} \text{ vérifié}$$

c) Vérification du cisaillement

$$\tau = \frac{T_b}{a \times d} \quad \dots \text{Eq (6.5)}$$

$$\tau = \frac{0,05369}{1 \times 0,07} = 0,767 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau = 0,767 \text{MPa} < \tau_u = 2,5 \text{MPa} \text{ vérifié}$$

Vérification des boulons d'ancrage

L'effort maximal repris par les boulons d'ancrage est :

$$T = 44,30 \times 1,35 \times 1,5 = 89,71 \text{KN}$$

- vérification de l'état limite de rupture des barres :

Pour les clouages du type Swellex Mn12, on obtient :

$$T_a = 110 \text{KN} > T = 89,71 \text{KN}$$

Où : T_a représente la résistance à la rupture des barres en traction.

- vérification de l'état limite de capacité du terrain :

$$T_s = \pi \times D \times L \times q_s = \pi \times 0,042 \times 4 \times 0,43$$

$$T_s = 228 \text{ KN} > T = 89,71 \text{ KN.}$$

Où :

T_s : la résistance du terrain à l'arrachement,

q_s : l'adhérence maximale sol-boulon, donné par les essais d'arrachement.

Les charges résistantes des boulons sont plus élevées que l'effort maximal estimé, donc ils garantissent la sécurité de l'ouvrage.

6.4.2. Profil C

Constitution du soutènement provisoire

Béton projeté fibré :

Tableau 6.4. Caractéristiques du béton projeté (Profil C)

| e[m] | A_b [m ²] | W_b [m ³] | f_{c28} [MPa] |
|------|-------------------------|-------------------------|-----------------|
| 0,25 | 0,25 | 0,0104 | 25 |

Cintres métalliques:

Tableau 6.5. Caractéristiques des cintres métalliques

| Type | A_b [cm ²] | W_b [cm ³] | I_b [cm ⁴] |
|---------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| HEB 160 | 54,3 | 311 | 2492 |

Vérification des contraintes

a) Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté :

Rigidité du cintre métallique :

- Compression :

$$E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a} \quad \dots \text{Eq (6.6)}$$

Avec :

$E_s A_s$: Rigidité à la compression du cintre métallique avant mise en place,

$E_s A'_s$: rigidité à la compression du cintre métallique après mise en place,

a : distance entre axes de deux cintres métallique,

A_s : section du cintre métallique.

$$E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a} = \frac{2.1 \times 10^5 \times 54.3 \times 10^{-4}}{1} = 1140.3 \text{ MN/m}$$

- Flexion :

$$E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a} \quad \dots \text{ Eq (6.7)}$$

Avec :

$E_s I_s$: rigidité à la flexion du cintre métallique après mise en place,

$E_s I'_s$: rigidité à la flexion du cintre métallique après mise en place,

E_s : module d'élasticité du cintre métallique,

I_s : moment d'inertie du cintre métallique.

$$E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a} = \frac{2.1 \times 10^5 \times 2492 \times 10^{-8}}{1} = 5.2332 \text{ MN.m}$$

Rigidité de la voûte en béton projeté :

- Compression :

$$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \theta_n E_b A_b \quad \dots \text{ Eq (6.8)}$$

Avec :

$E_b A_b$: rigidité à la compression du béton projeté avant mise en place,

$E_b A'_b$: rigidité à la compression du béton projeté après mise en place,

E_b : module d'élasticité du béton projeté,

A_b : section du béton projeté,

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

$$\theta_n = \frac{E_b \times e}{E_s A'_s} = \frac{10^4 \times 0.25}{1140.3} = 2.19$$

- Flexion :

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \theta_m E_s I'_s \quad \dots \text{ Eq (6.9)}$$

Avec :

$E_b I_b$: rigidité à la flexion du béton projeté,

I_b : moment d'inertie de la section en béton projeté,

θ_m : coefficient d'équivalence du moment fléchissant.

$$\theta_m = \frac{E_b \times e^3}{12(E_s I'_s)} = \frac{10^4 \times 0.25^3}{12(5.2332)} = 2.49$$

Tableau 6.6. Récapitulatif des efforts (Profil C)

| Moment max [kN.m] | Effort normal max [kN] | Effort tranchant max [kN] |
|-------------------|------------------------|---------------------------|
| 15,62 | 1010 | 104,84 |

Efforts repris par les cintres :

$$M_s = \%M_{cintre} \times M \quad \dots \text{Eq (6.10)}$$

$$N_s = \%N_{cintre} \times N \quad \dots \text{Eq (6.11)}$$

$$T_s = \%T_{cintre} \times T \quad \dots \text{Eq (6.12)}$$

$$\%M_{cintre} = \frac{3}{3 + \theta_m} = 54,64\%$$

$$\%N_{cintre} = \frac{3}{3 + \theta_n} = 57,8\%$$

$$\%T_{cintre} = \frac{3}{3 + \theta_n} = 57,8\%$$

Tableau 6.7. Efforts internes dans les cintres

| M_s [kN.m] | N_s [kN] | T_s [kN] |
|--------------|------------|------------|
| 8,53 | 583,78 | 60,60 |

Efforts repris par le béton projeté :

$$M_b = \%M_{béton} \times M \quad \dots \text{Eq (6.13)}$$

$$N_b = \%N_{béton} \times N \quad \dots \text{Eq (6.14)}$$

$$T_b = \%T_{béton} \times T \quad \dots \text{Eq (6.15)}$$

$$\%M_{béton} = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} = 45,36\%$$

$$\%N_{béton} = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} = 42,20\%$$

$$\%T_{béton} = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} = 42,20\%$$

Tableau 6.8. Efforts internes dans le béton projeté

| M_b [kN.m] | N_b [kN] | T_b [kN] |
|--------------|------------|------------|
| 7,09 | 426,22 | 44,24 |

b) Vérification du béton projeté

Vérification à l'état limite ultime

- Fibres comprimées :

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{0.42622}{0.25} + \frac{0.00709}{0.0104} \right)$$

$$\sigma_b = 3.22 \text{MPa} < 14.17 \text{MPa vérifié}$$

- Fibres tendues :

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{0.42622}{1 \times 0.25} - \frac{0.00709}{0.0104} \right)$$

$$\sigma_b = 1.38 \text{MPa} < 348 \text{MPa vérifié}$$

Vérification à l'état limite de service

Supposons que la fissuration est préjudiciable.

- Fibres comprimées :

$$\sigma_b = \left(\frac{0.42622}{0.25} + \frac{0.00709}{0.0104} \right)$$

$$\sigma_b = 2.39 \text{MPa} < 15 \text{MPa vérifié}$$

- Fibres tendues :

$$\sigma_s = \min(267; 201.63) = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \left(\frac{0.42622}{0.25} - \frac{0.00709}{0.0104} \right) = 1,02 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 1.02 \text{MPa} < 201.6 \text{MPa vérifié}$$

Vérification de la résistance au cisaillement

$$\tau = \frac{T_b}{a \times d}$$

$$\tau = \frac{0.04424}{1 \times 0.20} = 0.2212 \text{ MPa}$$

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

$$\tau = 0.2212 \text{ MPa} < \tau_u \text{ vérifié}$$

c) Vérification des cintres

$$\sigma_s = 1.1 \left(\frac{N_s}{A_{HEB160}} \pm \frac{M_S}{W_{HEB160}} \right) < \sigma_e \quad \dots \text{Eq. (6.16)}$$

- Fibres comprimées :

$$\sigma_s = 1.1 \left(\frac{0.58378}{54.30 \times 10^{-4}} + \frac{0.00853}{311 \times 10^{-6}} \right)$$

$$\sigma_s = 148.4 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa vérifié}$$

- Fibres tendues :

$$\sigma_s = 1.1 \left(\frac{0.58378}{54.30 \times 10^{-4}} - \frac{0.00853}{311 \times 10^{-6}} \right)$$

$$\sigma_s = 88.09 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa vérifié}$$

Vérification de la résistance au cisaillement

$$\tau = \gamma_f \times \frac{T \times a \times S}{I \times \delta} \quad \dots \text{Eq. (6.17)}$$

$$\tau = 1.33 \times \frac{0.0606 \times 1 \times 170.8 \times 10^{-6}}{2492 \times 10^{-8} \times 8 \times 10^{-3}}$$

$$\tau = 69.13 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie.

S : Moment statique.

δ : Epaisseur de l'âme du profil.

$$\tau_{lim} = \frac{f_y}{1.54} = 156 \text{ MPa}$$

$$\tau = 69.13 < \tau_{lim} \text{ vérifié}$$

d) Vérification des assemblages des cintres [13]

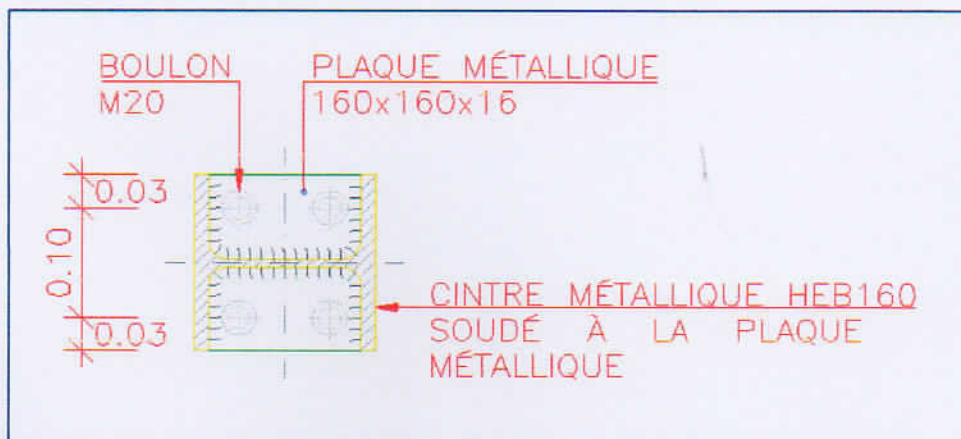


Figure 6.16. Assemblages boulonnés

Assemblages boulonnés

L'état limite de rupture des chevilles par cisaillement a été vérifié conformément à la méthodologie décrite dans l'Eurocode 3.

La résistance au cisaillement, $F_{V,Rd}$, est donné par l'expression suivante:

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_V \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M0}} \quad \dots \text{Eq. (6.22)}$$

Où :

α_V : coefficient dont la valeur dépend de la classe du cheville.

f_{ub} : tension de résistance à la traction du cheville.

A : aire de la section transversale de la cheville.

γ_{M2} : coefficient de sécurité, égal à 1,25.

Pour la classe de chevilles utilisées, classe 8.8, α_V est égal à 0,6 et f_{ub} est égal à 800 N/mm². La résistance au cisaillement dans chacun des chevilles prend une valeur égal à :

$$F_{V,Rd} = 86,4 \text{ kN (chevilles M20)}$$

La résistance totale est donnée par :

$$F_{V,Rd}^{Total} = n_{chevilles} \times F_{V,Rd} \quad \dots \text{Eq. (6.23)}$$

$$F_{V,Rd}^{Total} = 4 \times 86,4 = 345,6 \text{ KN}$$

L'effort tranchant maximal du soutènement type S3 est égal à $V_{Ed} = 104.84 \text{ kN}$.

Ainsi, comme $V_{Ed} < F_{V,Rd}^{totale}$ on en conclut que la sécurité est vérifiée.

Assemblages soudés

L'état limite de rupture des soudures d'angles a été vérifié conformément à la méthodologie décrite dans l'Eurocode 3.

La résistance de calcul au cisaillement d'une soudure d'angle de gorge a et de longueur L est égale à :

$$F_{W,Rd} = \frac{f_u \times a \times L}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} \quad \dots Eq.(6.24)$$

Où :

β_w : coefficient dont la valeur dépend de la nuance d'acier des pièces assemblées.

f_u : résistance à la traction de la plus faible des parties assemblées.

γ_{Mw} : coefficient de sécurité, égal à 1,25.

Pour la nuance d'acier utilisé, S275, β_w est égal à 0,85, γ_{Mw} est égal à 1,3 et f_u est égal à 430N/mm². La résistance de calcul au cisaillement est égal à :

$$F_{W,Rd} = \frac{430 \times 6 \times 598}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,3} = 8061,16KN$$

L'effort tranchant maximal du soutènement type S3 est égal à $V_{Ed}=104.84kN$.

Ainsi, comme $V_{Ed} < F_{W,Rd}$ on en conclut que la sécurité est vérifiée.

e) Vérification de la résistance de la semelle du cintre [14]

La détermination de la capacité résistante des fondations des cintres métallique a été vérifiée à travers la méthodologie présentée dans l'Eurocode 7. Cette norme propose d'estimer la capacité résistante de la roche à partir d'un graphique en fonction de deux paramètres qui sont : la résistance à la compression uni-axiale et l'espacement entre les fractures.

Dans notre cas, la valeur moyenne de la résistance à la compression uni-axiale est de 60 MPa et l'espacement entre les fractures réside dans l'intervalle [200-600] mm. De ce fait, nous ne concluons que la capacité résistante de la fondation (σ_R) est toujours supérieure à 10 MPa, comme il s'observe dans la Figure.

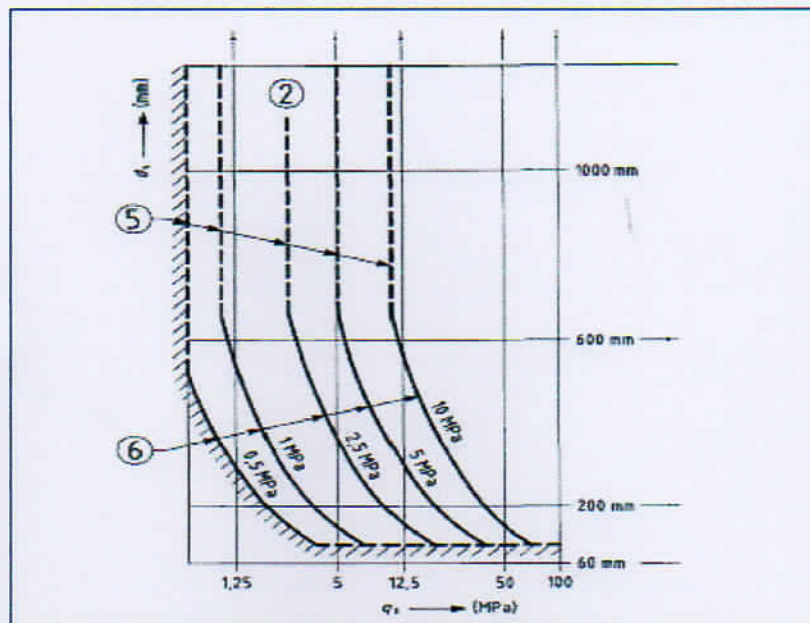


Figure 6.17. Estimation de la capacité résistante des fondations en roche, selon EC7

Ainsi, en considérant un coefficient de sécurité de 1,2, la contrainte agissant sur les fondations peut être estimée à partir de la formule suivante :

$$\sigma_a = \frac{1,2 \times N}{A} \quad \dots \text{Eq. (6.25)}$$

Où :

N : effort normal agissant sur la semelle.

A : section de la semelle.

Pour une semelle rectangulaire de dimension [35x35] cm² :

$$\sigma_a = \frac{1,2 \times 1010 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,35} = 9,8 \text{ MPa}$$

Comme $\sigma_R > \sigma_a$, on en conclut que la sécurité des socles d'appuis des cintres est vérifiée.

6.5. CONCLUSION :

L'utilisation d'un modèle numérique pour l'application de la méthode Convergence-Confinement nous a permis de simuler chacune des étapes du creusement/soutènement et de contrôler pour chacune d'elles le dimensionnement des soutènements provisoires et des revêtements définitifs.

Chapitre 7 : Étude algébrique et factorisation de polynômes

1. Introduction

Les mathématiques polynômes ont joué un rôle central dans l'histoire de l'algèbre. Elles ont permis de résoudre de nombreux problèmes de géométrie et de physique. Ce chapitre étudie les propriétés algébriques des polynômes et leur factorisation. On commence par les opérations de base sur les polynômes, puis on introduit le théorème de Bézout et le théorème de Ruffini. On termine par l'étude des racines des polynômes et leur factorisation complète.

2. Classification des anneaux (1)

On se rappelle que les anneaux commutatifs ont une structure particulière. On étudie ici les anneaux de polynômes et les anneaux de fractions.

2.1. Exemple 1 : Polynômes à coefficients entiers

- 1. Les anneaux commutatifs
- 2. Les anneaux de polynômes
- 3. Les anneaux de fractions
- 4. Les anneaux de polynômes à coefficients entiers

CHAPITRE 7

2.2. Exemple 2 : Polynômes à coefficients réels

On étudie ici les anneaux de polynômes à coefficients réels. On introduit le théorème de la racine carrée et le théorème de la racine cubique.

3. Réponse à un exercice relatif à l'anneau des polynômes (1)

3.1. Réponse des exercices relatifs à l'anneau des polynômes

On étudie ici les anneaux de polynômes à coefficients réels. On introduit le théorème de la racine carrée et le théorème de la racine cubique.

- les anneaux de polynômes à coefficients réels
- les anneaux de polynômes à coefficients complexes
- les anneaux de polynômes à coefficients rationnels

Chapitre 7 : Etude sismique et ferrailage du revêtement définitif

7.1. Introduction

Les recommandations parasismiques ont pour but de permettre la réduction du risque sismique grâce à la réalisation d'ouvrages capables de résister dans de bonnes conditions à des secousses telluriques d'un certain niveau d'intensité. Leur principal objectif est la sauvegarde du plus grand nombre possible de vies humaines en cas de secousses sévères. Elles visent aussi à limiter les pertes économiques, notamment dans le cas de secousses d'intensité plus modérée. Elles définissent les prescriptions auxquelles les ouvrages doivent satisfaire en sus des règles normales pour que ces résultats puissent être atteints avec une fiabilité jugée satisfaisante. En particulier, elles donnent le moyen de proportionner la résistance des ouvrages à l'intensité des secousses susceptibles de les affecter.

7.2. Classification des tunnels [15]

Pour la prise en compte du risque sismique, et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération de zone A, les tunnels sont classés en deux groupes.

- **Groupe 1 : Tunnels stratégiques**

Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire, soit :

- Les tunnels autoroutiers.
- Les tunnels sur routes nationales.
- Les tunnels ferroviaires et de métro.

- **Groupe 2: Tunnels importants**

Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autres voies. Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage.

7.3. Réponse d'un ouvrage enterré à l'action sismique [15]

7.3.1. Nature des actions sismique à considérer

L'action sismique à prendre en compte dans les calculs d'un ouvrage peut être considérée comme composée :

- des déformations ou déplacements imposés à l'ouvrage par les mouvements différentiels du sol résultant de la propagation des ondes, ces déplacements et déformations sont considérés comme appliqués de façon statique.
- des surpressions dynamiques exercées sur l'ouvrage par l'eau des terrains encaissants.

- d'autres types d'action sismique, tels la traversée de failles actives, peuvent être à considérer. Les effets à prendre en compte ne relèvent pas de calculs mais de dispositions constructives.

7.3.2. Action sismique le long de l'axe du tunnel: compression et flexion

L'action sismique le long de l'axe du tunnel est déterminée à partir des déplacements en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel. Ceux-ci induisent, selon les modalités d'interaction terrain- structure, des efforts de compression-traction et de flexion longitudinale, le tunnel étant considéré comme un élément linéique de type poutre.

Les déplacements en champ libre sont déterminés comme indiqué ci-après.

a) Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel

Déplacement axial

Les déplacements du terrain en champ libre le long de l'axe du tunnel générés par une onde de cisaillement sinusoïdale caractérisée par sa longueur d'onde L , son amplitude en déplacement D_0 et son angle d'incidence θ par rapport au tunnel sont donnés par les formules suivantes :

$$U_x(x) = D_0 \sin \theta \sin \left(\frac{2 \pi x}{L} \cos \theta \right) \quad \dots \text{Eq. (7.1)}$$

Avec :

$$D_0 = a g D \quad \dots \text{Eq. (7.2)}$$

Tel que :

a : Coefficient d'accélération de zone.

g : L'accélération de la pesanteur.

D : Déplacement asymptotique à basse fréquence.

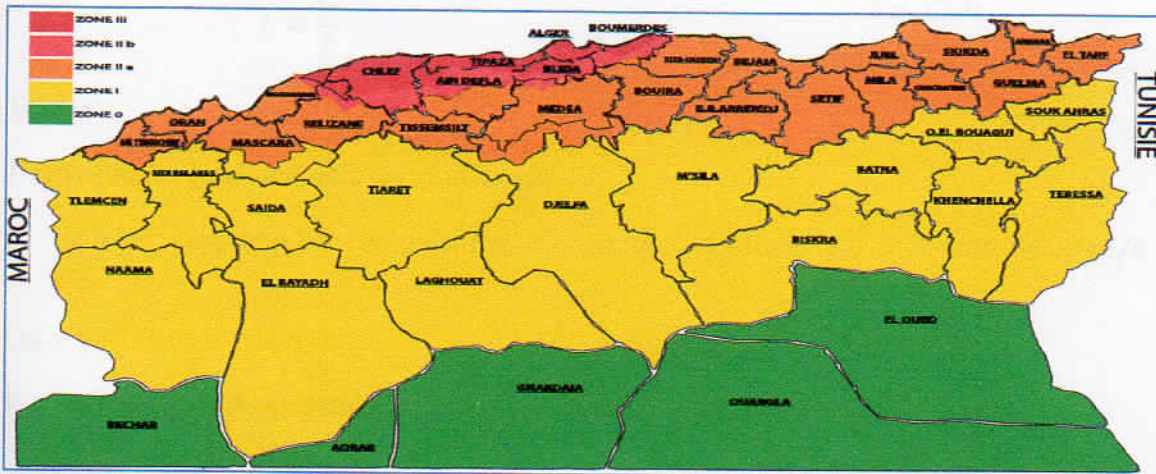


Figure 7.1. Carte de zonage sismique de l'Algérie

Tableau 7.1. Valeurs du coefficient d'accélération de zone « a »

| Groupe de Tunnels | Zone sismique | | | |
|-------------------|---------------|------|------|------|
| | I | Iia | IIb | III |
| 1 | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 2 | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |

Tableau 7.2. Valeurs de la vitesse et du déplacement, pour $A = 100 \text{ cm/s}^2$, en fonction du type de site

| Type de site | A [cm/s ²] | V [cm/s] | D [cm] | $r = (A D) / (V^2)$ |
|--------------|------------------------|----------|--------|---------------------|
| S1 | 100 | 06 | 03 | 8.333 |
| S2 | 100 | 08 | 05 | 7.813 |
| S3 | 100 | 10 | 07 | 7.000 |
| S4 | 100 | 12 | 09 | 6.250 |

D'où, après dérivation, la déformation axiale de la ligne matérialisant le tunnel :

$$\varepsilon(x) = \frac{V_0}{C} \sin \theta \cos \theta \cos \left(\frac{2 \pi x}{L} \cos \theta \right) \quad \dots \text{Eq. (7.3)}$$

Avec :

V_0 : La vitesse particulière au niveau de l'axe du tunnel (la vitesse du mouvement du terrain) :

$$V_0 = 2 \pi f D_0 \quad \dots \text{Eq. (7.4)}$$

L : La longueur d'onde qui est donnée par :

$$L = \frac{C}{f} \quad \dots \text{Eq. (7.5)}$$

Tel que :

f : Fréquence fondamentale du mouvement.

C : Vitesse apparente de propagation d'onde qui exprimée par $C = \min\{1\,000 \text{ m/s} ; V_s\}$

Où :

V_s : La vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les terrains traversés.

Déplacement transversal

Le déplacement est donné par la formule suivante :

$$U_y(x) = D_0 \cos \theta \sin \left(\frac{2 \pi x}{L} \cos \theta \right) \quad \dots \text{Eq. (7.6)}$$

La courbure de la ligne matérialisant le tunnel est donnée par :

$$\frac{1}{r}(x) = \frac{A_0}{C^2} \cos^3 \theta \sin \left(\frac{2 \pi x}{L} \cos \theta \right) \quad \dots \text{Eq. (7.7)}$$

Avec

A_0 : L'accélération particulière au niveau de l'axe du tunnel qui exprimée par :

$$A_0 = 4 \pi^2 f D_0 \quad \dots \text{Eq. (7.8)}$$

Dans le cas où l'on connaît le mouvement en surface, il conviendra de tenir compte de la profondeur de l'axe du tunnel.

L'amplitude D_0 ainsi que la vitesse V_0 et l'accélération A_0 au niveau de l'axe du tunnel, peuvent être déterminées à partir d'un calcul de réponse en champ libre en fonction de la sollicitation sismique et des caractéristiques géodynamiques des formations géologiques hôtes : masses volumique, vitesse de propagation des ondes ou modules de rigidité au cisaillement, coefficients de Poisson, niveaux de nappe.

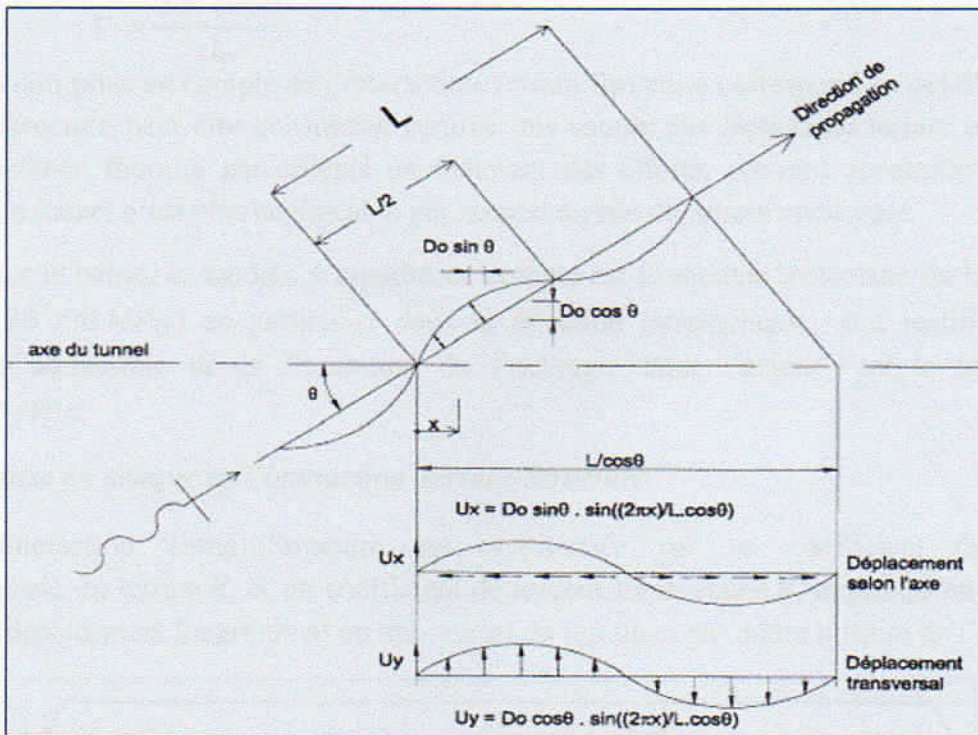


Figure 7.2. Déplacement du terrain en champ libre

La figure ci-dessus représente les déplacements du terrain en champ libre et en milieu infini, selon l'axe du tunnel, générés par une onde de cisaillement sinusoidale caractérisée par sa longueur d'onde L , son amplitude D_0 et son angle d'incidence θ par rapport au tunnel.

b) Sollicitations sismiques induites sur le tunnel

Cas de non prise en compte de l'interaction Terrain-Structure

On admet dans ce cas que la déformation de l'ouvrage est identique à celle du terrain encaissant et, par conséquent, peut être estimée directement à partir des formules développées dans le paragraphe précédent, donnant la déformation en champ libre.

Les sollicitations s'en déduisent par les formules classiques de la théorie des poutres, en fonction de l'état mécanique attendu dans la section de l'ouvrage et des exigences de comportement requises.

Pour une section courante, caractérisée par son aire S , son inertie I et un module E caractérisant le matériau constitutif de l'ouvrage, on a :

-Effort axial :

$$N = \frac{2\pi}{L} E S D_0 \sin \theta \cos \theta \quad \dots \text{Eq. (7.9)}$$

-Flexion longitudinale :

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} E I D_0 \cos^3 \theta \quad \dots \text{Eq. (7.10)}$$

-Effort tranchant :

$$V = \frac{2\pi \cos \theta}{L} \quad \dots \text{Eq. (7.11)}$$

La non-prise en compte de l'interaction Terrain-Structure correspond au cas d'un tunnel dont la structure peut être considérée comme très souple par rapport au terrain encaissant. Cette méthode fournira par ailleurs un majorant des efforts, pouvant apparaître quand la raideur du tunnel n'est plus négligeable par rapport à celle du terrain encaissant.

Pour le béton, le module à prendre en compte est le module instantané du béton (soit environ $30\,000 \text{ MPa}$) en particulier dans la direction longitudinale, sauf justification du caractère admissible de la fissuration de l'ouvrage. Pour l'acier, c'est le module de $200\,000 \text{ MPa}$.

Cas de prise en compte de l'interaction Terrain-Structure

L'interaction Terrain-Structure est caractérisée par un coefficient de raideur longitudinale du terrain K_l et un coefficient de raideur transversale K_t exprimés en force par unité de déplacement longitudinal ou transversal du terrain et par mètre linéaire de l'ouvrage.

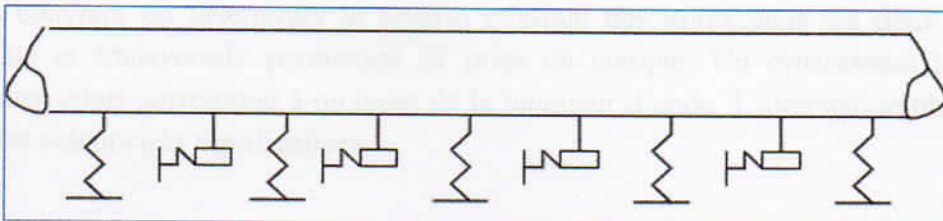


Figure 7.3. Interaction Terrain-Structure

Chapitre 7 Etude sismique et ferrailage du revêtement définitif

En première approximation, on peut admettre que $K_l = K_t = G$ (G : Module de cisaillement du terrain encaissant).

La détermination des sollicitations le long de l'axe du tunnel en fonction des caractéristiques de l'onde sismique revient à l'étude d'une poutre sur appuis élastiques dont la raideur est fournie par les coefficients K_l et K_t , ces appuis étant soumis aux déplacements imposés déterminés dans l'analyse en champ libre.

Les valeurs maximales des sollicitations ont pour expression :

-Effort axial :

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} E S D_0 \frac{K_l}{\frac{E S}{2} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_l} \quad \dots \text{Eq. (7.12)}$$

-Flexion longitudinale :

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} E I D_0 \frac{K_t}{E I \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + K_t} \quad \dots \text{Eq. (7.13)}$$

-Effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{2\pi}{L} M_{max} \quad \dots \text{Eq. (7.14)}$$

Dans cette approche, les déplacements imposés ont été remplacés par l'application directe, sur la poutre élastiquement appuyée, de force par unité de longueur :

Longitudinale :

$$P_l(x) = K_l U_x(x) \quad \dots \text{Eq. (7.15)}$$

Transversale :

$$P_t(x) = K_t U_y(x) \quad \dots \text{Eq. (7.16)}$$

Incidence de l'espacement entre joints

La modélisation en poutre sur appuis élastique permet de prendre en compte l'effet des déformations d'onde sismiques sur une poutre de longueur finie. Il en résulte une atténuation des sollicitations maximales en fonction du rapport de la longueur entre joints à la longueur d'onde. Il convient de déterminer le souffle minimal des joints dans les deux directions longitudinale et transversale permettant sa prise en compte. Un espacement typique de distance entre joints correspond à un quart de la longueur d'onde. L'atténuation obtenue peut atteindre des valeurs très significatives.

7.4. Evaluation de l'action sismique au droit de notre ouvrage :

7.4.1. Caractéristiques relatives à la situation et la classe de l'ouvrage :

Tableau 7.3. Paramètres du calcul dynamique

| a | A [m/s ²] | V [m/s] | D [m] | Vs [m/s] |
|-----|-----------------------|---------|-------|----------|
| 0,4 | 1 | 0,06 | 0,03 | 900 |

La fréquence fondamentale du mouvement est estimée à partir de la formule suivante donnée par l'annexe c du règlement parasismique algérien des ouvrages d'arts :

$$f = 0,159 \text{ Hz.}$$

La longueur d'onde est égale à :

$$L = \frac{C}{f} = \frac{900}{0,159} = 5660,38 \text{ m.}$$

L'amplitude en déplacement D_0 est égale à

$$D_0 = a g D = 0,4 \times 9,81 \times 0,03 = 0.1172 \text{ m.}$$

7.4.2. Caractéristiques relatives à la section et à la nature de l'ouvrage :

Le tunnel est considéré comme un anneau de rayons extérieure et intérieure égale respectivement à 4,86m et 4,46 m.

La section du tunnel est donnée par :

$$S = \pi(R^2 - r^2) \rightarrow S = \pi((4,86)^2 - (4,46)^2) \rightarrow S = 11,71 \text{ m}^2$$

Et son inertie est de :

$$I = \frac{\pi}{4}(R^4 - r^4) \rightarrow I = \frac{\pi}{4}((4,86)^4 - (4,46)^4) \rightarrow I = 127,33 \text{ m}^4$$

La valeur du module de rigidité du béton est égale à : $E_b = 30000 \text{ MPa}$.

7.4.3. Caractéristiques relatives au terrain encaissant :

La valeur du module de rigidité du sol encaissant est de $E_s = 3,5 \text{ GPa}$ et son coefficient de Poisson est de $\nu = 0,4$ et son poids volumique est de $\gamma_s = 28 \text{ KN/m}^3$.

La valeur du module de cisaillement dynamique du terrain encaissant est donnée par :

$$G_{dynamique} = \gamma_s \times V_s^2$$

$$G_{dynamique} = 0,028 \times (900)^2 = 22680 \text{ MN/m}^2$$

7.4.4. Cas de non prise en compte de l'interaction Terrain-Structure :

-Effort axial (Compression-Traction) :

$$N = \frac{2\pi}{L} E S D_0 \sin \theta \cos \theta$$

$$N = \frac{2\pi}{5660} \times 30\,000 \times 11,71 \times 0,1172 \times \sin(25) \cos(25)$$

$$N = 17,5 \text{ MN}$$

-Flexion longitudinale :

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} E I D_0 \cos^3 \theta$$

$$M = \frac{4\pi^2}{(5660)^2} \times 30\,000 \times 127,33 \times 0,1172 \times (\cos 25)^3$$

$$M = 0,41 \text{ MN.m}$$

-Effort tranchant :

$$V = \frac{2\pi \cos \theta}{L} M$$

$$V = \frac{2\pi \times \cos(25)}{5660} \times (0,41)$$

$$V = 4,12 \times 10^{-4} \text{ MN}$$

7.4.5. Cas de prise en compte de l'interaction Terrain-Structure :

Hypothèse : $K_l = K_t = G = 22680 \text{ MN/m}^2$

-Effort axial :

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} E S D_0 \frac{1}{\frac{E S}{2 \times G} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + 1}$$

$$N_{max} = \frac{\pi}{5660} \times 30\,000 \times 11,71 \times 0,1172 \times \frac{1}{\frac{30\,000 \times 11,71}{2 \times 22680} \left(\frac{2\pi}{5660}\right)^2 + 1}$$

$$N_{max} = 22,65 \text{ MN}$$

-Flexion longitudinale :

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} E I D_0 \frac{1}{\frac{E I}{G} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + 1}$$

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{(5660)^2} \times 30\,000 \times 127,33 \times 0,1172 \times \frac{1}{\frac{30\,000 \times 127,33}{22680} \times \left(\frac{2\pi}{5660}\right)^4 + 1}$$

$$M_{max} = 0,55 \text{ MN.m}$$

-Effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{2\pi}{L} M_{max}$$

$$V_{max} = \frac{2\pi}{11842} \times 0,55$$

$$V_{max} = 6,12 \times 10^{-4} \text{ MN}$$

7.4.6. Vérification de la résistance aux efforts sismiques de la section de béton :

a) Cas de non prise en compte de l'interaction Terrain-Structure :

Les sollicitations sismiques induites sur le tunnel dans le cas de non prise en compte de l'interaction sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 7.4. Récapitulatif des efforts sismiques, cas de non prise en compte de l'interaction Terrain-Structure

| N [MN] | M [MN.m] | V [MN] |
|--------|----------|-------------------------|
| 17,5 | 0.41 | 4.12 x 10 ⁻⁴ |

La contrainte maximale dans la section du béton est donnée par :

$$\sigma_b = \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_c}$$

Où : γ_c est un coefficient de sécurité partiel pour les situation accidentelle ($\gamma_c = 1,15$)

$$\sigma_b = \left(\frac{17,5}{11,71} + \frac{0,41}{26,21} \right) = 1,5 \text{ MPa} < 22,17 \text{ MPa.}$$

b) Cas de prise en compte de l'interaction Terrain-Structure :

Les sollicitations sismiques induites sur le tunnel dans le cas de la prise en compte de l'interaction sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 7.5. Récapitulatif des efforts sismiques, cas de prise en compte de l'interaction Terrain-Structure

| N [MN] | M ([MN.m] | V [MN] |
|--------|-----------|-------------------------|
| 22,65 | 0.55 | 6,12 x 10 ⁻⁴ |

La contrainte maximale dans la section du béton est:

$$\sigma_b = \left(\frac{22,65}{11,71} + \frac{0,55}{26,21} \right) = 1,97 \text{ MPa} < 22,17 \text{ MPa.}$$

Ces résultats montrent que la section de béton résiste parfaitement aux efforts dus à l'action sismique que ce soit dans le cas de la prise en compte de l'interaction terrain-structure ou dans le cas de non prise en compte de cette dernière.

7.5. Ferrailage du revêtement définitif [16]

Pour des raisons de commodité de chantier (matériel coffrant) et de délai de réalisation le revêtement adopté sera le même pour toute section du tunnel.

Les efforts pris en considération pour le ferrailage sont les efforts du profil C qui sont les plus défavorables, ces efforts sont donnés en annexe.

Le schéma de la vérification en flexion composée d'une section en béton non armé est le suivant :

Calcul de :

$$N_{Rd} = \begin{matrix} 0,57 bh_w f_{cj} (1 - 2e/h_w) & \text{(ELU fondamental)} \\ 0,74 bh_w f_{cj} (1 - 2e/h_w) & \text{(ELU accidentel)} \end{matrix}$$

$$N_{Rdo} = 0,027 bh_w f_{cj}$$

avec $e = M_u / N_u$

Vérifications :

- $N_u > N_{Rd}$ → ferrailage ou redimensionnement de la section nécessaire.
- $N_{Rdo} < N_u < N_{Rd}$
 - $e < 0,3 h_w$ → section satisfaisante
 - $e > 0,3 h_w$ → section inadmissible
- $N_u < N_{Rdo}$ → pas de vérification particulière en règle générale

Figure 7.4. Vérification en flexion composée d'une section en béton non armé

Où :

b : largeur de la section

h_w : épaisseur nominale de la section

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

M_u : moment de calcul ultime ($M_u=1,35M$).

N_u : effort normal de calcul ultime ($N_u=1,35N$).

e : excentricité de la résultante des contraintes normales par rapport au centre de gravité ($e=M_u / N_u$).

- Récapitulatif des efforts internes :

Tableau 7.6. Récapitulatif des efforts internes dans les différentes parties de la structure

| | N [kN] | M [kN.m] | V [kN] |
|-------------------|--------|----------|--------|
| Voûte | 976.01 | 7.73 | 22.12 |
| pied droit | 611.13 | 27.82 | 31.10 |
| Radier | 378.01 | 27.53 | 59.40 |

7.5.1. Vérification du revêtement définitif

Voûte :

-Donnés géométriques :

- $b = 1\text{ m}$
- $h = 0,4\text{ m}$
- $d_1 = 0,05\text{ m}$
- $d_2 = 0,05\text{ m}$

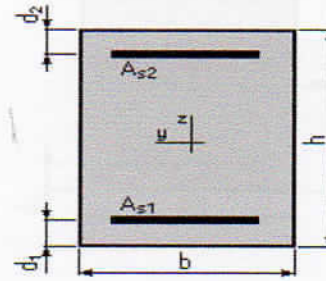


Tableau 7.7. Vérification de la section de béton de la voûte

| b [m] | h _w [m] | 0,3h _w [m] | f _{c28} [MPa] | M _u [KN.m] | N _u [KN] | e [m] | N _{RD} [KN] | N _{RD0} [KN] |
|-------|--------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|---------------------|--------|----------------------|-----------------------|
| 1 | 0,4 | 0,12 | 30 | 10.44 | 1320 | 0,0079 | 6570 | 324 |

$N_{RD0} < N_u < N_{RD}$ et $e < 0.3h_w$ section de \Rightarrow n satisfaisante.

Piédroit :

-Donnés géométriques :

- $b = 1\text{ m}$
- $h = 0,4\text{ m}$
- $d_1 = 0,05\text{ m}$
- $d_2 = 0,05\text{ m}$

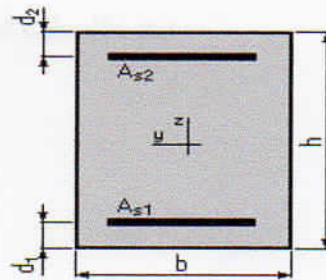


Tableau 7.8. Vérification de la section de béton du piédroit

| b [m] | h _w [m] | 0,3h _w [m] | f _{c28} [MPa] | M _u [KN.m] | N _u [KN] | e [m] | N _{RD} [KN] | N _{RD0} [KN] |
|-------|--------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|---------------------|--------|----------------------|-----------------------|
| 1 | 0,4 | 0,12 | 30 | 37,56 | 825,03 | 0,0455 | 5280 | 324 |

$N_{RD0} < N_u < N_{RD}$ et $e < 0.3h_w \Rightarrow$ section de béton satisfaisante.

Chapitre 7 Etude sismique et ferrailage du revêtement définitif

Radier:

-Données géométriques :

- $b = 1 \text{ m}$
- $h = 0,6 \text{ m}$
- $d_1 = 0,05 \text{ m}$
- $d_2 = 0,05 \text{ m}$

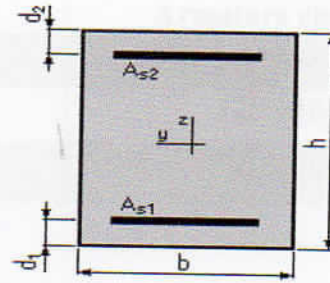


Tableau 7.9. Vérification de la section de béton du radier

| b [m] | h _w [m] | 0,3h _w [m] | f _{c28} [MPa] | M _u [KN.m] | N _u [KN] | e [m] | N _{RD} [KN] | N _{RD0} [KN] |
|-------|--------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|---------------------|--------|----------------------|-----------------------|
| 1 | 0,6 | 0,18 | 30 | 37,17 | 510,31 | 0,0728 | 7770 | 486 |

$$N_{RD0} < N_u < N_{RD} \text{ et } e < 0.3h_w \Rightarrow \text{section de béton satisfaisante.}$$

Les sections choisies remplissent les critères de stabilité vis-à-vis de la flexion composée. Le ferrailage n'est donc pas nécessaire, le béton seul suffit pour assurer la stabilité, mais pour limiter les fissures dues au retrait (grande section du béton) les règlements imposent une section d'armature minimale.

7.5.2. Ferrailage longitudinal du revêtement définitif [17]

La section minimale d'armature du revêtement définitif est calculée par :

$$A_s \geq \frac{f_{t28} \times B}{f_e} \quad \dots \text{Eq. (7.17)}$$

Tel que :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} \quad \dots \text{Eq. (7.18)}$$

Et

$$A_s \geq \max [4 \cdot U, 0.2\% B]. \quad \dots \text{Eq. (7.19)}$$

Avec :

A_s : section d'armature calculée

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours (MPa)

B : section de béton (m²)

f_e : résistance caractéristique de l'acier (MPa)

U : périmètre de la section de béton (m).

Tableau 7.10. Ferrailage longitudinal dans les différentes parties de la structure

| Structures | A_s (cm ²) | Armature choisie |
|------------|--------------------------|------------------|
| Voûte | 24 | 12HA16 |
| Pied droit | 24 | 12HA16 |
| Radier | 36 | 12HA20 |

7.5.3. Ferrailage transversal du revêtement définitif [17]

La vérification au cisaillement se fait de la manière suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \dots \text{Eq. (7.20)}$$

Dans le cas de la fissuration préjudiciable :

$$\tau_{u\max} = \min\left\{\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} \quad \dots \text{Eq. (7.21)}$$

On doit vérifier que : $\tau_u < \tau_{u\max}$

Tableau 7.11. Vérification des cisaillements

| | V_u (MN) | τ_u (MPa) | $\tau_{u\max}$ (MPa) |
|------------|------------|----------------|----------------------|
| Voûte | 0.02212 | 0,0632 | 3 |
| Pied droit | 0.03110 | 0,0889 | 3 |
| Radier | 0.05940 | 0.1697 | 3 |

Les conditions de bases sont vérifiées, donc pas de risque d'écrasement de béton.

- **Calcul des armatures de coutures :**

$$\tau_0 = 0.3 \times K \times f_{t28}^* \quad \dots \text{Eq. (7.22)}$$

Avec :

$$K = 1 + \frac{\sigma_m}{f_{cj}} = 1$$

$$f_{t28}^* = \min\{f_{t28}; 3.3\text{MPa}\}$$

$$f_{t28} = 0.06 \times 30 + 0.6 = 2.4\text{MPa}$$

$$f_{t28}^* = \min\{f_{t28}; 3.3\text{MPa}\} = \min\{2.4; 3.3\} = 2.4\text{MPa}$$

Donc :

$$\tau_0 = 0.3 \times 1 \times 2.4 = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\rho_{tmin} = \frac{1}{f_e} \max[0.5\tau_u ; 0.4 \text{ MPa}] \quad \dots \text{Eq. (7.23)}$$

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos\alpha + \sin\alpha)0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \dots \text{Eq. (7.24)}$$

$$\rho_t = \max\{\rho_{tmin} ; \rho_{t0}\} \quad \dots \text{Eq. (7.25)}$$

On opte pour des armatures droites, donc $\alpha = 90^\circ$

Tableau 7.12. Récapitulatif du pourcentage d'armatures

| Structures | τ_u (MPa) | τ_0 (MPa) | ρ_{tmin} | ρ_{t0} | ρ_t |
|------------|----------------|----------------|---------------|-------------|----------|
| Voûte | 0,0632 | 0,72 | 0.001 | < 0 | 0.001 |
| Pied droit | 0,0889 | 0,72 | 0.001 | < 0 | 0.001 |
| radier | 0.1697 | 0,72 | 0.001 | < 0 | 0.001 |

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b_0 \times S_t} \geq \rho_{tmin} \quad \dots \text{Eq. (7.26)}$$

$$S_{tmax} = \min\{0.9d ; 40\text{cm}\} \quad \dots \text{Eq. (7.27)}$$

Pour la section transversale, on opte pour un cadre et deux étrillés T8 :

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \quad \dots \text{Eq. (7.28)}$$

$$\varphi_t = 8\text{mm} \leq 10\text{mm. vérifié}$$

$$A_{st} = 6 \times \frac{\pi\varphi^2}{4} = 3.01 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$S_t \leq \frac{3.01}{100 \times 0.001} = 30.1 \text{ cm.}$$

Chapitre 7 Etude sismique et ferrailage du revêtement définitif

Pour la voûte, les pieds droits, et le radier :

$$S_t \leq \min\{0.9d ; 40\text{cm}\} \quad \dots \text{Eq. (7.29)}$$

Et donc :

$$S_t = 20\text{cm vérifié}$$

▪ Armatures de répartition :

On adopte le ferrailage de répartition tel que :

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{36}{4} = 9\text{cm}^2$$

Donc pour les armatures de répartition, on prend 6Ø14.

7.5.4. Schéma de ferrailage :

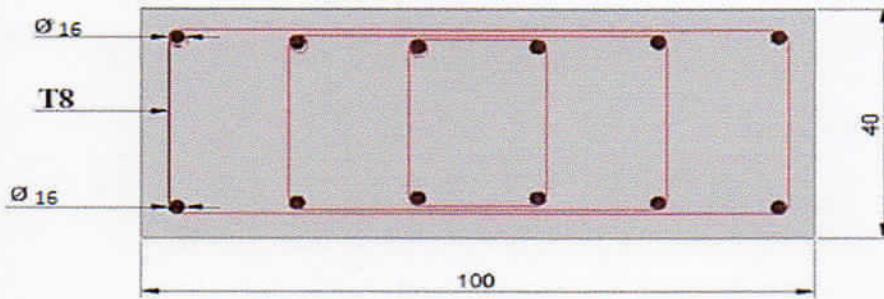


Figure 7.5. Ferrailage de la voûte

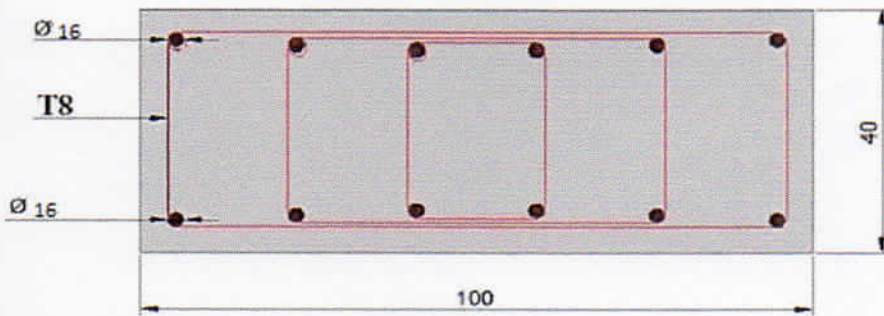


Figure 7.6. Ferrailage du piedroit

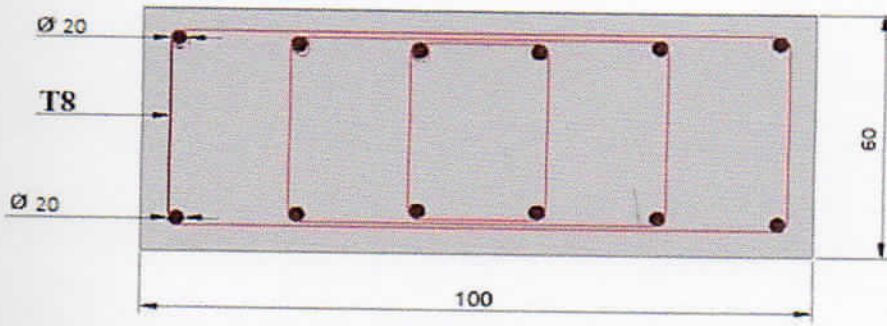


Figure 7.7. Ferrailage du radier

7.6. Conclusion

Les résultats de l'étude sismique montre que les sollicitations dues à un éventuel séisme, de nature accidentelle, ne sont pas prépondérantes vis-à-vis des combinaisons classiques. A cet effet le ferrailage du revêtement définitif a été effectué avec le cas des charges Statiques conformément aux règlements en vigueur.

Conclusion générale

CHAPITRE 8

Chapitre 8 : Tassement en surface

8.1. Introduction

Le creusement des tunnels peu profonds provoque des déformations en surface du massif de sols ou de roches qui les accueillent. Ces déformations sont surtout représentées par des tassements, qui ne sont pas uniformes mais se concentrent à l'aplomb du souterrain sous la forme d'une cuvette. Le problème est particulièrement sensible dans les villes, où ces tassements affectent toutes les composantes du tissu urbain, qu'il s'agisse des bâtiments, des ouvrages d'art, des voiries ou des réseaux. En profondeur, d'autres ouvrages peuvent se trouver dans la zone d'influence du tunnel en construction : des tunnels, notamment quand on construit des tunnels jumeaux, où le second interagit avec le premier, mais plus généralement des ouvrages souterrains (galeries, collecteurs, etc.) et enfin des fondations profondes, qui n'ont pas forcément été dimensionnées pour résister au creusement d'un tunnel dans leur voisinage.

Ce chapitre a pour objectif d'éclaircir tant sur les phénomènes d'interaction sol-structure mis en jeu lors du creusement en souterrain, que sur les moyens de les apprécier, les mesurer, les prévenir et d'y remédier.

8.2. Déplacements de terrain liés au creusement [18]

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

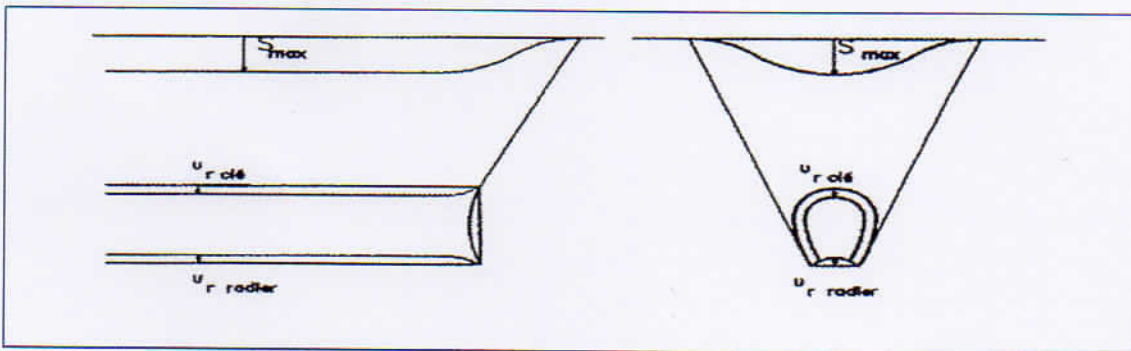


Figure 8.1. déplacement des contours de l'excavation

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

Ainsi, en cas de mauvais confinement des parois, les déplacements aux contours de l'excavation peuvent entraîner la création d'une zone en rupture en arrière du front. Si ce dernier n'est pas confiné de manière adéquate, cette zone peut se développer dès l'avant du front. La connaissance des risques de rupture au front de taille apporte, en même temps qu'une appréciation des conditions de sécurité immédiate pendant le creusement, des informations utiles à l'évaluation du potentiel 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.

8.3. Les méthodes de calcul des tassements :

A ce jour, la détermination théorique du champ de déplacements autour d'un ouvrage souterrain reste un problème délicat. Donner une représentation mathématique des phénomènes observés lors des travaux d'excavation est particulièrement complexe à cause du nombre élevé de facteurs à prendre en compte et du caractère tridimensionnel de la diffusion des déplacements dans un massif de sol.

L'équilibre d'un massif de sol perturbé par les travaux d'excavation (assimilé à un milieu continu sollicité par des efforts extérieurs) peut être décrit en utilisant, deux familles classiques de méthodes de résolution :

- les méthodes analytiques,
- les méthodes numériques par éléments finis.

Les **méthodes analytiques** reposent sur des hypothèses simplificatrices, à la fois pour la géométrie, la lithologie, les lois de comportement et pour la définition des conditions aux limites et initiales. La littérature scientifique fournit de nombreuses formulations analytiques. Le plus souvent les auteurs se sont intéressés à la définition du nouveau champ de contraintes provoqué par le creusement, rares sont ceux qui se sont préoccupés de la détermination de la distribution du champ de déplacement et des effets du temps, à cause de la complexité du calcul.

Les **méthodes numériques** du type éléments finis permettent en revanche la prise en compte d'hétérogénéité de couches, de lois de comportement plus sophistiqués et de conditions initiales et aux limites plus proches des conditions réelles. Elles sont en particulier très efficaces dans l'étude des milieux continus, surtout pour des problèmes non linéaires et les géométries et les phasages complexes.

8.4. Limitation des tassements :

Il serait évidemment plus satisfaisant de prévoir, avant le démarrage des travaux, toutes les précautions à prendre pour réduire au minimum les effets du creusement. Toutefois, cet optimum est difficile à atteindre, tant techniquement qu'économiquement, du fait des incertitudes qui demeurent lors des études sur le comportement des terrains à l'excavation et sur l'état du bâti.

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 :

8.4.1. Amélioration des conditions générales du projet

Lors de l'élaboration du projet, on se placera au mieux dans les conditions géométriques les moins défavorables vis-à-vis du tassement en recherchant :

- la hauteur de couverture la plus forte, sous réserve qu'un approfondissement de l'ouvrage ne conduise pas à traverser des horizons géologiques plus médiocres,
- l'inscription dans des couches de bonne qualité mécanique, sous réserve qu'elles soient d'épaisseur suffisante (un diamètre au moins au-dessus de la clé) ; en cas contraire, il est préférable de se situer sous la couche rigide et de profiter d'un effet de dalle plutôt que de la déstabiliser en creusant dedans,
- la section transversale la plus faible,
- le tracé le moins sinueux possible, pour les ouvrages creusés au tunnelier.

8.4.2. Amélioration du comportement des terrains

L'amélioration du comportement des terrains peut être obtenue par modification des caractéristiques mécaniques et/ou hydrauliques des terrains.

- **injections classiques** : l'injection en masse des terrains peut conduire à une augmentation de leur cohésion (injection de consolidation) et une diminution de leur perméabilité (injection d'étanchement).
- **jet-grouting** : le principe de la méthode consiste à projeter à très haute vitesse un jet de coulis à partir d'un train de tiges préalablement foré dans le terrain. Le jet de coulis, plus au moins fin et rapide selon les techniques, déstructure le terrain en place à une distance variable suivant la compacité de ce dernier. Le coulis se mélange au terrain déstructuré pour créer une colonne de sol stabilisé en place.
- **congélation** : le principe est de réaliser une coque ou une voûte de terrain gelé à l'extrados de l'excavation. Suivant l'importance du système de mise en froid, la section totale de l'ouvrage peut être gelée. La technique peut être employée dans pratiquement tous les terrains présentant des perméabilités inférieures à 10^{-3} m/s
- **drainage** : la maîtrise de gradients déstabilisateurs vers le front peut être obtenue par rabattement général depuis la surface ou par drainage depuis le front de taille. Dans le cas où les terrains sont susceptibles de tassement de consolidation ou dans celui où la mise hors d'eau serait un facteur de déstabilisation (remplissage karstique), le recours au drainage doit être précédé de l'établissement d'un bilan des conséquences possibles, avec ou sans drainage.

8.4.3. 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 chainages 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.

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.

8.4.4. Utilisation des pré-soutènements

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. 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.

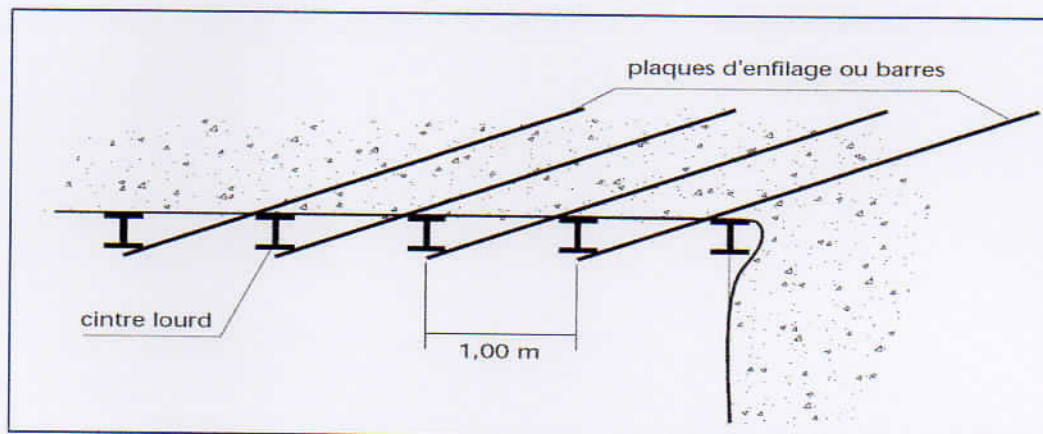


Figure 8.2. Enfilage en calotte

- **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. La voûte-parapluie classique, parfois associée à un renforcement du front, est formée soit de barres (\varnothing 32 ou 40 mm) ou de tubes injectés (\varnothing 90 à 250 mm), soit de colonnes de Jet-Grouting (\varnothing 30 à 60 cm). Dans la pratique ces voûtes sont coniques pour pouvoir être réalisées au front sans surexcavation et elles se recouvrent (Figure 8.3). Ce recouvrement dépend de la hauteur de la section et de la nature des terrains, il est recommandé qu'il ne soit pas inférieur à 3 m. La décompression du terrain lors de l'excavation d'une travée est limitée grâce à la création d'un arc longitudinal entre le front et le dernier cintre calé de la travée antérieurement excavée, il est clair que si l'efficacité du dispositif dépend de sa rigidité longitudinale, la qualité du calage des éléments longitudinaux est absolument primordiale.

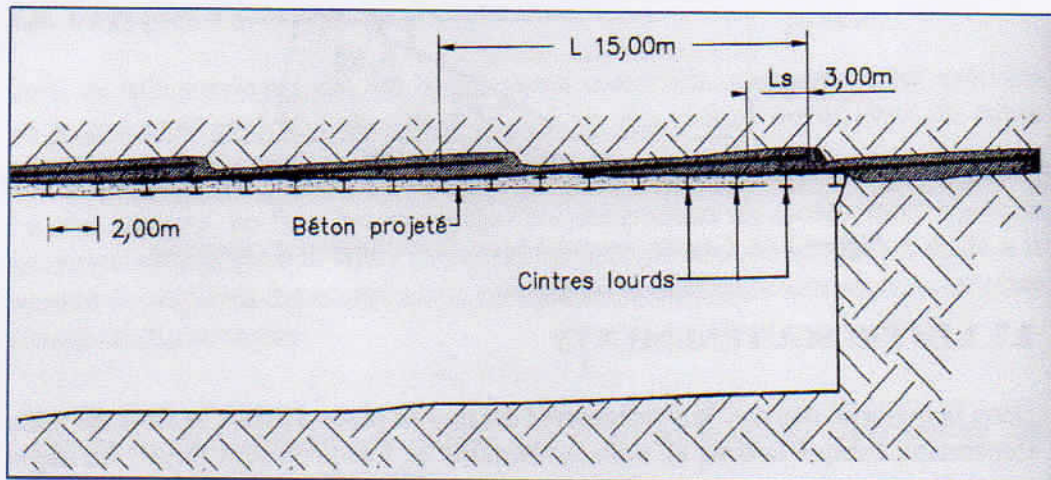


Figure 8.3. Voûte-parapluie

8.5. Stabilité du front de taille

L'étude de la stabilité du front de taille fournit des indications sur les mécanismes de rupture les plus probables et les paramètres à prendre en compte dans l'étude de la réponse du massif.

Dans cette partie on va étudier l'équilibre du front de taille par la méthode du professeur MURAYAMA décrite dans [12], cette dernière repose sur les principes fondamentaux suivant: l'estimation de la pression des terres au niveau de la clé de voûte du tunnel et l'équilibre de la masse des terres située devant l'ouvrage.

La surface de glissement utilisée est constituée d'une spirale, dont la tangente fait un angle de $\frac{\pi}{2} - \varphi$ avec le rayon vecteur, r_θ , et qui se développe entre la partie inférieure de l'ouvrage et le niveau de la clé de voûte du tunnel (figure 8.7.), l'angle entre les rayons extrêmes r_s et r_i étant égal à $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$.

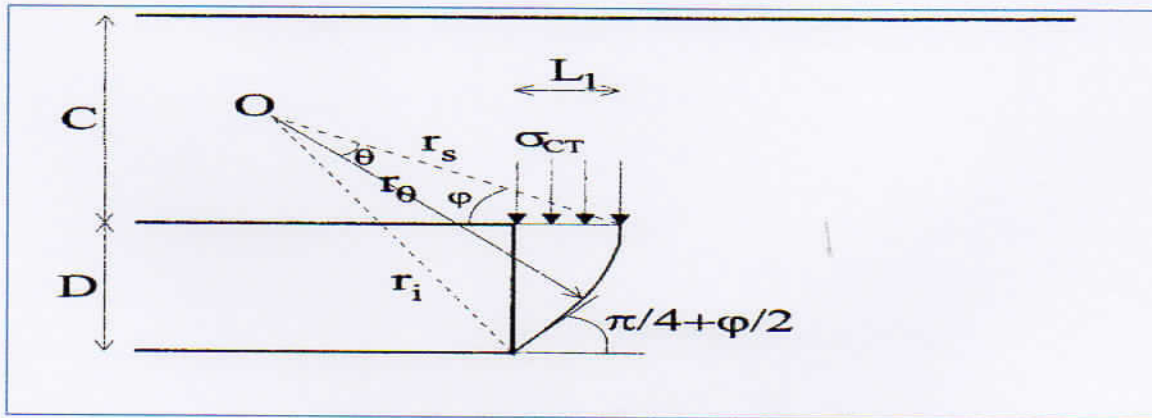


Figure 8.4. Schéma de la méthode de Murayama

Le facteur de sécurité est donné par :

$$F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}} \geq 1 \quad \dots \text{Eq. (8.1)}$$

Le moment moteur est donné par :

$$M_m = 2R^2 \times \gamma \times H + \frac{8}{3} \times \gamma \times R^3 \quad \dots \text{Eq. (8.2)}$$

Et le moment résistant est donné par:

$$M_r = 2\pi \times c \times R^2 \quad \dots \text{Eq. (8.3)}$$

a) Profil B

Caractéristique du terrain :

Tableau 8.1. Caractéristiques du terrain (Profil B)

| R[m] | H[m] | E [MPa] | C[KPa] | γ [KN/m ²] | φ |
|------|------|---------|--------|-------------------------------|-----------|
| 4.86 | 24 | 3500 | 350 | 28 | 52° |

Le moment moteur est égale à :

$$M_m = (\text{Colonne montante} + \text{cylindre}) = 2 \times 4,86^2 \times 28 \times 24 + \frac{8}{3} \times 28 \times 4,86^3 = 40315,82 \text{ KN. m}$$

Et le moment résistant est:

$$M_r = 2\pi \times 350 \times 4,86^2 = 51942,21 \text{ KN. m}$$

Par suite :

$$F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}} = 1,3 > 1$$

Le front de taille est stable.

b) Profil C

Caractéristique du terrain :

Tableau 8.2. Caractéristiques du terrain (Profil C)

| R[m] | H[m] | E [MPa] | C[KPa] | γ [KN/m ²] | φ |
|------|------|---------|--------|-------------------------------|-----------|
| 4,86 | 23,2 | 700 | 100 | 25 | 43° |

Le moment moteur est égale à :

$$M_{m=(\text{cylindre})} = \frac{8}{3} \times 25 \times 4,86^3 = 7652,75 \text{ KN.m}$$

Et le moment résistant est:

$$M_r = 2\pi \times 100 \times 4,86^2 = 14840,63 \text{ KN.m}$$

Par suite :

$$F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}} = 1,9 > 1$$

Le front de taille est stable.

8.6. Calcul des tassements

a) Calcul analytique

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

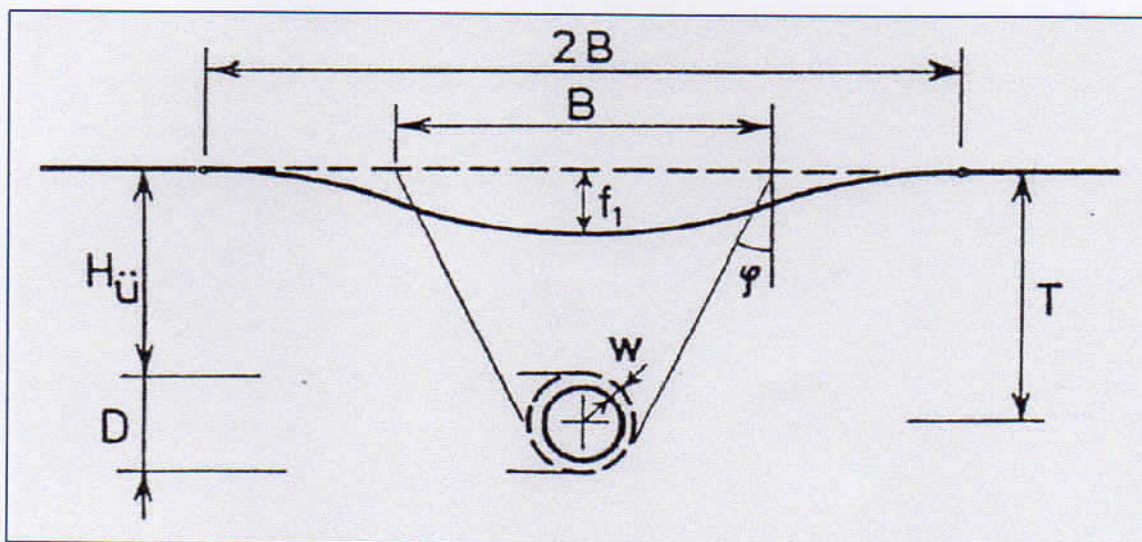


Figure 8.5. Hauteur de la dépression de tassement

La hauteur de la dépression de tassement f_1 est donné par :

$$f_1 = \frac{3\pi}{4} (p_0 + \gamma \times T) \frac{D^2}{B \times E} \quad \dots \text{Eq. (8.4)}$$

Où :

$$B = \frac{D}{\cos \theta} + \frac{2T}{\tan \theta} \quad \dots \text{Eq. (8.5)}$$

$$\varphi = \frac{\pi}{2} - \theta \quad \dots \text{Eq. (8.6)}$$

Tableau 8.3. Paramètres de calculs des tassements

| | |
|-----------|--|
| p_0 | charge supplémentaire de la surface |
| T | distance entre axe du tunnel et surface du terrain |
| γ | poids spécifique |
| φ | angle de frottement |
| E | module de Young du sol |
| D | diamètre du tunnel (bord extérieur du soutènement) |
| B | demi-largeur de la dépression de tassement |
| f_1 | hauteur de la dépression de tassement |

Profil B :

Tableau 8.4. Valeurs numériques des paramètres de calculs des tassements (Profil B)

| p_0 [KN/m ²] | T [m] | γ [KN/m ³] | φ | E [GPa] | D [m] |
|----------------------------|-------|-------------------------------|-----------|---------|-------|
| 10 | 28,86 | 28 | 52° | 3,5 | 9.72 |

$$\varphi = \frac{\pi}{2} - 52 = 38^\circ$$

$$B = \frac{D}{\cos \theta} + \frac{2T}{\tan \theta} = \frac{9.72}{\cos 38} + \frac{2 \times 28,86}{\tan 38} = 57.43 \text{ m}$$

$$f_1 = \frac{3\pi}{4} (p_0 + \gamma \times T) \frac{D^2}{B \times E} = \frac{3\pi}{4} (10 + 687) \frac{9,72^2}{57,43 \times 3,5 \times 10^6}$$

$$f_1 = 0,76 \text{ mm}$$

Profil C:

Tableau 8.5. Valeurs numériques des paramètres de calculs des tassements (Profil C)

| p_0 [KN/m ²] | T [m] | γ [KN/m ³] | φ | E [GPa] | D [m] |
|----------------------------|-------|-------------------------------|-----------|---------|-------|
| 10 | 28,86 | 25 | 43° | 0,7 | 9.72 |

$$\varphi = \frac{\pi}{2} - 43 = 47^\circ$$

$$B = \frac{D}{\cos \theta} + \frac{2T}{\tan \theta} = \frac{9,72}{\cos 47} + \frac{2 \times 28,86}{\tan 47} = 68,07 \text{ m}$$

$$f_1 = \frac{3\pi}{4} (p_0 + \gamma \times T) \frac{D^2}{B \times E} = \frac{3\pi}{4} (10 + 25 \times 28,86) \frac{9,72^2}{68,07 \times 0,7 \times 10^6}$$

$$f_1 = 3,02 \text{ mm}$$

b) Calcul numérique :

Le calcul numérique des tassements causés par le creusement du tunnel a été effectué par le logiciel PLAXIS, les champs des déplacements obtenus sont représentés dans les figures ci-dessous :

Profil B : Le tassement maximum observé à la surface est : $f_1 = 0,68 \text{ mm}$.

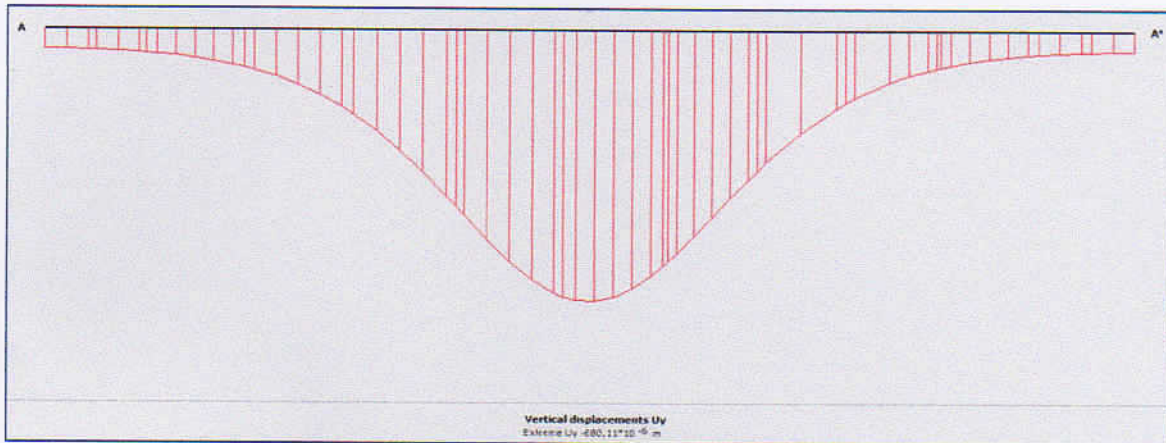


Figure 8.6. Tassement (Profil B)

Profil C : Le tassement maximum observé à la surface est : $f_1 = 1,25 \text{ mm}$.

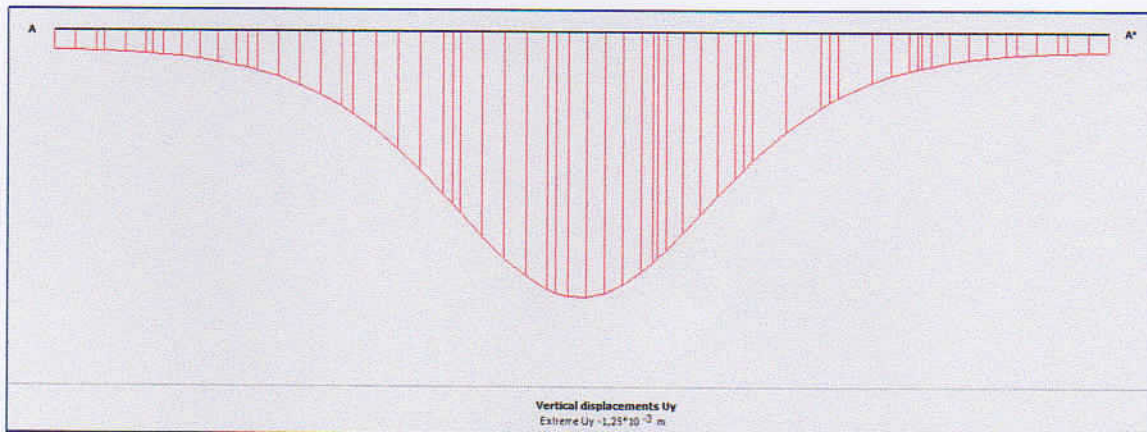


Figure 8.7. Tassement (Profil C)

Les résultats obtenus par les deux méthodes sont comparables et sont bien en deçà de la limite de sensibilité du bâti en surface qui est de l'ordre de 2 cm.

8.7. Instrumentation

L'instrumentation joue un rôle important tout au long de la construction de l'ouvrage et elle doit être pensée dès l'élaboration de celui-ci. Elle aide à comprendre d'une part, le comportement de ce dernier et d'autre part son incidence sur l'environnement. Elle permet :

- le calage des modèles théoriques de calcul aux observations faites in situ,
- la vérification de la bonne adaptation du soutènement-revêtement aux besoins réels et définition des adaptations nécessaires en fonction du comportement de l'ouvrage,
- l'ajustement des séquences de travail (rigidification progressive du soutènement-revêtement, distance entre demi-section et stross, délai de fermeture par contre-voûte dans les terrains difficiles),
- surveiller l'influence des travaux sur l'environnement : tassement en surface, report de charge sur des tunnels ou galeries voisins, rabattement de la nappe.

8.8. Conclusion

La création de nouveaux ouvrages souterrains ne va pas sans interférer avec le bâti sus-jacent et, de plus en plus, avec les ouvrages enterrés déjà existants.

Lié au sol par ses fondations, le bâti régira aux mouvements imposés par le creusement d'un ouvrage sous son emprise, ou à proximité, en fonction de sa géométrie, de son mode de construction et de l'état de sa structure.

Ce qui oblige le concepteur à prédire les mouvements du sol provoqué par le creusement du tunnel, mais aussi à connaître l'amplitude maximale des mouvements que peuvent supporter ces structures. A cet effet nous avons évalué les tassements en surface et à partir des résultats obtenus on peut conclure que le creusement de notre tunnel n'affecte pas la stabilité du bâti en surface.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'études a fait objet du dimensionnement d'un tronçon de tunnel inséré dans le projet de l'extension A de la ligne 1 du Métro d'Alger.

Au travers de ce travail on a découvert tout un monde de travaux de souterrains. Ce qui nous a permis d'approfondir, de compléter et de mettre en application les connaissances académiques acquises tout au long de notre cursus de formation au niveau de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.

L'aboutissement de cette étude peut se résumer dans ce qui suit :

Les conditions géologiques et hydrogéologiques ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, de soutènement et de revêtement. Ce qui nécessite de prévoir, dès l'origine du projet, tous les moyens pour obtenir une image, aussi complète que possible, des caractéristiques du massif à traverser.

La méthode d'exécution retenue doit principalement garantir l'équilibre et la pérennité de l'ouvrage pendant et après son exécution. Le choix de cette dernière est sans doute le point crucial du projet d'un point de vue financier et planning. Il doit être le fruit d'un long processus de réflexion dont le résultat est un compromis entre les exigences économiques, techniques et environnementales.

Afin de répondre à l'économie du projet, les profils de soutènements et de revêtements sont ramenés à un nombre aussi réduit que possible de profil-type répartis le long du linéaire du futur ouvrage en fonction notamment des conditions géologiques rencontrées.

L'utilisation des méthodes de prédimensionnement empiriques nous ont permis de définir en première approche le soutènement provisoire à appliquer aux différents profils.

Pour valider les solutions proposées, on a recouru en premier lieu à un calcul analytique à travers la méthode Convergence-Confinement. Cette dernière, nous a permis de définir les paramètres importants, notamment le taux de déconfinement, à introduire lors d'un calcul plus élaboré par la méthodologie des éléments finis.

La méthode de dimensionnement par Convergence-Confinement nous a permis de mettre en exergue le rôle du soutènement, qui ne consiste généralement pas à s'opposer à la déformation du terrain autour de la cavité mais à la limiter pour aboutir à un équilibre satisfaisant. Cette méthode permet aussi l'optimisation des caractéristiques et du coût du soutènement. Associée à l'auscultation pendant les travaux, elle autorise le contrôle et l'adaptation du soutènement aux conditions effectivement rencontrées sur le site.

L'utilisation d'un modèle numérique « Plaxis » pour l'application de la méthode convergence-confinement nous a permis de simuler chacune des étapes du creusement/soutènement et de contrôler pour chacune d'elles le dimensionnement des soutènements provisoires et des revêtements définitifs selon les normes en vigueur.

Conclusion générale

L'étude sismique effectuée conformément au règlement parasismique algérien des ouvrages d'art a montré que notre ouvrage résiste parfaitement aux efforts dus à l'action d'un éventuel séisme.

Les sollicitations dues à l'effort sismiques, de nature accidentelle, ne sont pas prépondérantes vis-à-vis des combinaisons classiques. A cet effet le ferrailage du revêtement définitif a été effectué avec la combinaison de charges la plus défavorable du cas statique.

Le revêtement définitif des tunnels est réalisé dans la grande majorité des cas en béton coffré. Cette solution est actuellement le meilleur compromis technique et économique pour la construction et l'exploitation de ces ouvrages.

Dans les zones fortement urbanisées, le creusement d'ouvrage peut engendrer des désordres importants aux structures existantes, avec des conséquences humaines et économiques non négligeables. Ainsi, dès la phase de projet, une estimation correcte des tassements est essentielle afin de concevoir les systèmes de soutènement et de présoutènement les plus adaptés au site où l'ouvrage va être réalisé. A cet effet nous avons évalué les tassements en surface et les résultats obtenus lors du calcul montrent que le creusement du tunnel n'affecte pas la stabilité du bâti en surface.

Références bibliographiques

- [1] Karoly SZECHY. (Traduit par J. WILHELM 1970), Traité de construction des tunnels, Dunod Paris, France.
- [2] Anne BOUVARD-LECOANET. Guy COLOMBET. François ESTEULLE (1998), Ouvrages souterrains (conception – réalisation – entretien), Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, France
- [3] Entreprise Métro d'Alger, Rapport géologique et géotechnique.
- [4] Recommandation de l'AFTES : Choix des techniques d'excavation mécanisés.
- [5] Pierre GESTA (1994), Travaux souterrains, Techniques de l'ingénieur, Articles encyclopédiques, Réf C 5 565, p 29 et 31-34.
- [6] Marc PANET (1995), Calcul des tunnels par la méthode Convergence-Confinement, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, France.
- [7] Recommandation de l'AFTES : Géométrie, béton, coffrage et bétonnage des revêtements définitifs.
- [8] Recommandation de l'AFTES : Réflexion sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains.
- [9] Recommandation de l'AFTES : Réflexion sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains.
- [10] Recommandation de l'AFTES : Choix d'un type de soutènement en galerie.
- [11] Recommandation de l'AFTES : La méthode de construction des tunnels avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage.
- [12] C. CHERCHALI (1993), Tunnel Tome I (Calcul Soutènement Provisoire), Office des Publications Universitaires, Algérie,
- [13] EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier : AFNOR NF, 1993.
- [14] EUROCODE 7 : Calcul géotechnique: AFNOR NF, 1997.
- [15] Document Technique Réglementaire (Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art « RPOA 2008 »), Ministère des Travaux Publics, Algérie, 161p.
- [16] Recommandation de l'AFTES : L'utilisation des règles et des normes générales de conception et de dimensionnement.
- [17] EUROCODE 2 : Calcul des structures en béton: AFNOR NF EN, 1992.
- [18] Recommandation de l'AFTES : Tassement liés au creusement des ouvrages en souterrain.
- [19] Manuel d'utilisation PLAXIS.

Annexe

Annexe : efforts interne de calcul du revêtement définitif

1. Effort normal :

▪ Voûte :

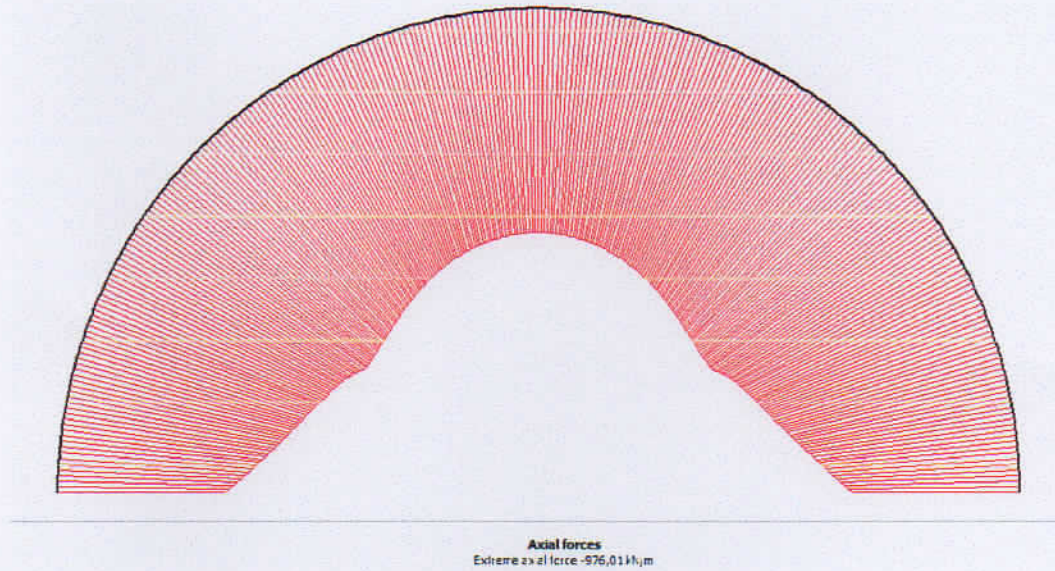


Figure 1 Diagramme de l'effort normal

L'effort normal maximum : $N_{\max} = 976.01 \text{ kN}$

▪ Piédroit :

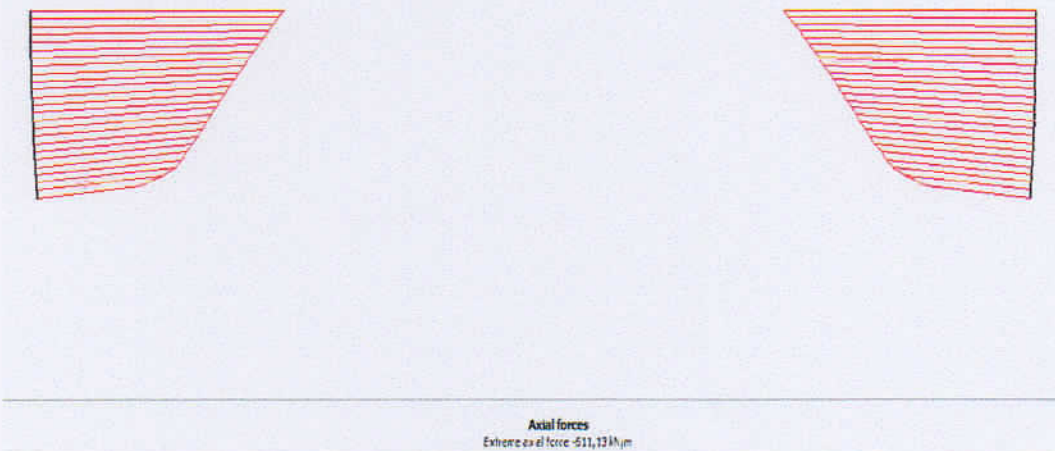


Figure 2 Diagramme de l'effort normal

▪ Radier :

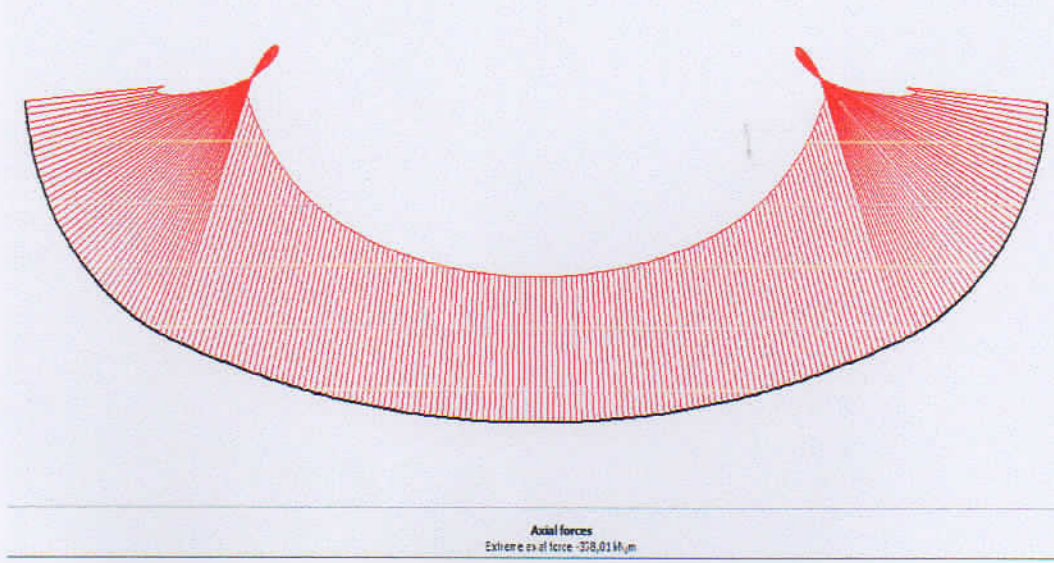


Figure 3 Diagramme de l'effort normal

L'effort normal maximum : $N_{\max} = 378.01 \text{ kN}$

2. Effort tranchant

▪ Voûte :

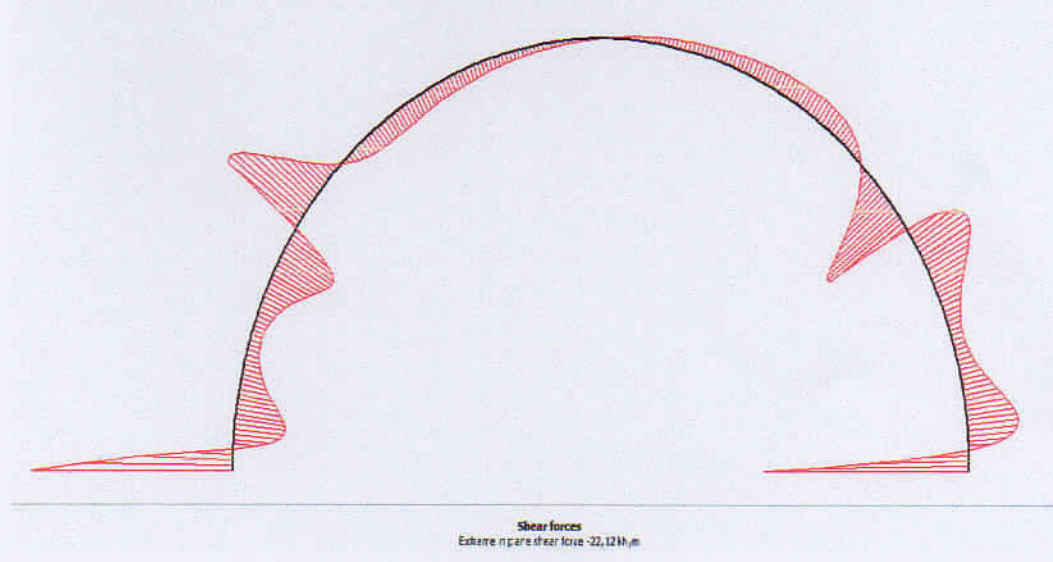


Figure 4 Diagramme de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximum : $T_{\max} = 22.12 \text{ kN}$

▪ **Piédroit :**

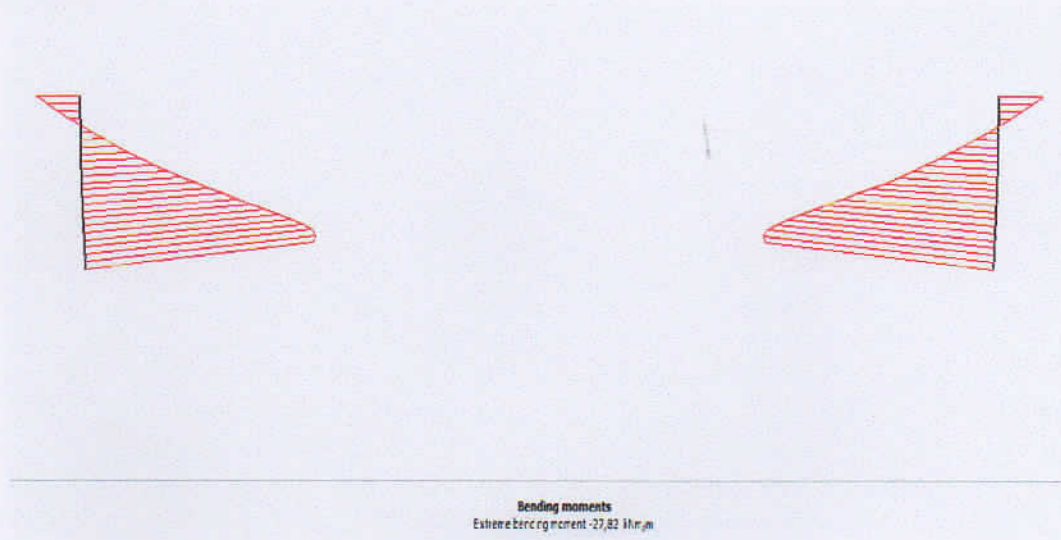


Figure 5 Diagramme du moment fléchissant

Le moment fléchissant maximum : $M_{\max} = 27.82 \text{ kN.m}$

▪ **Radier :**

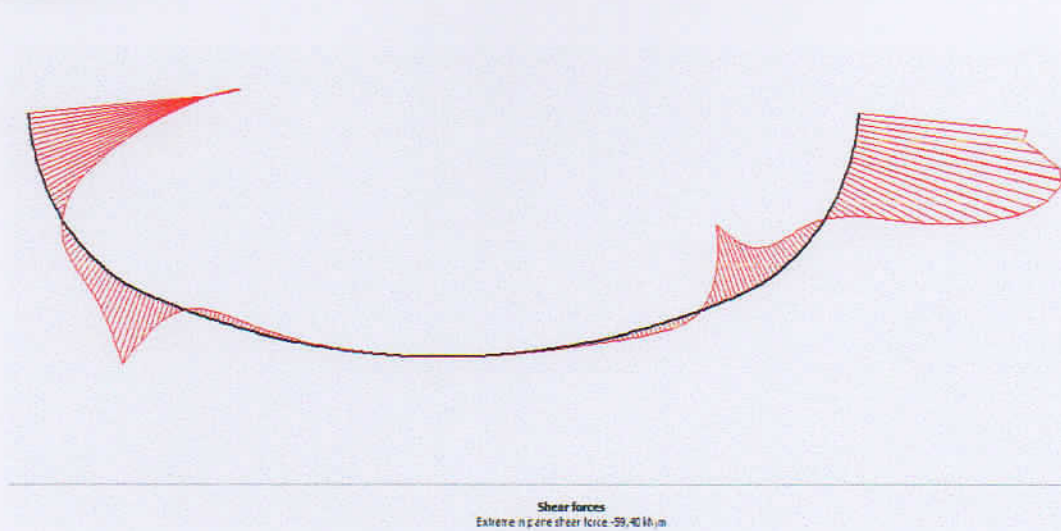


Figure 6 Diagramme de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximum : $T_{\max} = 59.40 \text{ kN}$

3. Moment fléchissant :

- Voûte :

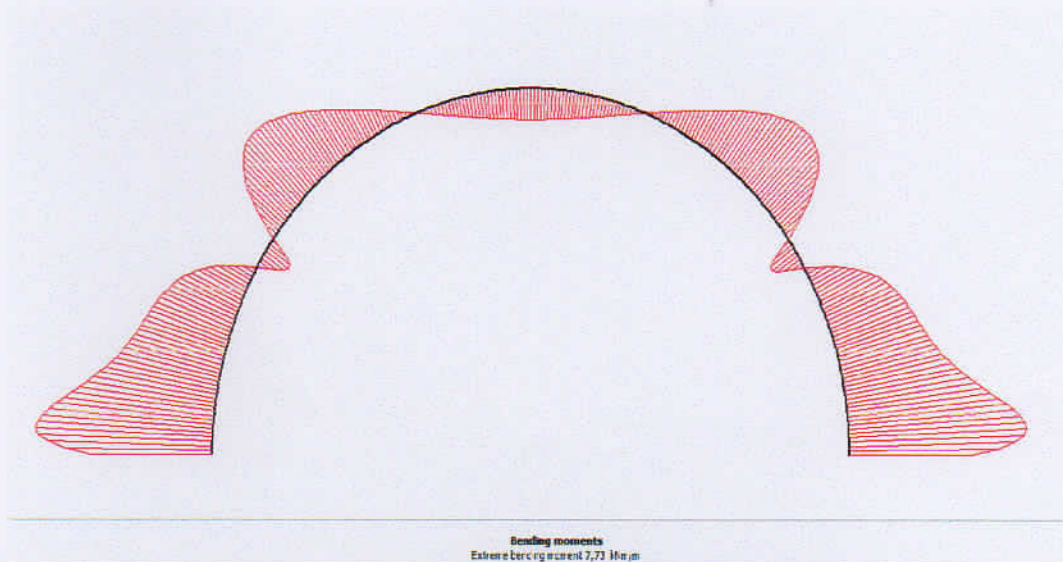


Figure 7 Diagramme du moment fléchissant

Le moment fléchissant maximum: $M_{\max} = 7.73 \text{ kN.m}$

- Piédroit :

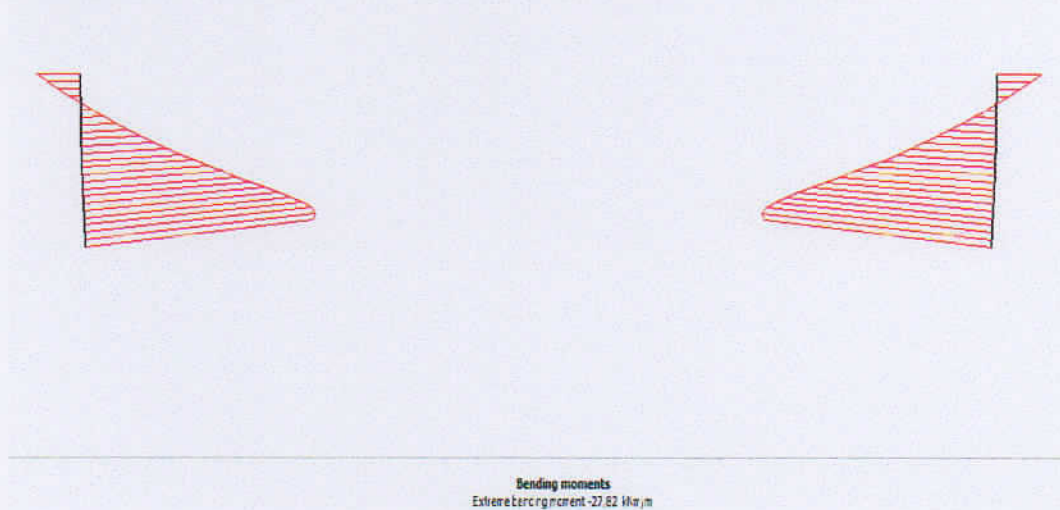


Figure 8 Diagramme du moment fléchissant

Le moment fléchissant maximum : $M_{\max} = 27.82 \text{ kN.m}$

- Radier :

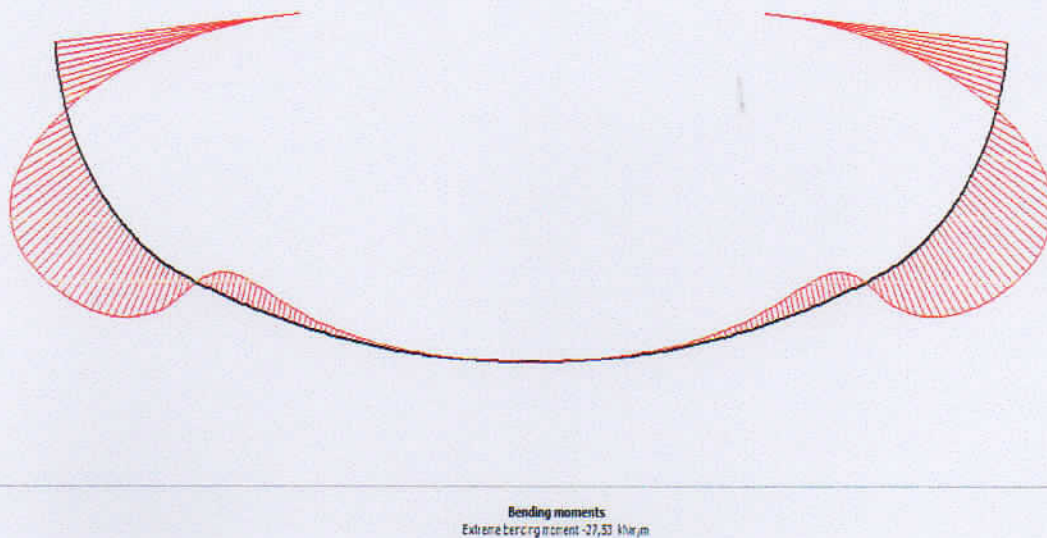


Figure 9 Diagramme du moment fléchissant

Le moment fléchissant maximum : $M_{\max} = 27.53 \text{ kN.m}$