

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



Département de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures (L.G.S.D.S)

Projet de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème

Etude du tunnel autoroutier de Bouzegza
-Autoroute EST-OUEST-

Réalisé par :

AMRANE Chahrazed

MAIRI Hadjira

Encadré par :

Mme. D. CHERID

Mme.H.MOUHABEDDINE

proposé par :

M.SETTOUF



Promotion JUIN 2012

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Pasteur Hassen Badi BP 182 El-Harrach
16200 Alger (Algérie)

REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude et remerciements vont à ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné force, patience, courage et volonté pour mener à bien et achever ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à M. A. SETTOUF, pour ses précieuses collaborations, ses conseils avisés ainsi que ses remarques pertinentes et qui a mis à notre disposition ses compétences afin de mener ce projet à terme.

Nous remercions aussi nos deux promotrices Mme D. CHERRID et Mme H. MOHABEDDINE, pour leur suivi durant l'évolution de ce travail.

Nous remercions également le président et les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de l'ENP qui ont contribué de près ou de loin à nos cinq années de formation.

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

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

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ma très chère mère et à mon père à qui je dois énormément, que dieu les préserve, ainsi qu'à mes deux grands frères et ma petite sœur pour leur soutien de tous les jours dans les moments difficiles.

Sans oublier tous mes amis(es).

Hadjira

Je dédie ce travail :

A celle qui m'a transmis la vie, l'amour, le courage, à toi chère maman toutes mes joies, mon amour et ma reconnaissance.

A Celui pour lequel je dois tout et je ne rendrais jamais assez, mon très cher père.

A celle qui a été toujours présente pour moi par son soutien et sa tendresse, ma très chère grand-mère, que dieu la préserve.

A ceux qui ont complété ma vie, mon cher frère Hakim et ma chère sœur Fatima.

A toute ma famille particulièrement ma tante Noura ainsi qu'à tous mes amis(es).

Chahrazed

الموضوع : دراسة نفق طريق سريع ببوزقزة -الطريق السريع شرق-غرب-

ملخص : إن الهدف من عملنا هو دراسة النفق ببوزقزة من خلال دراسة مقطعين، على مستوى المدخل الشرقي و في وسطه. تحقيقاً لهذه الغاية، قمنا بتحديد مختلف القوى من خلال تطبيق مختلف النظريات ودراسة التفاعل بين التربة والهيكل باستعمال طريقة التقارب و الاحتواء. باستخدام برنامج الروبوت قمنا بتحجيم الدعم المؤقت و التلبيس النهائي.

الكلمات المفتاحية : نفق، حفر، النمذجة، الدعم، التلبيس.

Sujet : Etude du tunnel autoroutier de Bouzegza -Autoroute Est-Ouest-

Résumé : L'objet de notre travail est l'étude du tunnel de Bouzegza à travers l'étude de deux sections, à l'entrée Est et en son milieu. A cet effet, nous avons déterminé les différentes pressions en appliquant différentes théories et étudié l'interaction sol-structure selon la méthode convergence-confinement. A l'aide du logiciel Robot nous avons dimensionné le soutènement provisoire et le revêtement définitif.

Mots clés : tunnel, creusement, modélisation, soutènement, revêtement.

Subject: Study of the motorway tunnel of Bouzegza -East-West highway-

Abstract: The purpose of our work is the study of the tunnel of Bouzegza through the study of two sections, at the entrance East and in the middle. To this end, we determined different pressures by applying different theories and studied the soil-structure interaction by using convergence-containment method. Using ROBOT software we have sized the temporary support and the final lining.

Key words: tunnel, digging, modeling, retaining, coating.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation du projet	
I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation de l'autoroute Est Ouest.....	3
I.3. Présentation de l'ouvrage.....	4
I.4. Présentation technique de l'ouvrage.....	5
I.4.1. Tracé en plan.....	5
I.4.2. Profil en long.....	6
I.4.3. Profil en travers.....	6
I.5. Conclusion.....	7
Chapitre II : Moyens de reconnaissance géologique, géotechnique et hydrogéologique	
II.1. Introduction.....	8
II.2. Reconnaissances géologiques et hydrogéologiques.....	8
II.2.1. Objectifs.....	8
II.2.2. Moyens de reconnaissances.....	8
II.3. Reconnaissances géotechniques.....	10
II.3.1. Objectifs.....	10
II.3.2. Moyens de reconnaissances géologiques.....	10
II.4. Galerie de reconnaissance.....	12
II.5. Aperçus sismique et tectonique sur la région du site.....	12
II.6. Données géologique, hydrogéologique et géotechnique au droit de l'ouvrage.....	13
II.6.1. Moyens de reconnaissances.....	13
II.6.2. Caractéristiques géologiques et géotechniques des sections étudiées.....	14
II.6.3. Conditions hydrogéologiques.....	14
II.7. Conclusion.....	15
Chapitre III : Méthodes de creusement	
III.1. Introduction.....	16
III.2. Processus de choix de la méthode de creusement.....	16
III.3. Méthode de creusement.....	17
III.3.1. Méthode à pleine section.....	17
III.3.2. Méthode à demi-section.....	18
III.3.3. Méthode à section divisées.....	19
III.4. Mode d'excavation des tunnels dans les roches.....	19
III.4.1. Creusement à l'explosif.....	19
III.4.2. Creusement mécanique des tunnels au rocher.....	21

III.5. Mode de creusement mécanisé des tunnels dans les terrains meubles	24
III.5.1. Les boucliers ouverts.....	24
III.5.2. Les boucliers à front pressurisés	25
III.6. La méthode de creusement adoptée à notre projet.....	26
III.7. Conclusion.....	27
Chapitre IV : soutènement provisoire	
IV.1. Introduction.....	28
IV.2. Types de soutènement.....	28
IV.2.1. Soutènement par boulons.....	28
IV.2.2. Soutènement par anneaux circulaires.....	31
IV.2.3. Béton projeté	33
IV.2.4. Les voûtes parapluies.....	36
IV.3. Modes d'action des soutènements.....	36
IV.3.1. Soutènement agissant comme support.....	37
IV.3.2. Soutènement agissant par confinement du terrain encaissant...	37
IV.3.3. Soutènement agissant par renforcement du terrain encaissant..	37
IV.4. Soutènement immédiat.....	38
IV.4.1. Principe de la méthode.....	38
IV.4.2. Caractéristiques de la méthode.....	38
IV.4.3. Avantages.....	39
IV.4.4. limites de la méthode.....	39
IV.5. Choix d'un mode de soutènement.....	40
IV.6. Mode de soutènement pour notre tunnel.....	40
IV.7. Conclusion.....	41
Chapitre V : calcul des charges	
V.1. Introduction.....	42
V.2. Les pressions souterraines.....	42
V.2.1. poussé de détente.....	42
V.2.2. Poussée géologique.....	44
V.2.3. Poussée de gonflement	44
V.3. Méthodes de détermination des charges agissantes sur un tunnel.....	45
V.3.1. Evaluation des charges verticales.....	45
V.3.2. Evaluation des charges horizontales.....	51
V.3.3. Evaluation des pressions agissantes au niveau du radier.....	53
V.4. Pression de l'eau souterraine.....	56
V.5. Charges et surcharges utiles.....	56
V.5.1. Charges intérieures.....	56
V.5.2. Charges provenant de la surface du terrain.....	56
V.6. Calcul des charges agissantes sur le soutènement de la section	

portail Est.....	57
V.6.1. Calcul de la contrainte verticale active agissante sur le soutènement provisoire.....	57
V.6.2. Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le soutènement provisoire.....	58
V.6.3. Calcul de la contrainte verticale active agissante sur le revêtement définitif.....	59
V.6.4. Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le revêtement définitif.....	60
V.6.5. Calcul de la contrainte active agissante sur le radier du revêtement définitif	62
V.7. Calcul des charges agissantes sur le soutènement de la section médiante.....	64
V.7.1. Calcul de la contrainte verticale active agissante sur le soutènement provisoire.....	64
V.7.2. Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le soutènement provisoire.....	65
V.7.3. Calcul de la contrainte verticale active agissante sur le revêtement définitif.....	66
V.7.4. Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le revêtement définitif.....	67
V.7.5. Calcul de la contrainte active agissante sur le radier du revêtement définitif	69
V.8. Détermination des pressions de gonflement.....	71
V.9. Pression des dièdres.....	72
V.9.1. Stabilité d'un dièdres.....	72
V.9.2. Charge des dièdres sur la section médiane.....	73
V.10. Conclusion.....	74
Chapitre VI : méthode convergence-confinement	
VI.1. Introduction.....	75
VI.2. Principe généraux de la méthode.....	76
VI.2.1. Comportement du massif.....	76
VI.2.2. Comportement du soutènement.....	77
VI.2.3. Optimisation du soutènement.....	77
VI.3. Domaine d'application.....	78
VI.4. Etapes de calcul d'un problème type.....	79
VI.5. Application de la méthode sur la section Est.....	81
VI.5.1. Courbe caractéristique du terrain.....	81
VI.5.2. Courbe caractéristique du soutènement.....	83
VI.5.3. Equilibre final.....	86

VI.6.	Application de la méthode pour la section médiane.....	87
VI.6.1.	Courbe caractéristique du terrain.....	87
VI.6.2.	Courbe caractéristique du soutènement.....	89
VI.6.3.	Equilibre final.....	91
VI.7.	Conclusion.....	92
Chapitre VII : Calcul du soutènement provisoire		
VII.1.	Introduction.....	93
VII.2.	Modélisation du soutènement provisoire.....	93
VII.2.1.	Méthode des réactions hyperstatiques.....	93
VII.2.2.	Modélisation du soutènement par le logiciel Robot.....	94
VII.3.	Etapas de vérification de contraintes.....	100
VII.3.1.	Répartition des efforts internes.....	100
VII.3.2.	Vérification des contraintes normales.....	101
VII.3.3.	Vérification des contraintes de cisaillement.....	102
VII.4.	Vérifications des contraintes pour la section Est.....	103
VII.4.1.	Le moment maximal et l'effort normal correspondant	103
VII.4.2.	L'effort normal maximal et le moment correspondant.....	104
VII.4.3.	Vérification au cisaillement.....	104
VII.5.	Vérification des contraintes pour la section médiane.....	105
VII.5.1.	Le moment maximal et l'effort normal correspondant.....	105
VII.5.2.	L'effort normal maximal et le moment correspondant.....	105
VII.5.3.	Vérification au cisaillement.....	106
VII.6.	Conclusion.....	106
Chapitre VIII : revêtement définitif		
VIII.1.	Introduction	107
VIII.2.	Fonction d'un revêtement	107
VIII.3.	Différents types de revêtement	107
VIII.3.1.	Revêtement en béton non armé	108
VIII.3.2.	Revêtement localement armé	108
VIII.3.3.	Revêtement totalement armé.....	108
VIII.4.	Réalisation du revêtement par plots	109
VIII.5.	Caractéristique du revêtement de notre tunnel	109
VIII.6.	Modélisation du revêtement	110
VIII.6.1.	Modélisation de la structure.....	110
VIII.6.2.	Modélisation des réactions du terrain	111
VIII.7.	Les sollicitations agissantes sur le revêtement	113
VIII.7.1.	Poids propre du revêtement	113
VIII.7.2.	Pressions des terres	113
VIII.7.3.	Les pressions de gonflement	113
VIII.7.4.	Les pressions des dièdres	113

VIII.7.5. Effet sismique	114
VIII.8. Les différentes combinaisons à étudier pour les deux sections	116
VIII.9. Efforts internes et ferrailage de la section Est	116
VIII.10. Efforts internes et ferrailage de la section médiane	118
VIII.11. Ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant	119
VIII.12. Armature de répartition	120
VIII.13. Schémas de ferrailages	121
VIII.14. Conclusion	122
Conclusion générale	123
Bibliographie	124
Annexe A	126
Annexe B	131

Liste des figures

Figure I.1 : tracé en plan de l'autoroute Est-Ouest	3
Figure I.2 : plan synoptique.....	5
Figure I.3 : profil en long du tunnel.....	6
Figure I.4 : profil en travers.....	7
Figure III.1 : creusement à section globale.....	18
Figure III.2 : creusement en demi-section.....	18
Figure III.3 : plan de tir.....	20
Figure III.4 : préparation d'un plan de tir.....	21
Figure III.5 : machine à attaque globale.....	22
Figure III.6 : machine à attaque ponctuelle	23
Figure III.7 : plan et coupes longitudinale et transversale des phases d'excavation en section divisée.....	26
Figure IV.1 : boulon à ancrage ponctuel.....	29
Figure IV.2 : mise en place d'un boulon à la résine.....	30
Figure IV.3 : soutènement par cintre.....	32
Figure IV.4 : voussoirs préfabriqués en béton armé.....	33
Figure IV.5 : projection par voie sèche.....	35
Figure IV.6 : projection par voie mouillée.....	35
Figure IV.7 : voûte parapluie emboîtées.....	36
Figure V.1 : processus d'affaissement du coin de voûte surmontant un souterrain	43
Figure V.2 : hypothèse de base de la théorie de poussée souterraine de TERZAGHI.....	46
Figure V.3 : pression s'exerçant sur des souterrains à grande profondeur d'après TERZAGHI	47
Figure V.4 : répartition de la poussée selon BIERBAUMER.....	47
Figure V.5 : théorie des poids des terres.....	49
Figure V.6 : répartition de la charge verticale d'après PROTODIAKONOV.....	49
Figure V.7 : répartition de la poussée selon l'expérience soviétique.....	52

Figure V.8 : répartition des contraintes selon RANKINE.....	53
Figure V.9 : calcul de la poussée au radier d'après TSIMBARIÉVITCH....	54
Figure V.10 : pression de gonflement horizontale asymétrique.....	71
Figure V.11 : pression de gonflement horizontale symétrique.....	71
Figure V.12 : pression de gonflement verticale au radier.....	72
Figure V.13 : pression de gonflement agissante sur toute la section.....	72
Figure V.14 : dièdre local centré maximal.....	73
Figure V.15 : dièdre local centré moyen.....	73
Figure V.16 : dièdre local décentré maximal.....	74
Figure V.17 : dièdre local décentré moyen.....	74
Figure VI.1 : galerie circulaire revêtue sous contrainte isotrope.....	75
Figure VI.2 : courbe de convergence.....	76
Figure VI.3 : courbe de confinement.....	77
Figure VI.4 : courbe de convergence-confinement.....	78
Figure VI.5 : courbe de convergence de la section Est.....	83
Figure VI.6 : courbe de confinement de la section Est.....	86
Figure VI.7 : courbe convergence-confinement de la section Est.....	87
Figure VI.8 : courbe caractéristique du terrain de la section médiane.....	89
Figure VI.9 : courbe caractéristique du soutènement de la section médiane	91
Figure VI.10 : courbe convergence-cinfinement de la section médiane.....	92
Figure VII.1 : ressorts horizontaux et verticaux.....	94
Figure VII.2 : ressorts radiaux.....	94
Figure VII.3 : vue 3D de la section équivalente.....	95
Figure VII.4 : modélisation des appuis des sections étudiées du soutènement provisoire	96
Figure VII.5 : la déformée du soutènement provisoire de la section Est.....	96
Figure VII.6 : diagramme du moment fléchissant du soutènement provisoire de la section Est	97
Figure VII.7 : diagramme de l'effort normal du soutènement provisoire de la section Est	97
Figure VII.8 : diagramme de l'effort tranchant du soutènement provisoire	98

de la section Est.....	
Figure VII.9 : la déformée du soutènement provisoire de la section médiane.....	98
Figure VII.10 : diagramme du moment fléchissant du soutènement provisoire de la section médiane	99
Figure VII.11 : diagramme de l'effort normale du soutènement provisoire de la section médiane.....	99
Figure VII.12 : diagramme de l'effort tranchant du soutènement provisoire de la section médiane	100
Figure VIII.1 : modélisation du revêtement définitif	111
Figure VIII.2 : vue en 3D du revêtement	111
Figure VIII.3 : modélisation des appuis du revêtement définitif	112
Figure VIII.4 : schéma de ferrailage du revêtement définitif de la section Est	121
Figure VIII.5 : schéma du ferrailage du revêtement définitif de la section médiane	121
Figure VIII.6 : ferrailage de section droite de la partie Est	122
Figure VIII.7 : ferrailage de section droite de la partie médiane	122

Liste des tableaux

Tableau II.1 : classification et propriétés géotechniques des terrains rencontrés.....	14
Tableau IV.1 : cintres lourds les plus utilisés	31
Tableau V.1 : coefficient de résistance des roches (f) selon PROTODIAKONOV	50
Tableau V.2 : données de la section Est.....	57
Tableau V.3 : récapitulatif des poussées agissantes au niveau de la section Est.....	63
Tableau V.4 : données de la section médiane.....	64
Tableau V.5 : récapitulatif des poussées agissantes au niveau de la section médiane	70
Tableau VI.1 : caractéristiques du terrain de la section Est.....	81
Tableau VI.2 : courbe caractéristique du terrain de la section Est.....	82
Tableau VI.3 : caractéristiques du soutènement de la section Est.....	83
Tableau VI.4 : caractéristiques du terrain de la section médiane.....	87
Tableau VI.5 : courbe caractéristique du terrain de la section médiane.....	89
Tableau VI.6 : caractéristiques du soutènement de la section médiane.....	89
Tableau VII.1 : données du soutènement.....	95
Tableau VII.2 : calcul de la section équivalente.....	95
Tableau VII.3 : répartition des efforts internes dans le soutènement Est	103
Tableau VII.4 : les efforts repris par les éléments du soutènement de la section Est	103
Tableau VII.5 : répartition des efforts internes dans le soutènement médiane.....	105
Tableau VII.6 : les efforts repris par les éléments du soutènement de la section médiane	105
Tableau VIII.1 : caractéristiques du béton de revêtement.....	109
Tableau VIII.2 : caractéristiques des aciers du revêtement	110
Tableau VIII.3 : modélisation du revêtement	110
Tableau VIII.4 : pressions des terres appliqué sur le revêtement des deux sections	113

Tableau VIII.5 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section Est sous cas 1	116
Tableau VIII.6 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section Est sous cas 2	117
Tableau VIII.7 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section Est sous cas 3	117
Tableau VIII.8 : ferrailage adopté pour la section Est	117
Tableau VIII.9 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section médiane sous cas 1.....	118
Tableau VIII.10 : efforts internes maximaux et ferrailages de la section médiane sous cas 2.....	118
Tableau VIII.11 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section médiane sous cas 3	118
Tableau VIII.12 : ferrailage adopté pour la section médiane	119
Tableau VIII.13 : ferrailage de la section Est vis-à-vis de l'effort tranchant	120
Tableau VIII.14 : ferrailage de la section médiane vis-à-vis de l'effort tranchant	120

Il a toujours été plus difficile de réaliser un ouvrage en souterrain qu'à l'air libre. Ces réalisations qui demandèrent un effort important et présentèrent des dangers évidents ; éboulement, enfouissement, inondation des chantiers, etc, furent créées dans des buts divers.

Dans les temps antiques, l'homme a creusé des canaux, des aqueducs et des passages souterrains servant au transport des personnes, des animaux et des biens. Au moyen-âge, l'homme a conçu des galeries de liaison secrète dans les châteaux-forts. Par la suite, le développement des ouvrages souterrains à conduit à la naissance de l'industrie des mines.

L'évolution de la société humaine a entraîné, surtout, une augmentation considérable des besoins de communications et de transports. Depuis l'homme ne pouvait pas rester indifférent devant les avantages qu'offraient les tunnels pour répondre à ces besoins.

Les tunnels sont devenus les ouvrages essentiels des diverses constructions souterraines construites à l'époque moderne à des fins de communications les plus variées, puisque on a continué à construire des tunnels de plus en plus spectaculaires dans les conditions les plus extrêmes.

De nos jours, c'est plutôt la nécessité d'avoir un meilleur profil en plan qui conduit à la construction de tunnels. La diversité des reliefs traversés par les routes et autoroutes a entraîné la nécessité de réaliser des tunnels routiers et autoroutiers aussi divers et complexe en raison de leurs importances dans, le tracé notamment, d'un projet d'aménagement d'un réseau routier.

En Algérie, dans le cadre de la réalisation de l'autoroute EST-OUEST, sept tunnels ont été envisagé vu l'importance de cette axe routier et la diversité du relief traversé. Les deux tunnels de Bouzegza ont été exécutés pour le franchissement des montagnes au niveau du tronçon routier Larbatache-Lakhdaria.

Ce présent projet intitulé « Etude du tunnel autoroutier de Bouzegza –Autoroute Est-Ouest-» a pour objet d'étudier le tunnel TII de Bouzegza traversant la montagne « Zbarbar » avec une couverture de terrain atteignant les 170 mètres et une longueur de 1750 mètres.

On commencera, dans les premiers chapitres, par une présentation bibliographique qui servira comme support théorique à une étude d'un ouvrage tel que le tunnel.

On enchainera dans le premier chapitre par la présentation de l'ouvrage, puis en deuxième chapitre, on présentera les moyens de reconnaissance employés pour déterminer les caractéristiques géologique, hydrogéologique et géotechnique du site de l'ouvrage.

Dans le troisième chapitre, on citera les différentes méthodes de creusement et les modes d'excavation des tunnels, suivi du quatrième chapitre, donnant les techniques de soutènement possible. Ce qui nous mènera à un choix du mode de creusement et de soutènement approprié pour notre tunnel.

Dans le cinquième chapitre, on citera les différentes pressions dues au terrain encaissant qui peuvent survenir ainsi que les différentes méthodes et théories de détermination des charges agissantes sur le tunnel.

On abordera au sixième chapitre, la vérification du soutènement avec la méthode convergence-confinement et à l'aide du logiciel Robot, on le modélisera et on le vérifiera dans le septième chapitre.

Cet outil informatique, nous permettra de modéliser le revêtement ainsi que de déterminer le ferrailage nécessaire dans le huitième chapitre.

On finalisera ce travail par une conclusion générale.

I.1 Introduction

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a connu une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette augmentation a engendré une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile. Les différentes études ont montré l'obligation de soutenir le réseau existant, d'une capacité supplémentaire d'accueil de 40 à 50 milles véhicules par jour entre Annaba et Tlemcen, avant l'horizon 2010.

Ces données ont poussé les responsables à la réalisation du projet du siècle pour l'Algérie qui est l'autoroute Est-Ouest, qui va donner un nouveau souffle pour l'économie du pays d'une part et faciliter le trafic routier d'autre part.

L'importance de l'axe routier et la diversité du relief traversé, ont imposé la réalisation de plusieurs ouvrages d'art qui vont faire face aux différents obstacles rencontrés, notamment sur le tronçon Larbaatache-Lakhdaria sur 27 Km qui comprend plusieurs viaducs d'accès et quatre tubes de tunnels. Le tube nord du tunnel TII fera l'objet de notre présente étude.

I.2 Présentation de l'autoroute Est-Ouest [16]

L'autoroute Est-Ouest Algérienne est une composante essentielle de l'autoroute Maghrébine, longue de 7000 Km, qui s'étend de Nouakchott, capitale Mauritanienne jusqu'à la frontière Est Libyenne, en passant par le Maroc et la Tunisie.

En Algérie, elle se développe sur un linéaire de 1216 Km et est divisée en trois lots : les lots Est, Centre et Ouest. Cet autoroute assure la liaison entre Annaba et Tlemcen avec la desserte des principaux pôles en touchant directement 24 wilayas comme : El Taref, Annaba, Constantine, Sétif, Bordj Bou Arreridj, Bouira, Alger, Blida, Ain Defla, Chlef, Rélizane, Oran (par une pénétrante), Sidi Bel Abbès et Tlemcen.



Figure I.1 : tracé en plan de l'autoroute Est-Ouest

De part sa dimension, l'Autoroute Est-Ouest constitue un projet d'intérêt national, dont les effets bénéfiques sont multiples :

- ✓ Répondre à la demande du trafic ;
- ✓ Augmenter le gain de temps pour les usagers ;
- ✓ Donner un essor aux échanges intermaghrébins ;
- ✓ Redynamiser l'activité du secteur travaux publiques ;
- ✓ Créer environ 100 000 emplois pendant les phases de réalisation ;
- ✓ Création d'un nouvel espace rentable et attractif pour l'investissement.

✚ Les caractéristiques du projet de l'autoroute Est-Ouest

Linéaire :	1216 Km
Profil en travers :	2x3 voies
Vitesse de base :	100 à 120 Km/h
Nombre d'échangeurs :	60 échangeurs environ (avec pré-option de péage)
Equipements :	Aires de repos, stations service, relais routiers et centres d'entretien et d'exploitation de l'autoroute.

Notre projet portera sur l'étude du tunnel TII réalisé dans le cadre du projet Autoroute Est-Ouest enjambant les deux wilayas Boumerdes et Bouira.

I.3 Présentation de l'ouvrage

Le tunnel étudié est situé dans le lot centre de l'autoroute Est-Ouest qui va de la wilaya de Chlef jusqu'à la wilaya de Bordj Bou Arreridj. Cette structure franchit le col séparant le bassin de l'oued Had du bassin de Oued Bouzegza de Boumerdes, dans la zone de basses collines, il traverse la montagne de Zbarbar sur le tronçon Larbatache-Lakhdaria. Il est constitué de deux tubes (nord, sud), de 160m² de section, d'une longueur de 1750 mètres, avec une couverture de terrain qui atteint 170mètres. La distance entre axes des deux tubes varie entre 36 et 50 mètres.



Figure I.2 : plan synoptique

I.4 Présentation technique de l'ouvrage

I.4.1 Tracé en plan

Le tracé en plan du tunnel dépend du tracé de l'autoroute Est-Ouest, de la géologie et de l'hydrogéologie des terrains traversés.

Il se peut qu'un tracé ait des modifications au fur et à mesure de l'avancement des travaux par suite de :

- ✓ L'irruption des eaux en quantités importantes au cours de la construction ;
- ✓ D'accidents géologiques ;
- ✓ Croisement perpendiculaire des cours d'eaux qui peuvent être néfastes à l'ouvrage du point de vue chargement ;
- ✓ De l'implantation incorrecte des têtes du tunnel ;
- ✓ La nature des terrains traversés.

Le tube Nord du tunnel étudié commence du côté Ouest du P.K 140+553 au P.K 142+302 côté Est soit d'une longueur de **1749 mètres** et le tube Sud commence du côté Ouest du P.K 140+566 au P.K 142+280 côté Est soit d'une longueur de **1714 mètres**. La vitesse de référence pour la conception est de 80km/h.

1.4.2 Profil en long [1]

En profil en long, le tunnel monte avec une pente de 0,5 % à partir du portail Ouest et une pente de 4% à partir du portail Est.

Ce choix a été conditionné par :

- ✓ La nature de terrain à traverser ;
- ✓ L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités ;
- ✓ La présence des accidents géologiques ;
- ✓ L'épaisseur de la couverture ;
- ✓ La présence d'eau ;
- ✓ L'emplacement qui nécessite une étude particulière, permettant d'éviter autant que possible des zones instables et les zones humides.

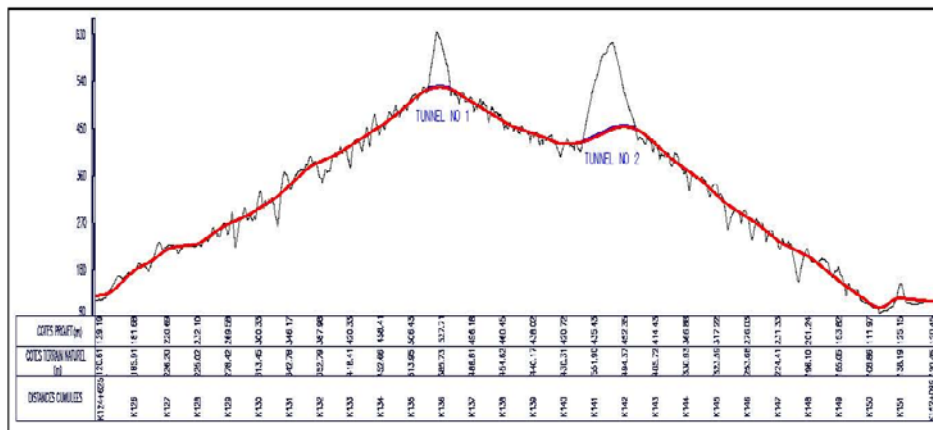


Figure I.3 : profil en long du tronçon Larbaatache-Lakhdaria [2]

1.4.3 Profil en travers

La définition géométrique du profil en travers résulte de la recherche de la forme optimale permettant de satisfaire les exigences relatives :

- ✓ Aux dispositions constructives induites;
- ✓ Aux conditions de stabilité imposées par la qualité géo-mécanique du terrain encaissant; dans un terrain très déformable ou soumis à des contraintes importantes, il sera recherché la forme la plus circulaire possible.

Pour notre projet on a opté pour une section circulaire vu les caractéristiques du terrain et les méthodes de travail adoptées.

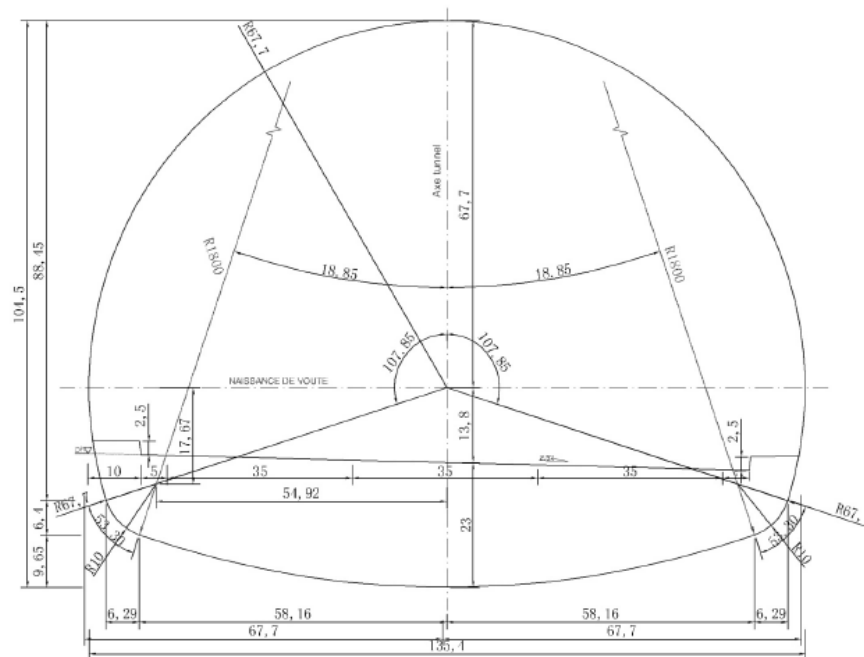


Figure I.4 : profil en travers de l'intrados du tunnel [3]

I.5 Conclusion

Notre étude portera sur le dimensionnement de deux sections afin de donner une solution meilleure et optimale pour le dimensionnement du tunnel. La première section se situe à l'entrée Est du tunnel avec une couverture de 30 mètres et la deuxième est la section médiane avec 170 mètres de couverture. Afin d'entamer une telle étude, une reconnaissance du site est toujours indispensable.

II.1 Introduction

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 imposée par les exigences géologiques.

Parmi les travaux préliminaires devant obligatoirement précéder la construction d'un tunnel, le plus important est sans doute la reconnaissance des conditions géologiques. La réponse du terrain au creusement dépend, bien sur, en premier lieu de la nature géologique et des caractéristiques géo-mécaniques du matériau encaissant ; mais aussi des conditions hydrogéologiques, des méthodes d'exécution (excavation et soutènement), ainsi que de la profondeur de l'ouvrage.

On citera dans ce qui suit les différents moyens de reconnaissances employés dans les études et les travaux préliminaires lors de l'exécution d'un tunnel et on résume les résultats obtenus de ces moyens employés dans l'étude du tunnel TII.

II.2 Reconnaissances géologiques et hydrogéologiques

II.2.1 Objectifs [1]

L'objectif des reconnaissances et études géologiques et hydrogéologiques est de fournir les données suivantes :

- ✓ Historique géologique et tectonique du massif ainsi que la géologie régionale ;
- ✓ Structure du massif ;
- ✓ Inventaire et localisation des accidents (failles, plissage, zones fracturées, ...) ;
- ✓ Les formations aquifères et les terrains imperméables ;
- ✓ Le régime hydraulique (nappes, circulation souterraines, ...) ;
- ✓ Les réseaux karstiques éventuels.

II.2.2 Moyens de reconnaissances [1]

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

✓ L'inventaire des données géologiques et hydrogéologiques existantes

Il est indispensable de réunir la quasi-totalité des données et documents existants sur le massif étudié. Il comporte, en général ;

- ❖ Cartes géologiques et photographies aériennes ;
- ❖ Documents climatiques et météorologiques ;
- ❖ Documents et études géologiques et hydrogéologiques existants ;
- ❖ L'inventaire des éléments concernant la tectonique ;
- ❖ Inventaire des circulations souterraines ;
- ❖ Archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ;
- ❖ Relevés de carrières souterraines.

✓ Levés géologique et hydrogéologique de surface comporte

Le géologue doit les effectuer avec le plus grand soin et doivent comporter :

- ❖ Levé des affleurements ;
- ❖ L'étude des discontinuités et la description des accidents de surface ;
- ❖ Levé des sources, puits,...etc ;
- ❖ Levé des zones d'infiltration ;
- ❖ Les mesures de débit des sources, puits ...etc.

✓ Géophysique

Les prospections géophysiques complètent le levé géologique et hydrogéologique. Les méthodes les plus employées pour les études des ouvrages souterrains sont la sismique réfraction et la résistivité électrique. Elles donnent des estimations globales sur l'épaisseur des zones altérées, la structure du massif, position des nappes...etc.

✓ Télédétection

Son but est la recherche, d'une manière générale, de toutes les informations à caractère structural telles que failles anciennes, failles actives, cavités souterraines naturelles, ...etc.

✓ Sondages

Les renseignements tirés des sondages sont les plus précieux car ils permettent d'identifier la nature du terrain et de prélever des échantillons. Mais, ils ne fournissent que des informations ponctuelles qui sont en général insuffisantes. Les résultats des sondages doivent permettre la confirmation des hypothèses, concernant la structure du massif et l'environnement hydrogéologique de l'ouvrage projeté, faites à partir du levé géologique et hydrogéologique.

Géologiquement parlant les sondages sont directement utilisés pour déterminer la nature du sol ou de la roche et le degré de fissuration de cette dernière.

Hydrologiquement parlant les sondages permettent l'observation des venues d'eau dans les forages et les traces de circulation d'eau repérées sur les carottes, la pose des piézomètres pour préciser les niveaux des nappes, de faire des essais in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité ...etc).

II.3 Reconnaissances géotechniques

II.3.1 Objectifs [1]

Les reconnaissances et études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie. Elles permettent de préciser la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage, enfin de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et /ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

II.3.2 Moyens de reconnaissances géotechniques [1]

✓ Inventaires des données existantes

- ❖ Documents et études donnant des indications sur les caractéristiques mécaniques des sols et des roches dans des conditions analogues ;
- ❖ Archives de construction d'ouvrages souterrains situés à proximité ou dans des massifs similaires.

✓ Géophysique

Les modules dynamiques sont reliés aux vitesses sismiques des ondes longitudinales et transversales. Ils peuvent être déterminés par des essais sismiques simples à l'échelle de la dizaine de mètres par les méthodes «cross-hole», «down-hole» et «up-hole» entre deux forages.

✓ Sondages

Les sondages vont permettre d'effectuer des mesures in situ et des prélèvements d'échantillons pour des essais au laboratoire. Les principaux essais et mesures in situ sont

- ❖ Les diagraphies en forage : elles donnent des informations sur les paramètres physiques des terrains. Le principal intérêt des diagraphies est d'effectuer de nombreuses corrélations, par exemple pour localiser des accidents particuliers ou préciser le détail de structures;
- ❖ L'essai de pénétration statique donne des informations utilisables, dans le cas d'un tunnel foré dans un sol ou une roche meuble et sous faible couverture, pour le dimensionnement des têtes ouvrages;
- ❖ Dans les sols et les roches tendres, l'essai pressiométrique permet de définir trois paramètres qualitatifs des terrains, à savoir le module de déformation, la pression de fluage et la pression limite.

✓ Essais de laboratoire

On se limitera à citer les essais les plus utilisés dans le cadre des reconnaissances des ouvrages souterrains, pour :

❖ Sols

- Essais d'identification : masse volumique, teneur en eau naturelle, indices des vides, limites d'Atterberg, granulométrie, sédimentométrie...;
- Pour déterminer les caractéristiques mécaniques: essais de compression simple, essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œnométriques, essais de gonflement.

❖ Roche

- Essais d'identification : densité sèche, porosité, teneur en eau naturelle, vitesse du son... ;

- Essais de compression simple, mesures du module d'Young et du coefficient de poisson, essais Franklin et brésilien pour la détermination des caractéristiques mécaniques de la roche ;
- Essais de cisaillement à la boîte pour la détermination des caractéristiques de joints. Essais triaxiaux, essais de gonflement, essais d'altérabilité, analyses minéralogiques pour les roches tendres;
- Essais particuliers (abrasivité, forabilité...) nécessaires pour le choix de machine à forer.

Il faut retenir que la validité des résultats de tous ces essais est liée à la qualité des échantillons prélevés et à leur représentativité. Les spécifications techniques concernant ces prélèvements doivent donc être clairement définies dès le début des reconnaissances.

II.4 Galerie de reconnaissance

Véritable préfiguration de l'ouvrage final, une galerie de reconnaissance permet :

- ✓ D'évaluer au mieux les difficultés de réalisation de l'ouvrage projeté ;
- ✓ L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologique détaillé ;
- ✓ Observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type de venues d'eau (ponctuelles ou diffusées), la mesure des débits en fonction de l'avancement du front de taille et des conditions météorologiques ;
- ✓ Les essais et mesures géotechniques in situ ;
- ✓ Les mesures de déformations ;
- ✓ Les prélèvements d'échantillons pour essais de laboratoire.

La galerie de reconnaissance permet ainsi d'obtenir toutes les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques nécessaires à l'établissement d'un projet d'exécution détaillé.

II.5 Aperçus sismique et tectonique sur la région du site [4]

Le tunnel TII se situe au nord du noyau de l'anticlinale de Bounashene. Il est traversé par une faille. Le tracé est située en bordure et le long de la mer Méditerranée, se trouvant dans la zone de convergence des plaques africaines et eurasiennes et se déplaçant à une vitesse de 4 à 5mm /année.

Selon le règlement DTRB-C2-4 « Règles Parasismiques Algériennes » (RPA99/Version 2003), les travaux du tronçon Larbaatache-Lakhdaria sont classés 1A (travaux importants). Ils doivent satisfaire aux besoins de la sécurité publique et à la défense nationale. Selon le plan de zone de la sismicité, la wilaya de BOUIRA appartient à la zone IIa, la wilaya de BOUMERDES appartient à la zone IIb-III selon le RPOA.

II.6 Données géologique, hydrogéologique et géotechnique au droit de l'ouvrage

On présente dans cette partie une synthèse des conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques issues des reconnaissances sur le tunnel TII pour les deux sections étudiées.

II.6.1 Moyens de reconnaissance [4]

En fonction des objectifs fixés en combinaison avec les caractéristiques géologiques du site du tunnel, on a utilisé les méthodes classiques de reconnaissance telles que le levé géologique, les sondages carottés, les essais mécaniques in situ, les essais en laboratoire ainsi que les essais géophysiques.

- ✓ Le levé géologique a permis la différenciation des continuités et discontinuités des surfaces structurelles et des fissurations au voisinage du tunnel ;
- ✓ La prospection géophysique a été menée dans les sondages à l'aide des moyens combinatoires tels que les ondes sismiques réfractées.
- ✓ Les sondages effectués dans cette phase sont au nombre de neuf (09) au total, dont huit (08) carottés et un (01) pressiométrique, ce dernier a été effectué à la tête Ouest du tunnel, pour une profondeur de 24,20 m, avec 23 points de mesure ;
- ✓ Les essais en laboratoire ont permis d'identifier les différentes roches ainsi que leurs paramètres géo-mécaniques.

II.6.1 Caractéristiques géologiques et géotechniques des sections étudiées [4]

✓ Section Est (couverture 30m ; PK 142+030)

Les roches enclavantes sont composées d'argilite, fortement à totalement altérés, intercalés de fines couches de grès avec une diaclase développée. Le stratum rocheux est incliné vers le nord avec un angle variant entre 60-70°. La roche est instable et se détache facilement de la voûte.

✓ Section médiane (couverture 170m ; PK141+400)

Les roches constituant cette zone sont composées des grès, faiblement altérés, intercalés localement de schistes argileux à diaclases développées. Le stratum rocheux est incliné vers le nord avec un angle assez élevé faisant généralement 77°.

Les caractéristiques géotechniques des deux sections sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Classification et propriétés géotechniques des terrains rencontrés

Section	Couverture du terrain (m)	Valeur RMR	Classe du rocher	γ (KN/m ³)	ν	C (KPa)	ϕ (°)	E (MPa)
Est	30	< 15	V	21	0.3	5	18	170
Médiane	170	30 à 40	III	23	0.3	100	35	1000

NB : La classe du rocher est donnée par la classification de Bieniawski (voir annexe A).

II.6.1 Conditions hydrogéologiques [4]

L'eau souterraine se trouvant dans les diaclases des roches est principalement interstitielle. La profondeur du niveau d'eau varie en fonction des précipitations atmosphériques, faible durant la saison pluviale et devient plus importante en saison sèche. Cette eau est drainée sous forme de sources, c'est le cas au niveau du portail Est où il y a eu une venue d'eau.

II.7 Conclusion

Le but recherché par les moyens de reconnaissances, est la détermination de la structure géologique du site et des cours d'eau pour une meilleure implantation de l'ouvrage et un choix adéquat pour les méthodes d'exécution et de dimensionnement.

Les données obtenues par l'étude de reconnaissances ont été réajustées avec les nouvelles données géologiques et géo-mécaniques obtenus lors des travaux d'exécution. L'ensemble des résultats a permis d'identifier les terrains encaissants du tunnel TII et d'avoir les paramètres nécessaires pour un bon choix de méthode de creusement et de soutènement.

III.1 Introduction

Toute construction dépend du lieu où elle va être réalisée. Pour les tunnels, il faut prendre en compte diverses données. Les procédés d'exécutions doivent être adaptés le mieux possible aux caractéristiques du sol. La bonne connaissance des différentes techniques du creusement constitue une base importante pour pouvoir comprendre la réponse du terrain lors de son creusement.

Les techniques utilisées pour le choix de la méthode de creusement des tunnels ont fortement évolué ces dernières décennies grâce à l'amélioration en qualité et en quantité des études de reconnaissances géotechniques, géologiques et des conditions hydrogéologiques, ainsi que la mécanisation des travaux d'abattage et de soutènement.

Dans cet objectif, ce chapitre présentera les différentes méthodes de creusement des tunnels, ainsi que les modes d'excavations possibles. En fonction des différentes données, on aboutira à un choix pour le mode et la méthode de creusement adaptée à notre tunnel.

III.2 Processus de choix de la méthode de creusement [5]

Le choix résulte, en première phase, d'un compromis entre les exigences :

- ✓ du terrain encaissant ;
- ✓ du site et de l'environnement ;
- ✓ de la géométrie ;
- ✓ du procédé de construction lui-même.

Cette démarche, plus ou moins détaillée selon la complexité du projet étudié, aboutit à deux ou trois variantes techniques possibles. La règle est alors en priorité l'étude de ceux, parmi ces deux ou trois procédés de construction, qui assurent le mieux possible et dans un ordre décroissant d'importance :

- ✓ la sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction;
- ✓ une uniformité de méthode sur toute la longueur de l'ouvrage (car les changements nécessitant l'amenée de nouveaux matériels sont toujours longs et coûteux);
- ✓ la souplesse d'emploi (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles);

- ✓ la limitation des nuisances engendrées sur l'environnement en site urbain notamment.

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critères liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises, à l'économie du projet tels que :

- ✓ conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés, niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expériences acquises...);
- ✓ insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution ;
- ✓ coût de la solution et aléas correspondants.

III.3 Méthode de creusement

Généralement le choix de la méthode de creusement d'une section de front est commandé par les dimensions de la section et par la qualité du terrain. De ce fait, on distingue trois méthodes de creusement :

III.3.1 Méthode à pleine section [1]

Cette méthode de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue, lorsque leur section n'est pas trop importante, pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque ponctuelle. Dans le cas contraire la méthode nécessite de gros engins et devient extrêmement couteuse.

La rapidité de cette méthode facilite l'organisation du chantier, car elle permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement.

Les déblais sont exécutés par tranche horizontale en commençant par le haut. L'inconvénient est que leur évacuation nécessite plusieurs reprises. En cas de rencontre d'accident de terrain cette technique requiert une adaptation très difficile.



Figure III.1 : creusement à section globale

III.3.2 Méthode à demi-section [1]

Cette méthode consiste à creuser la section du front de taille en deux temps, en premier temps la demi section supérieure du tunnel (CALLOTE) qui peut atteindre 5 à 6 mètre de hauteur, on la met en sécurité avec la pose d'un soutènement provisoire (cintres et bétonnage) puis en deuxième temps, on creuse la moitié inférieure (STROSS). Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vue de la dimension réduite de front de taille. Le revêtement définitif est généralement mis en place après que l'excavation de la totalité de la section ait été réalisée.



Figure III.2 : creusement en demi-section

III.3.3 Méthode à sections divisées [1]

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excaver est importante, ou dans le cas d'un mauvais terrain qui ne permet pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi section.

Son application est longue et couteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode.

Avec un creusement en sections devisées, chaque phase de travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites, d'où la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la décompression des terrains sus-jacents est limitée.

III.4 Moyens d'excavation des tunnels dans les roches

III.4.1 Creusement à l'explosif [1, 6]

✓ Principe d'action

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique. La poudre noire (salpêtre + charbon + soufre) fut longtemps utilisée, avant que n'apparaissent des produits plus performants, tels que 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.

Les modèles à retard contiennent une poudre intermédiaire de longueur variable, dite retardatrice. Ceci permet à plusieurs détonateurs mis à feu simultanément de faire détonner les charges auxquelles ils sont reliés avec un décalage dans le temps.

En général on réalise au maximum deux sections dites demi-supérieur et demi-inferieur avec un décalage suffisant pour attendre la stabilisation des convergences.

✓ Plan de tir

Le plan de tir est le plan d'implantation des forages où sont introduits les explosifs. Y figurent également les différents retards des détonateurs. Le choix d'un plan de tir est d'une grande importance dans la réalisation d'un tunnel, tant par ses aspects économiques que techniques.

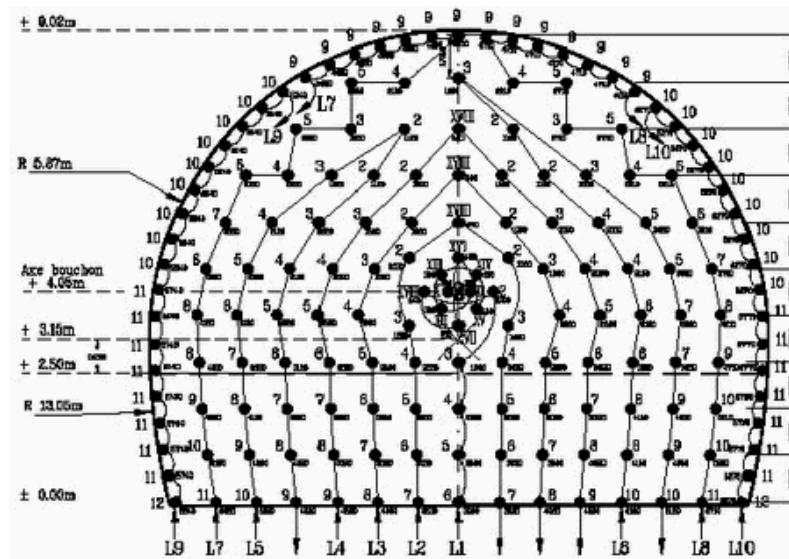


Figure III.3: plan de tir

D'une manière générale, l'explosif en souterrain doit être utilisé comme un outil de découpage de la roche et non comme une « bombe ». Mal conduit, le creusement à l'explosif ébranle trop violemment le rocher, d'où une fissuration très importante induite par le tir avec pour conséquence un soutènement très lourd pour stabiliser les parois de l'excavation.

La première étape d'un plan de tir consiste à créer une cavité initiale en direction de laquelle on pourra abattre la roche : c'est le rôle du tir bouchon. De nombreux modèles de bouchons ont été utilisés, les bouchons à trous parallèles tendent à se généraliser.

La section est ensuite élargie par étapes successives. Enfin on procède au découpage du parement en voûte, piédroits et radiers avec les forages de réglage et de relevage.

Pour les tirs en galerie, on utilise habituellement des retards ordinaires. Pour les tunnels de grande section, on utilise également des microretards.



Figure III.4 : préparation d'un plan de tir

III.4.2 Creusement mécanique des tunnels au rocher [1]

L'abattage mécanique des tunnels au rocher s'est développé principalement à partir des années 50. Depuis 1970, les machines correspondantes, appelées machines à forer, sont devenues capables d'excaver les roches les plus dures.

Les caractéristiques des machines à forer existantes sont très variées par la nature de leurs outils et la puissance disponible. Elles peuvent rencontrer des limitations économiques si leur rendement est trop faible ou si l'usure des outils est trop forte. Aussi, un projet de tunnel avec machine à forer nécessite des reconnaissances spécifiques à ce mode d'abattage du rocher

L'usage a consacré la classification des machines à forer au rocher en deux grandes familles, à savoir les machines à attaque globale TBM et les machines à attaque partielle ou ponctuelle BTM.

III.4.2.1 Machines à attaque globale TBM (Tunnel Boring Machine) [1]

Ce type de machine attaque en une seule passe la totalité de la section. Elles possèdent le plus souvent à l'avant un plateau circulaire, d'un diamètre sensiblement égal à celui de la galerie, tournant autour d'un axe confondu avec celui de la galerie. Ces machines sont conçues pour excaver des galeries circulaires avec un diamètre déterminé.

Lorsque le plateau est fermé l'accès au front de taille est difficile et son observation est impossible pendant l'exécution. Lorsqu'il s'agit de roche dure et lorsque le revêtement n'est pas mis en place à l'avancement, l'appui est généralement constitué par des patins appuyés directement contre la paroi du tunnel creusé, s'il s'agit de terrain peu résistant il est nécessaire d'utiliser un anneau de réaction qui est bloqué au terrain sur toute sa périphérie et sur lequel s'appuient les vérins longitudinaux. Cet anneau est généralement constitué par le revêtement préfabriqué mis en place à l'avancement.

Pour ce type de machine l'évacuation des déblais s'effectue le plus souvent par rails.



Figure III.5: machine à attaque globale

- ✓ **Avantages et inconvénients des machines à attaque globale au rocher**
 - ❖ Une machine à attaque globale est utilisée pour des excavations de section circulaire de diamètre limité. Contrairement à une machine d'attaque ponctuelle qui est utilisée pour des excavations de formes et dimensions variées ainsi que leur réemploi sur d'autres chantiers est facile et plus fréquent.
 - ❖ La rapidité d'exécution est une caractéristique importante des machines à attaque globale. Tout de même, le rendement peut chuter considérablement dès que les caractéristiques du massif rocheux varient par rapport à celle pour lesquelles la machine a été conçue.

- ❖ La cadence d'avancement maximum d'une machine à attaque globale est limitée par la cadence d'évacuation des déblais et, lorsque cela est nécessaire, par la cadence de mise en place du revêtement.
- ❖ Avec une machine à attaque globale, les hors profils sont très réduits, voire pratiquement éliminés dans les bon terrains.

III.4.2.2 Machine à attaque partielle ou ponctuelle BTM (Boom Type Machine) [1]

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 ». Elle se constitue d'une 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, l'ensemble des organes sont portés par un châssis automoteur le plus souvent mû par des chenilles.

Les machines à attaque partielle doivent le plus souvent se déplacer pour balayer tout le front de taille. De plus, elles peuvent terrasser une section de forme quelconque visible à l'endroit choisi en permanence et laissent libre l'accès au front.

L'expérience montre que l'emploi de ce type de machines doit se limiter à l'excavation des roches de dureté moyenne.



Figure III.6 : machine à attaque ponctuelle

III.5 Mode de creusement mécanisé des tunnels dans les terrains meubles [1, 5]

Les machines conçues pour forer les tunnels dans les sols et les terrains meubles et aquifères sont appelées « bouclier ». Un bouclier est constitué principalement d'un cylindre métallique horizontal dont les deux extrémités sont laissées ouvertes. Les divers cycles de travail de la construction d'un tunnel à l'aide du bouclier sont donc les suivants :

- ✓ Excavation, évacuation des déblais et étayage du profil sur une longueur déterminée;
- ✓ avancement du bouclier à l'aide de vérins s'appuyant sur le tronçon de tunnel achevé;
- ✓ mise en place d'un nouvel anneau de revêtement dans l'espace libéré;
- ✓ injections et travaux d'étanchement du cuvelage.

La partie avant du bouclier est munie d'une trousse coupante destinée à pénétrer dans le terrain au pourtour de l'excavation. La progression de la machine est généralement assurée par une série de vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière.

Les boucliers comportent un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement qui doit être mis en place immédiatement derrière. Ce revêtement est le plus souvent constitué de voussoirs préfabriqués.

De ce point de vue, on peut distinguer deux types de boucliers.

III.5.1 Les boucliers ouverts [1]

Laissant le front visible et accessible. Ils ne sont bien sûr utilisables que lorsque la stabilité du front est assurée naturellement dans des conditions satisfaisantes, soit parce que les terrains présentent une résistance suffisante (sols cohérents raides, sols granulaires avec cohésion), soit parce que l'on se situe en conditions favorables vis à vis des pressions hydrostatiques (tunnel au-dessus de la nappe ou avec une faible charge). Cependant, la stabilité du front de taille dans les terrains de tenue médiocre n'est à priori pas améliorée par ce type de boucliers. C'est pour cette raison que certains d'entre eux sont équipés de panneaux mobiles plaqués contre le front de taille, ce qui assure un blindage partiel du front.

III.5.2 Les boucliers à front pressurisé [17]

Les boucliers à front pressurisé sont des machines qui assurent un soutènement frontal et latéral (à front pressurisé), on peut distinguer :

✓ Les boucliers à air comprimé

Pour lesquels l'air comprimé améliore la stabilité du front de taille et limite le débit d'exhaure lorsque le forage a lieu sous la nappe. Utilisée depuis longtemps, cette méthode permettait d'équilibrer les pressions hydrostatiques (lorsqu'elles n'étaient pas trop fortes) par de l'air comprimé pressurant la totalité du tunnel. Le principal avantage de cette technique réside en l'extraction de déblais secs facilement évacuables.

L'expérience montre que ce type de bouclier reste difficile à utiliser dans les terrains perméables et peu cohérents sous la nappe ou si le diamètre du tunnel est grand.

L'utilisation de ce procédé doit être réservée à de petits ouvrages, en terrain homogène sous pression d'eau modérée. En dehors de ces conditions favorables, les risques de désordres en tous genres et d'échec sont élevés.

✓ Les boucliers à bentonite

La boue bentonitique en pression assure à la fois la stabilité du front de taille et le transport des déblais. La technique pression de boue permet un excellent équilibre du front de taille, soumis à une pression croissante de haut en bas. En règle générale la boue est constituée d'eau, de terrain naturel et de bentonite nécessaire à la formation du cake et au maintien en suspension des déblais dans le circuit de marinage.

La bonne maîtrise de la qualité de la boue et le contrôle de la pression de confinement permet de diminuer le tassement de surface. Par contre, les désavantages de cette méthode sont les coûts élevés des stations de séparation et de traitement de la boue et la consommation importante de boue.

III.6 La méthode de creusement adopté à notre projet

Le site de notre ouvrage est constitué de roche de classe moyenne à très médiocre. La faible longueur de notre tunnel (inférieure à 2km) nous conduit à écarter la méthode de creusement en pleine section et à éliminer l'utilisation du mode de creusement mécanisé avec une machine d'attaque global et procéder à l'excavation conventionnelle.

Il a fallu chercher une méthode de construction adapté au terrain et aux moyens des entreprises et qui puisse assurer à la fois une bonne mise en œuvre et garantir un maximum de sécurité aux cours des travaux avec un rendement économique.

Sous ces conditions, la solution retenue pour répondre au besoin du projet est le creusement en section divisée au niveau du portail Est et le creusement en demi section au niveau de la section médiane aux moyens de machine d'attaque ponctuelle et d'explosifs de part et d'autre des portails du tunnel.

Le creusement en section divisé se fait suivant le procédé d'excavation en trois gradins comme suit :

- ✓ Excavation de la calotte avec merlon ;
- ✓ Excavation du stross I supérieur ;
- ✓ Excavation du stross II inférieur.

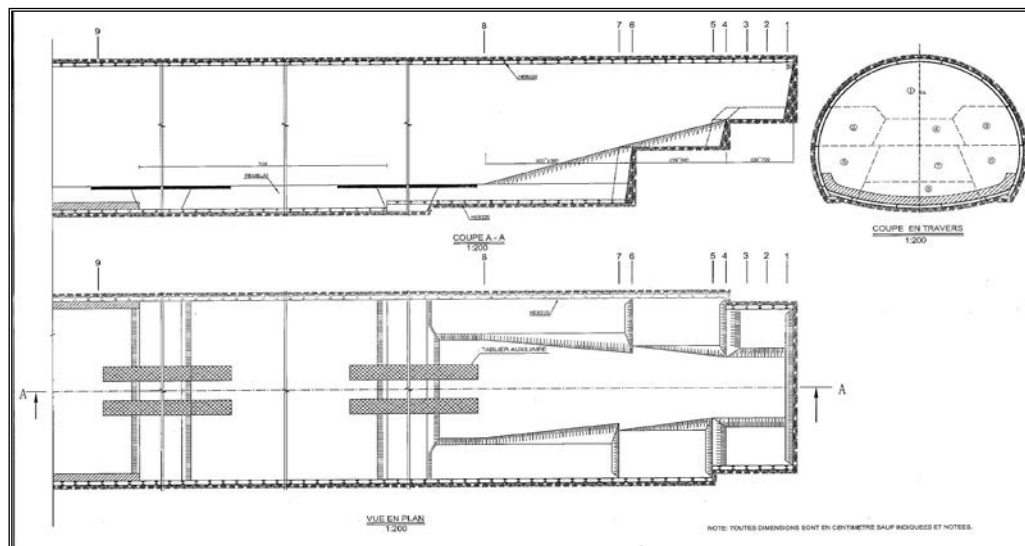


Figure III.7 : Vue en plan et en coupes longitudinale et transversale des différentes phases d'excavation en section divisée

III.7 Conclusion

La solution retenue pour le creusement du tunnel TII tient compte des différents paramètres cités au paravent dans le processus du choix de la méthode de creusement, principalement du terrain encaissant, des dimensions du tunnel, et surtout de la sécurité de l'ouvrage pendant sa construction. En général, le dernier paramètre n'est assuré que par la mise en place d'un soutènement convenable.

IV.1 Introduction

D'une façon générale, le principal danger qu'entraîne le creusement d'un tunnel est un relâchement ou une relaxation des terrains le surmontant qui tendent à combler l'excavation en cours. Ce phénomène dénommé décompression se manifeste par un fléchissement des couches supérieures et des parois latérales. Ce phénomène peut s'avérer dangereux pour le tunnel lui-même ainsi que pour le personnel qui y travaille.

Afin de palier aux problèmes causés par la décompression du terrain et assurer la stabilité des parois d'excavation lors du creusement du tunnel, on a généralement recours à l'utilisation d'un soutènement provisoire qui reprend les efforts dus à la libération des contraintes dans le sol à court terme.

IV.2 Types de soutènements

On peut distinguer quatre (04) catégories principales de soutènements:

- ✓ Les boulons, qui arment le terrain, sont associés ou non au béton projeté et apportent aux parois de l'excavation une pression radiale rendant, en quelque sorte, le terrain apte à se soutenir ;
- ✓ Le soutènement par anneaux qui sont placés à l'intérieur de l'excavation pour constituer le soutien des parois (cintres, voussoirs) ;
- ✓ Le béton projeté est souvent associé à d'autres éléments de soutènement ;
- ✓ Les voûtes-parapluie qui peuvent être considérées comme une technique de pré - soutènement.

IV.2.1 Soutènement par boulons [8]

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques de longueur comprise entre 1,50 et 6 mètres. Elles sont placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre.

Suivant leur configuration, il existe plusieurs types de boulons.

IV.2.1.1 Boulons à ancrage ponctuel [8]

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse, figure IV.1) qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage.

En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté. Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées.

Les boulons à ancrage ponctuel sont auto-serrants, c'est-à-dire qu'ils se mettent automatiquement en tension sous l'effet de l'expansion des terrains.

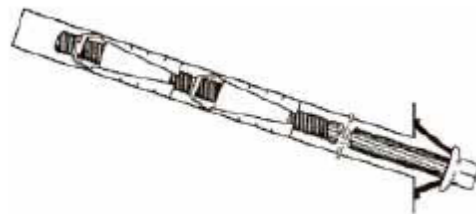


Figure IV.1 : Boulon à ancrage ponctuel

IV.2.1.2 Boulons à ancrage réparti [8]

Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement.

Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans des roches bien plus tendres que les boulons à ancrage ponctuel (craies ou marnes). Par contre, ils sont d'une mise en œuvre plus délicate que les boulons à ancrage ponctuel et leur emploi est déconseillé et parfois impossible si les venues d'eau sont abondantes.

Suivant la nature et le mode de mise en œuvre du produit, on distingue plusieurs types de boulons :

✓ Les boulons avec scellement à la résine

Dans ce cas, on utilise des cartouches cylindriques adaptées au diamètre du trou et contenant, sous deux enveloppes séparées, la résine (de type polyester) et le catalyseur correspondant. Après nettoyage du trou et introduction des charges de résine, on enfonce le boulon dans le trou par poussage et rotation simultanés en utilisant la perforatrice. La résine et son catalyseur, libérés de leurs enveloppes et mélangés, occupent le volume annulaire entre les parois du trou et le bouchon et durcissent au bout d'un délai d'une quinzaine de minutes en général.

Les boulons scellés à la résine ne sont pas recommandés en présence d'eau en raison des aléas de polymérisation de la résine.

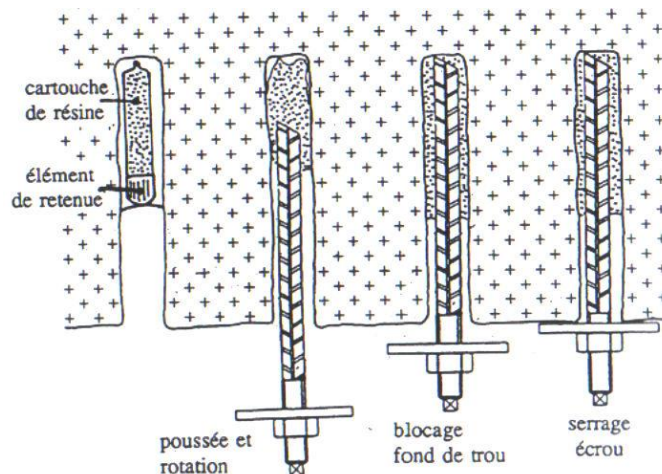


Figure IV.2 : Mise en place d'un boulon à la résine

✓ Les boulons avec remplissage préalable au mortier

Avant la mise en place de la barre, un mortier de ciment est injecté dans le trou et introduit depuis le fond par un tube. Le mortier injecté par une pompe repousse le tube vers l'extérieur du trou. Le mortier doit être à prise rapide et à haute résistance. La barre est enfoncée à l'aide d'un marteau vibreur. En fin d'opération, le mortier doit être surabondant et ressortir en tête par l'espace annulaire entre le boulon et le rocher.

Cette méthode est recommandée dans les terrains fissurés ou hétérogènes où les trous forés sont mal calibrés.

IV.2.2 Soutènement par anneaux circulaire [8]

Parmi les différents soutènements entrant dans cette catégorie, on utilise le plus fréquemment des cintres et des voussoirs.

IV.2.2.1 Cintres [8]

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques, disposés dans la section transversale de l'ouvrage. 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.

Selon la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres.

✓ Les cintres en bois

Ils sont de moins en moins utilisés en raison notamment du fait qu'ils nécessitent une main-d'œuvre très qualifiée pour la mise en œuvre ; ils sont réservés aux petits ouvrages ou aux ouvrages de sections irrégulières.

✓ Les cintres métalliques lourds

Ils sont constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis. 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. Les profilés ci-après sont les plus fréquemment utilisés :

Cintres	Diamètres (m)
HEB120	2.5 à 5
HEB140	4 à 8
HEB180	7 à 10
HEB220	9 à 12

Tableau IV.1 : cintres lourds les plus utilisés [1]

✓ Les cintres légers

Ils présentent une capacité de portance relativement limitée. Leur faible poids rend leur mise en place plus aisée qu'avec des cintres lourds. Leur inertie est insuffisante pour qu'ils jouent un rôle majeur dans le soutènement de l'excavation. Ils sont utilisés seulement pour ralentir la convergence et sont généralement associés au béton projeté. Ils sont employés pour des tunnels de petit diamètre (5 à 10m) où le chantier est peu mécanisé.

On distingue deux types de cintres légers :

- Les cintres coulissants où la convergence des parois est retardée par le coulissement des profilés métalliques d'un même cintre l'un contre l'autre.
- Les cintres en tôle nervurée de faible épaisseur et de poids réduit. Ils peuvent être utilisés comme simple protection contre les chutes des blocs isolés.

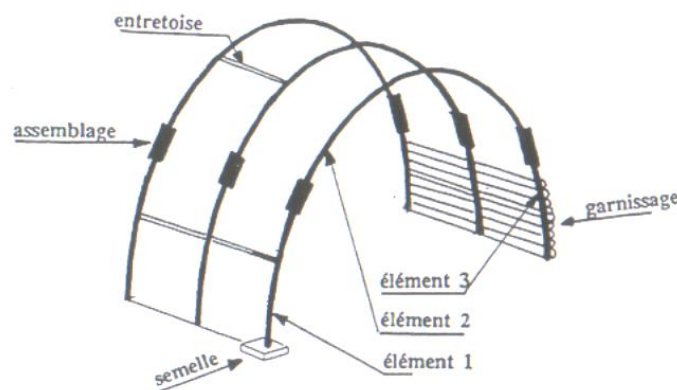


Figure IV.3 : Soutènement par cintre

IV.2.2.2 Voussoirs préfabriqués [1]

Les voussoirs préfabriqués sont assemblés pour constituer des anneaux circulaires faisant fonction de soutènement et/ou de revêtement définitif. Leur domaine d'emploi privilégié correspond aux tunnels creusés avec une machine à attaque globale dans les roches meubles et les sols.

Un anneau de voussoirs comporte le plus souvent six à dix voussoirs, dont un voussoir de clé et le complément en voussoirs courants. Ils sont sensiblement identiques entre eux. Le

vousoir clé est conçu pour constituer le clavage de chaque anneau. Les voussoirs de part et d'autres adjacents sont appelés « voussoirs de contre clés ».

Il existe 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.
- ✓ **Les voussoirs pleins** qui sont des éléments de coques d'épaisseur constante

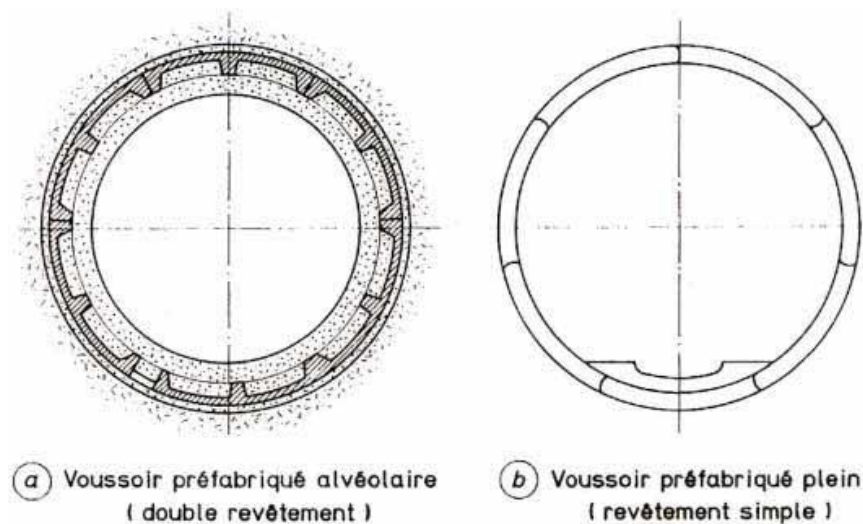


Figure IV.4 : Voussoirs préfabriqués en béton armé [8]

IV.2.3 Béton projeté [8]

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développé au cours des dernières années. Si l'emploi de la gunite comme simple protection de terrain est relativement ancien, l'emploi du béton projeté, de granulométrie plus grosse et en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, date seulement d'une vingtaine d'années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connu sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NMA) (voir §IV.3.2).

Le béton projeté présente l'avantage de constituer une peau continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices. Le confinement généralisé qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécaniques du terrain qui résulte obligatoirement d'un desserrage trop important.

IV.2.3.1 Conditions d'emploi [8]

- ✓ le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière ;
- ✓ le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton ;
- ✓ le terrain doit présenter un terme de cohésion telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton.

IV.2.3.2 Mise en œuvre [8]

Il existe deux grandes techniques de projection :

✓ **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 passant dans la buse de sortie. L'eau est incorporée au mélange et le béton est projeté à grande vitesse sur la surface d'application.

Les principaux avantages de ce procédé sont les suivants

- ❖ La vitesse de projection du mélange sur la surface d'application, 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.

Les inconvénients majeurs de ce procédé

- ❖ Le rebondissement, donc les pertes qui sont très importantes (25 à 40% du mélange) ;
- ❖ La production de poussière à la projection.

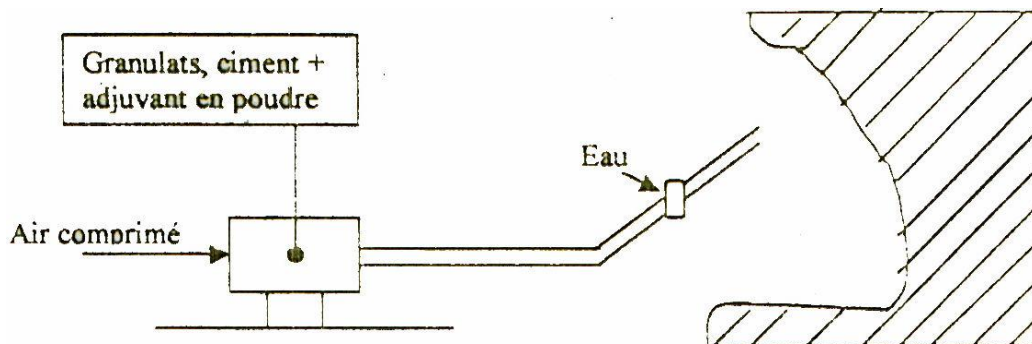


Figure IV.5 : Projection par voie sèche

✓ Projection par voie mouillée

Le mélange est gâché suivant les procédés traditionnels puis transporté dans la conduite. La propulsion du mélange est assurée par une pompe à béton et les adjuvants liquides sont introduits à la lance.

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

- ❖ Une faible pollution ;
- ❖ Une réduction de rebondissement donc de 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.

A 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.

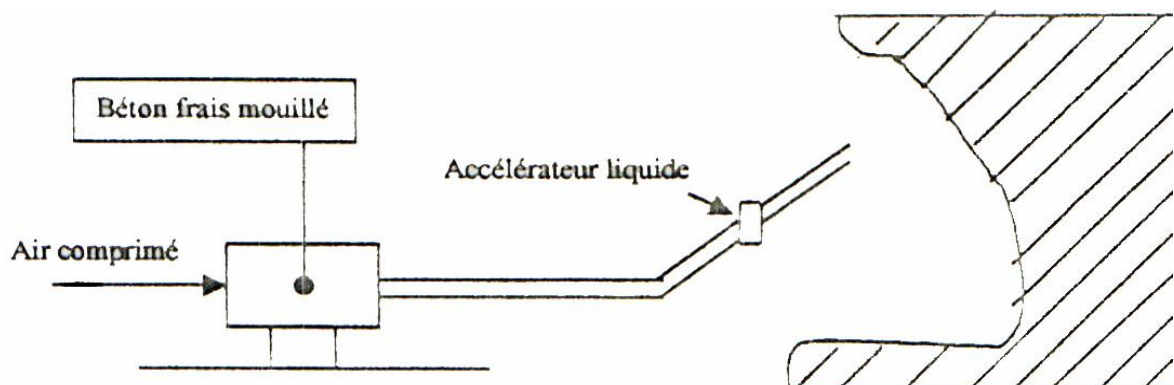


Figure IV.6 : Projection par voie mouillée

IV.2.4 Les voûtes parapluies [18]

La méthode dite de voûte parapluie permet de soutenir une longueur plus importante en avant du front de taille. Les voûtes sont constituées de tubes métalliques disposés en couronne sub-horizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prennent appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement.

Les voûtes-parapluie sont généralement utilisées pour le creusement de la demi-section supérieure, le creusement du stross se faisant après confortement éventuel des piédroits, par exemple par colonnes de "jet- grouting" ou de micropieux.

Les voûtes-parapluie conviennent bien aux terrains hétérogènes, éboulis ou roches fortement fracturées.

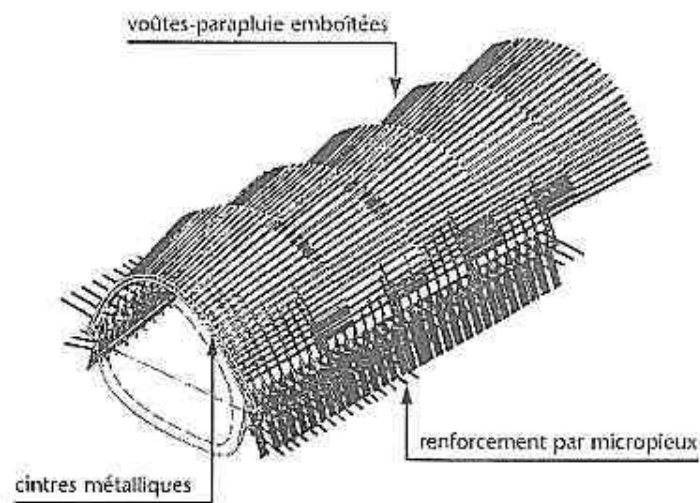


Figure IV.7 : Voûtes parapluie emboîtées

IV.3 Modes d'action des soutènements

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.

Si l'on classe les soutènements provisoires en fonction de leur mode d'action par rapport au terrain, on peut en distinguer trois catégories différentes :

IV.3.1 Soutènements agissant comme support

Dans ce mode de soutènement, la capacité de résistance propre du sol joue un rôle moins important par rapport aux éléments de soutènements. Nous citerons à titre d'exemples :

- ✓ Les cintres métalliques (lourds, légers)
- ✓ Les plaques métalliques assemblées
- ✓ Les voussoirs en béton
- ✓ Les tubes (voûtes parapluie)

IV.3.2 Soutènement agissant par confinement du terrain encaissant

Ce mode de soutènement permet au terrain de participer à sa propre stabilité, en développant sur la paroi de l'excavation des contraintes radiales de confinement.

Les techniques les plus utilisées sont : Le béton projeté et les boulons d'ancrage.

IV.3.3 Soutènement agissant par renforcement du terrain encaissant

Lorsqu'un tunnel rencontre des terrains difficiles, généralement meubles dépourvus de cohésion ou en présence d'une importante charge hydrostatique associée à une grande perméabilité du sol, provoquant des venues d'eau importantes, nous faisons appel généralement aux méthodes d'amélioration des caractéristiques du sol en place. Cela consiste à modifier les caractéristiques géotechniques propres du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même.

Les plus importantes de ces techniques sont :

✓ **Injection**

Le procédé de traitement par injection consiste à remplir les vides du terrain (fissures ou pores) par un produit liquide ou en suspension appelé coulis qui se solidifie dans le temps.

L'injection a pour résultat de réduire la perméabilité et/ou d'augmenter les caractéristiques mécaniques d'une roche ou d'un sol.

✓ La congélation

La congélation des terrains aquifères instables est un procédé ancien, à caractère provisoire, employé pour le creusement de fouilles, de puits et de galeries. Elle permet de former autour de la future excavation une paroi gelée dure et imperméable.

✓ Drainage

Le drainage se fait à l'aide de systèmes de drainage ou avec des pompes pour empêcher une venue d'eau dans le tunnel. Parmi les techniques de drainage :

- ❖ Rabattement de la nappe varie avec le coefficient de perméabilité du terrain;
- ❖ Murs drainants pouvant être provisoires ou définitifs.

IV.4 Soutènement immédiat [5]

Le soutènement immédiat, appelé aussi soutènement par la méthode autrichienne (N.A.T.M), est apparu dans les années 60. La technique de soutènement combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande.

IV.4.1 Principe de la méthode

En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique, on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants. Au lieu de "supporter" simplement le terrain perturbé par le creusement, elle permet à celui-ci de se soutenir lui-même. En d'autres termes, c'est la roche elle-même qui participe au soutènement.

En autorisant une convergence contrôlée, le système boulons-béton projeté (et éventuellement treillis soudé) crée une redistribution des contraintes dans le massif et un état d'équilibre stable.

IV.4.2 Les caractéristiques de la méthode

- ✓ L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et parfois en sections divisées dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible. La mise en place d'un radier doit souvent être prévue dans les terrains où cette méthode est compétitive.

- ✓ Des ancrages scellés (mortier ou résine) contribuant à créer dans le terrain une voûte armée.
- ✓ une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm) (généralement armée de treillis soudés) solidaire du terrain.
- ✓ des cintres légers coulissants qui renforcent la coque de béton projeté.

IV.4.3 Avantages

Cette méthode s'applique à de nombreuses catégories de terrain (des roches très résistantes aux roches broyées). Un des avantages majeurs de la méthode est que le passage d'une catégorie à une autre ne nécessite pas de moyens supplémentaires. Il suffit d'adapter la densité du soutènement, le pas d'avancement ou de modifier les phases d'excavation.

Dans tous les cas, les moyens matériels nécessaires n'impliquent pas d'investissement important.

Enfin, par le fait même que le terrain est appelé à se soutenir partiellement lui-même, le gain sur les quantités de soutènement à mettre en œuvre doit permettre une économie par rapport aux méthodes traditionnelles.

IV.4.4 Les limites de la méthode

Elle est limitée :

- ✓ par l'hétérogénéité du terrain et sa fracturation, qui peut empêcher d'obtenir à l'abattage une excavation régulière ou produire des concentrations anormales de déformations;
- ✓ par l'inaptitude du terrain au boulonnage;
- ✓ par l'importance des venues d'eau et/ou de la charge piézométrique qui empêchent la mise en place du béton projeté.

IV.5 Choix d'un mode de soutènement [8]

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

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

IV.6 Mode de soutènement pour notre tunnel

Le choix d'un mode de soutènement pour notre tunnel était basé sur les différents paramètres cités auparavant ce qui nous a mené au choix suivant :

Soutènement type A : terrain très difficile

Ce soutènement est adaptable à la tête Est vu la très faible stabilité du terrain. Il est constitué de :

- ✓ Cintres HEB 220 avec un espacement de 50 cm;
- ✓ Des boulons d'ancrage HA32 avec 4 à 6m de longueur et un espacement de 40 cm.
- ✓ Un treillis soudé placé dans un béton projeté d'épaisseur 30 cm.

Soutènement type B : terrain moyennement facile

Il est prévu pour les terrains de classe RMR III (voir annexe A) ce qui est le cas de notre section médiane. Il est constitué de :

- ✓ Cintres HEB 220 avec un espacement de 150 cm ;
- ✓ Un treillis soudé placé dans un béton projeté d'épaisseur 30 cm.

IV.7 Conclusion

La détermination du soutènement constitue l'un des éléments essentiels du projet et de l'exécution des tunnels. Il s'agit d'un problème particulièrement complexe en raison de l'influence de très nombreux paramètres. Le choix d'un type de soutènement doit donc toujours être à la charge d'un ingénieur expérimenté, que ce soit pendant les études ou pendant les travaux.

Les soutènements type A pour la section Est et type B pour la section médiane sera justifié ultérieurement dans les chapitres IV et IIV. Cette vérification est précédée par un calcul des charges agissantes sur le tunnel qu'on va l'aborder dans le chapitre suivant.

V.1 Introduction

Les principales charges agissantes sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est à dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique.

La détermination de la poussée du souterrain est un des problèmes les plus difficiles que l'on rencontre dans le domaine des sciences de l'ingénieur. Sa complexité ne réside pas seulement dans les difficultés que représente la définition de l'état de contrainte du milieu hétérogène, mais aussi par l'influence déterminante qu'exercent sur les poussées rencontrées, la forme et les dimensions du soutènement ainsi le temps s'écoulant entre les travaux de dérochement et la pose de l'étaillage.

Afin d'évaluer quantitativement ces contraintes il existe de nombreuses méthodes et de formules empiriques qui souvent sont notablement différentes selon les hypothèses adoptées.

Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale. Nous exposerons dans ce chapitre les différentes poussées qui se définissent en contraintes verticales agissantes sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel ainsi que quelques méthodes pour la détermination de ces contraintes.

V.2 Les pressions souterraines [7]

La nature de la poussée rencontrée dépend d'une façon prépondérante de la nature du rocher et de sa situation en profondeur. Selon l'origine, il existe trois types de poussée:

- ✓ **poussée de détente** : due au détachement de la masse rocheuse de la calotte engendré par la décompression du massif rocheux.
- ✓ **Poussée géologique** : due au poids des couches situées au-dessus de l'excavation.
- ✓ **Poussée de gonflement** : due à une augmentation du volume des roches.

V.2.1 Poussée de détente [7]

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression du sol. On peut considérer comme poussée de détente toutes pressions dues au poids de la masse de rocher située à l'intérieur de la voûte de pression.

Dans les constructions des tunnels, les causes du développement de la poussée de détente sont à rechercher avant tout dans les imperfections de l'excavation et, en deuxième lieu, dans celle de l'étaillage. Plus on retarde la pose du soutènement, plus on laisse la chance à l'extension de la poussée de détente, dont le développement ne se fait qu'après un certain temps.

Le phénomène de détente commence par l'affaissement d'une partie du rocher en calotte, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des piédroits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle α .

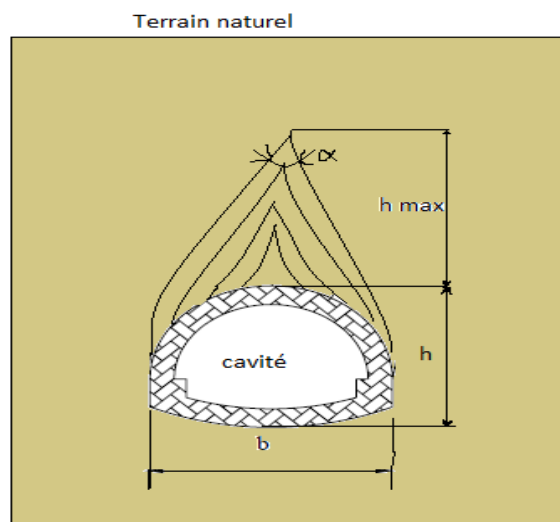


Figure V.1 : processus d'affaissement du coin de voûte surmontant un souterrain

La hauteur de l'ogive est donnée par la formule suivante:

$$h_{\max} = \frac{h}{2 \operatorname{tg} \alpha/2} = \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

Avec:

h : hauteur de couverture

b : la largeur de l'excavation.

α : angle au sommet de profil d'équilibre.

φ : angle de frottement interne.

V.2.2 Poussée géologique [7]

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques et qui est en relation directe avec la composition géologique. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavation dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte mais aussi sur les piédroits.

Dans le cas de la poussée géologique on a donc affaire, non pas à des efforts, mais à des mouvements suscités par les travaux d'excavation, et qui s'étendent à une zone d'une étendue déterminée. Ce processus de mouvement débute au moment où à la suite du regroupement des poussées le long des piédroits, la pression croissante atteint le double de sa valeur initiale, si bien qu'elle finisse par dépasser la résistance à la compression simple de la roche.

V.2.3 Poussée de gonflement [7]

Dans quelques roches argileuses ou altérées, nous retrouverons sous certaines conditions, cette forme de poussée souterraine qui est la poussée de gonflement. Cette poussée peut être:

- ✓ Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume par apport d'eau. Ce phénomène correspondant à une augmentation de la teneur en eau, se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque et le radier, entraînant une modification des contraintes qui se manifestent sur les parois de la cavité.
- ✓ Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates. Parmi les plus connus des causes chimiques provoquant le gonflement est la transformation de l'anhydrite CaSO_4 en gypse au contact de l'eau :



V.3 Méthodes de détermination des charges agissantes sur un tunnel [7]

Après avoir exposé les diverses formes de pression souterraine, nous allons passer à l'étude des méthodes de calcul des pressions qui nous permettront par la suite de dimensionner notre tunnel.

V.3.1 Evaluation des charges verticales [7]

Le dimensionnement pratique des tunnels doit se faire suivant des points de vue différents, selon que l'on tienne compte de la charge de la zone de détente entourant l'évidement ou que l'on fasse, en outre, intervenir la situation du tunnel en profondeur et l'influence de la hauteur de recouvrement.

Nous aborderons dans ce qui suit quatre de ces méthodes pour la détermination des contraintes verticales.

a) Théorie de TERZAGHI

La théorie de la pression souterraine de TERZAGHI a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion cependant sa validité a été étendue aux terrains cohérents.

TERZAGHI admet que la masse de sol qui entoure la galerie se déplacera déjà lors de l'excavation et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement. Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition. Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ agissant le long des plans de glissement.

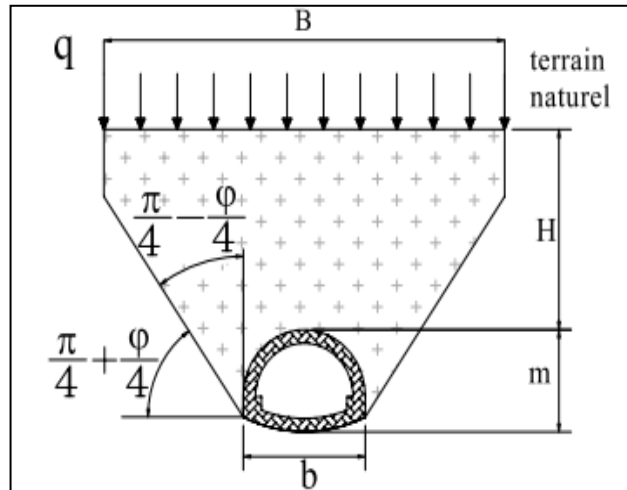


Figure V.2 : hypothèse de base de la théorie de la poussée souterraine de TERZAGHI

Avec :

H : la couverture du terrain.

m : la hauteur de l'excavation.

q : la surcharge en surface.

b : la largeur de l'excavation.

On a: $B = b + 2m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

La contrainte verticale est calculée suivant la formule :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2Kt g \varphi} \left[1 - e^{-\frac{(2KHtg\varphi)}{B}} \right] + q e^{-\frac{(2KHtg\varphi)}{B}}$$

K: coefficient de poussée active généralement égale à 1 [7]

Pour de plus grandes profondeurs, l'effet de voûte ne se fait plus sentir jusqu'à la surface. A partir d'une certaine hauteur ($H_2 \geq 2.5B$), le tassement des couches inférieures n'influence plus l'état de contrainte des couches supérieures.

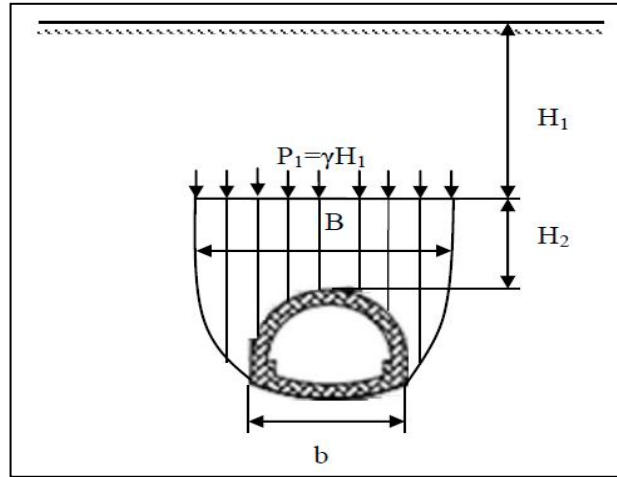


Figure V.3 : pression s'exerçant sur des souterrains à grande profondeur d'après TERZAGHI

L'expression de la contrainte verticale devient donc :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \tan \varphi} \left[1 - e^{-\frac{(2KH_2 \tan \varphi)}{B}} \right] + p_1 e^{-\frac{(2KH_2 \tan \varphi)}{B}}$$

b) Théorie de BIERBAUMER

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de roche délimitée par une parabole de hauteur $h = \alpha H$ et que le massif aura tendance à glisser suivant un angle de $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$.

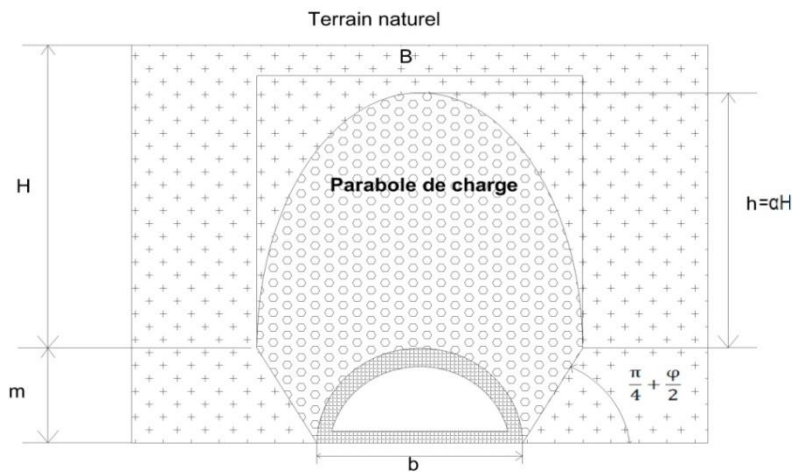


Figure V.4 : répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAUMER

La contrainte verticale est donnée par l'expression suivante:

$$\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$$

Avec :

h : Hauteur de la parabole de charge.

α : Coefficient de réduction.

H : Couverture du terrain.

Le coefficient de réduction α est déterminé par la relation suivante :

$$\alpha = 1 - \frac{H \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{B}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } H \text{ est faible} \quad \implies \alpha = 1 \\ \text{Si } H \text{ très grand } (H > 5B) \implies \alpha = \operatorname{tg}^4 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \end{array} \right.$$

Avec : $B = b + 2m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

c) Théorie des poids des terres

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage. Cette méthode est valable pour des ouvrages situés à de faibles profondeurs. Elle est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prenne pas en compte l'effet de la voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage.

L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q$$

Avec :

γ_i : Poids de la couche i

h_i : Hauteur de la couche i

q : surcharge

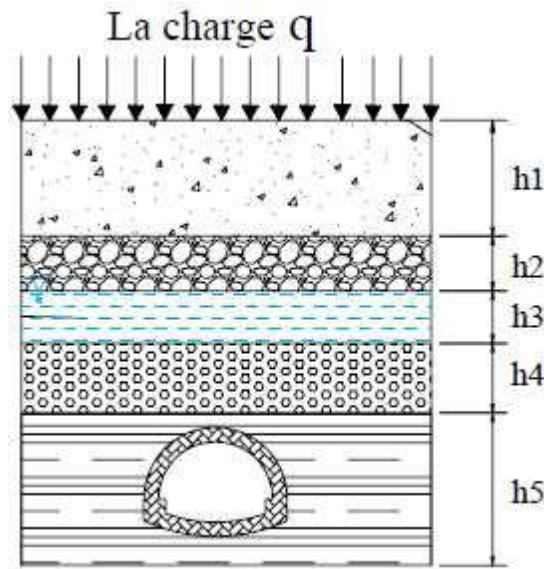


Figure V.5 : Théorie des poids des terres

d) Théorie de PROTODIAKONOV

La théorie de PROTODIAKONOV est basée sur la définition statique d'une voûte naturelle située au dessus du terrain excavé de forme parabolique et de hauteur h_p .

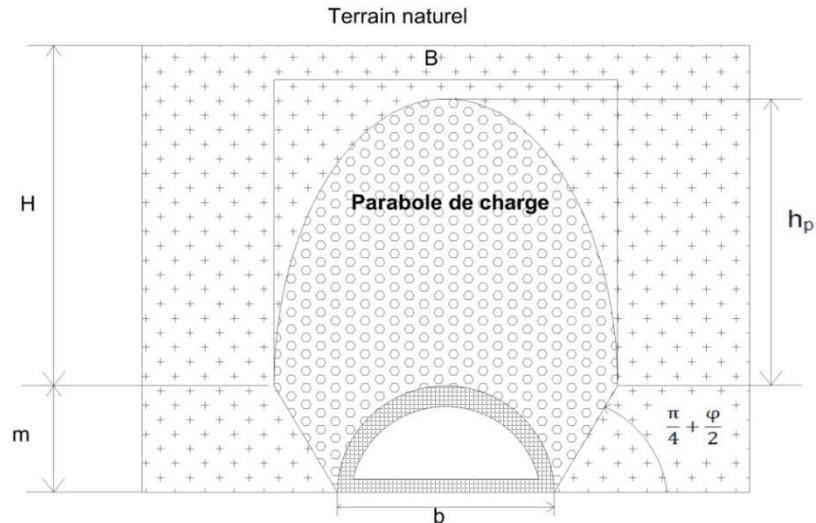


Figure V.6 : répartition de la charge verticale d'après PROTODIAKONOV

La contrainte verticale est donnée par : $\sigma_v = \gamma h_p$

Telle que :

$$h_p = \frac{B}{2f}$$

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

f : coefficient de résistance calculé pour différents terrains

$$f = \begin{cases} \operatorname{tg} \varphi & \text{sol granuleux} \\ \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma_c} & \text{sol cohérent } (\sigma_c : \text{résistance à la compression}) \\ \frac{\sigma_k}{100} & \text{sol rocheux } (\sigma_k : \text{résistance de dureté de la roche}) \end{cases}$$

Tableau V.1 : Coefficient de résistance des roches (f) selon PROTODIAKONOV

Catégorie	Degré de résistance	Résistance à la rupture σ_k (Kgf/cm ²)	Coefficient de résistance f	Angle de frottement interne
I	Résistance supérieure	2000	20	87
II	Roches très résistantes	1500	15	85,5
II	Roches de bonne tenue	900	8	82
IV	Roches assez résistantes	550	6	75
V	Roches de résistance moyenne	350	3	70
VI	Roches assez inconsistantes	200	1,5	65
VII	Roches inconsistantes	200 à 150	1	50
VIII	Terrains meubles	200 à 150	0,6	30

NB : Par expérience, on a montré que les résultats de cette théorie sont surtout satisfaisants

pour les profondeurs telle que : $\frac{b}{2f} < H < \frac{b}{f}$

V.3.2 Evaluation des charges horizontales [7]

Bien que le but principal de l'examen des charges agissantes sur le souterrain soit la détermination de la pression à la calotte, c'est-à-dire la charge verticale, il n'est pas moins capital de connaître la grandeur des poussées latérales dont on a également besoin pour le calcul du profil car l'influence de la poussée latérale peut dépasser, dans certaines circonstances, celle de la pression verticale.

La détermination de la pression latérale demande que l'on tienne compte non seulement de la pression agissant comme charge active, mais encore de l'effet de la butée des terres engendrée par la déformation. L'examen attentif de cette question présente un intérêt certain du point de vue dimensionnement économique.

Nous aborderons dans ce qui suit quelques méthodes qui nous permettront d'évaluer ces pressions.

a) Théorie de TERZAGHI

Selon TERZAGHI la poussée latérale peut être calculée approximativement par la formule suivante:

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

Avec :

h_p : hauteur du noyau de détente

ν : coefficient de poisson

b) L'expérience soviétique

La base de cette expérience est que la poussée latérale doit être prise en considération commettant une répartition trapézoïdale limitée par deux valeurs extrêmes situées au niveau de la calotte et du radier.

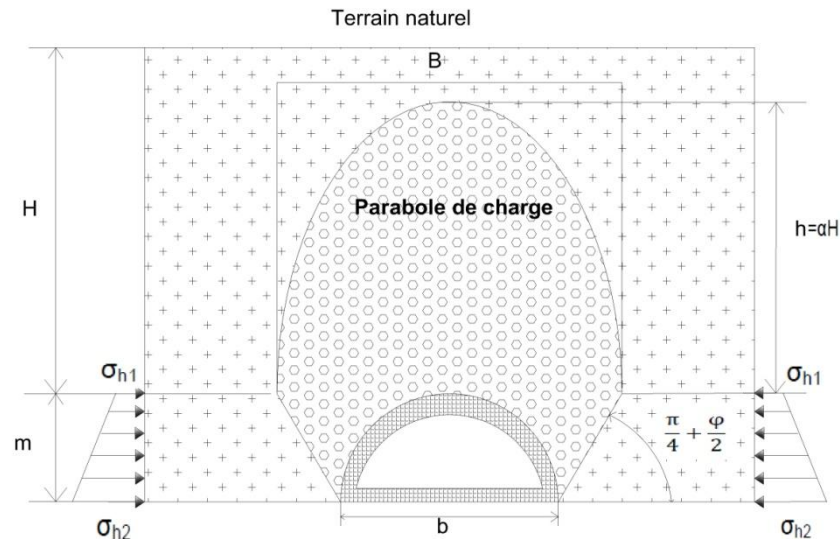


Figure V.7 : répartition de la poussée selon l'expérience soviétique

La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_2 t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

La poussée latérale au niveau du radier est :

$$\sigma_{h2} = \gamma (h_2 + m) t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec : $h_2 = \frac{b}{\sin 2\varphi}$

c) Méthode de RANKINE [9]

Ce chercheur admet que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale. Elle est donnée par les formules suivantes :

✓ Au niveau de la calotte

$$\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$$

A court terme (c'est le cas du soutènement provisoire).

$$\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v$$

A long terme (c'est le cas du revêtement définitif).

Avec :

σ_v : la contrainte verticale

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Coefficient de poussées actives}$$

$$K_0 = (1 - \sin\varphi) \quad \text{Coefficient des terres au repos}$$

✓ Au niveau du radier

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

Telle que :

$$\sigma_{h2} = mytg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

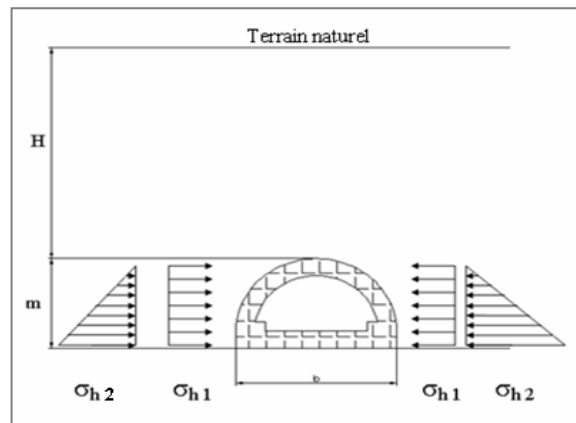


Figure V.8 : répartition des contraintes selon la théorie de RANKINE

V.3.3 Evaluation des pressions agissantes au niveau du radier [7]

La pression au radier d'une section de tunnel devait correspondre à l'effort de réaction contre la pression à la calotte. Toutefois, en raison de la coopération des masses de terrains environnantes à la résistance du revêtement, cette pression au radier étant généralement inférieure à la pression en calotte. Selon TERZAGHI, l'expérience a démontré que l'ordre de grandeur de la pression au radier est approximativement la moitié de la pression à la calotte.

L'augmentation de la profondeur provoque l'accroissement de la pression à la calotte, tandis que cette même surcharge diminuera la pression au radier. L'évolution et la répartition de cette pression dépend de la méthode de creusement notamment pour le cas de creusement en diverses phases.

Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains peu consistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et dans les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous le radier. Si les contraintes géostatique ainsi libérées lors de l'excavation sont importantes, la zone décomprimée peut intéresser un grand volume et entraîner le fluage du terrain de bas en haut vers l'intérieur de la galerie.

Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène. Nous exposerons l'une des méthodes les plus importantes à savoir : la méthode donnée par TSIMBARIIEVITCH

✓ Méthode de TSIMBARIIEVITCH

Tsimbarievitch s'est consacré à l'étude théorique de la pression du rocher au radier en se basant sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée, il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses du terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de la butée des terres situées sous l'évidement.

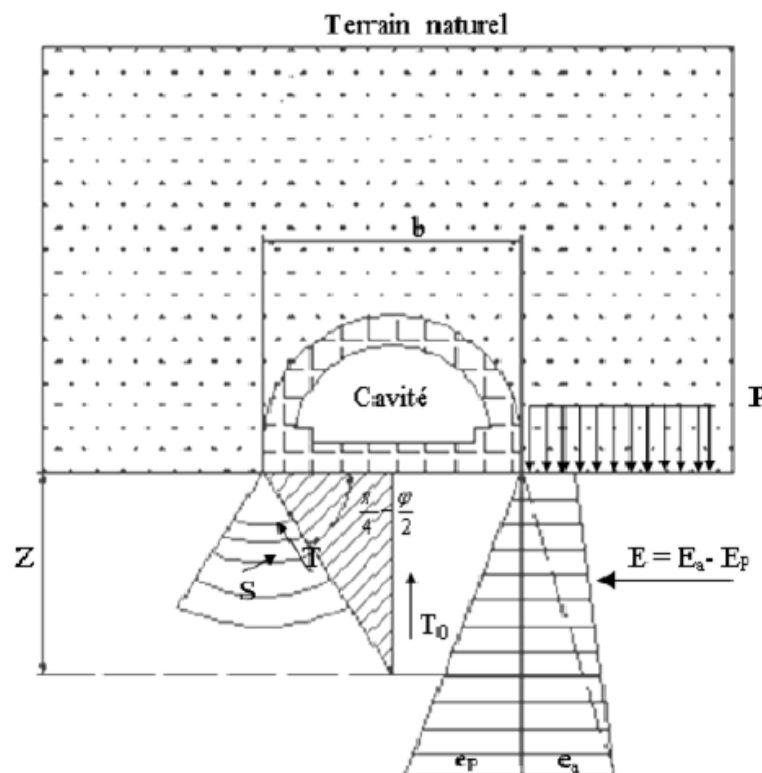


Figure V.9 : calcul de la poussée au radier d'après Tsimbarievitch

- ❖ A une profondeur z sous le radier la valeur de la poussée des terres sera :

$$E_a = (p + z\gamma) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

❖ A la même profondeur z la valeur de la butée des terres sera :

$$E_p = z\gamma \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Pour $E_a = E_p$ la profondeur z vaut : $z = \frac{p\lambda_a - 2C(\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a})}{\gamma(\lambda_a - \lambda_p)}$

Telle que :

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$p = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q$$

La résultante des efforts $E = E_a - E_p$ agissant à la direction de l'excavation est :

$$E = \frac{\gamma z}{2} (z + 2H) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2} \gamma z^2 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Cette résultante peut être décomposée en deux composantes T , parallèle, et S , perpendiculaire à la série des plans de glissement :

$$T = E \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$S = E \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts venant des deux cotés on obtient une résultante définie par T_0 :

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

La résultante T exerce son action suivant l'axe centrale verticalement. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une charge q soit par une forme contre voûte du radier, la charge doit être répartie sur la longueur Y , calculée par la formule suivante:

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

Enfin la contrainte sous le radier est calculée par la formule :

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

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer :

$$\sigma \leq \frac{4C}{1 - \sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi$$

V.4 Pression de l'eau souterraine [7]

Outre les pressions du rocher, et dans la mesure où ils se trouvent au-dessous du niveau de la nappe d'eau phréatique, les tunnels doivent souvent subir l'action assez importante de la pression d'eau extérieure.

La présence de l'eau dans le terrain ne se manifeste pas seulement sous la forme de la pression directe agissante sur l'ouvrage, elle aura aussi pour effet de diminuer la résistance du rocher ; le tunnel sera, par conséquent chargé par le poids plus grand des roches imbibées d'eau, représentant, par suite d'une plus grande détente.

V.5 Charges et surcharges utiles [7]

V.5.1 Charges intérieures

Les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant à l'intérieur d'un tunnel sont en général négligeables par rapport aux poussées des terrains. C'est la raison pour laquelle, à l'exception d'ouvrages soumis à de fortes pressions intérieures (comme les galeries d'eau sous pression, réservoir de gaz souterrain) les charges intérieures ne sont habituellement pas prises en considération, et cela d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire à celui des charges extérieures. De point de vue de la sécurité de dimensionnement c'est donc le tunnel vide qui présente l'état dangereux.

V.5.2 Charges provenant de la surface du terrain

Les charge des provenant du poids de bâtiments, des véhicules circulant à la surface ou des ouvrages de services publics qui se trouvent au-dessus d'un tunnel à faible couverture peuvent avoir une certaine influence sur le dimensionnement de ce dernier. Cependant au-delà d'une épaisseur de 8m de la couverture, leur influence peut généralement être négligée.

V.6 Calcul des charges agissantes sur le soutènement de la section portail Est

Tableau V.2: Données de la section Est

H(m)	$\gamma_h(\text{kN/m}^3)$	C(kPa)	φ (°)	v	b(m)	$m_1(\text{m})$	$m_2(\text{m})$
30	21	5	18	0.3	15.34	7.67	11.65

Avec :

m_1 : hauteur de l'excavation de la demi-section supérieure

m_2 : hauteur de l'excavation de la section totale

V.6.1 Calcul de la contrainte verticale active agissante sur soutènement provisoire

a) Théorie de poids des terres

La contrainte verticale vaut : $\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q = 21 \times 30$

$$\rightarrow \sigma_v = 630 \text{ kN/m}^2$$

b) Théorie de TERAZGHI

La largeur de la voûte de décharge B est :

$$B = b + 2m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 15.34 + 2 \times 7.67 \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) = 25.45 \text{ m}$$

La pression exercée sur la calotte sera :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2Ktg\varphi} \left[1 - e^{\frac{-(2KHtg\varphi)}{B}} \right] + qe^{\frac{-(2KHtg\varphi)}{B}} = \frac{(25.45 \times 21 - 2 \times 5)}{2 \times \operatorname{tg} 18} \left[1 - e^{\frac{-(2 \times 30 \times \operatorname{tg} 18)}{25.45}} \right]$$

$$\rightarrow \sigma_v = 432 \text{ kN/m}^2$$

c) Théorie de BIERBAUMER

Le coefficient de réduction α vaut :

$$\alpha = 1 - \frac{H \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{B} = 1 - \frac{30 \times \operatorname{tg} 18 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right)}{25.45} = 0.8$$

La contrainte verticale est égale à : $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H = 21 \times 0.8 \times 30$

$$\rightarrow \sigma_v = 504 \text{ kN/m}^2$$

d) Théorie de PROTODIAKONOV

$$h_p = \frac{b}{2f} = \frac{15.34}{2 \times 1} = 7.67 \text{ m} \quad \text{Avec } f=1 \rightarrow \text{voir tableau V.1}$$

La contrainte verticale est : $\sigma_v = \gamma h_p = 21 \times 7.67$

$$\rightarrow \sigma_v = 155 \text{ kN/m}^2$$

V.6.2 Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le soutènement provisoire

a) Théorie de TERZAGHI

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = \frac{15.34}{2 \times \sin 18} = 23.85 \text{ m}$$

La contrainte horizontale vaut : $\sigma_h = 0,3 \gamma (0,5 \text{ m} + h_p) = 0.3 \times 21 \times (0.5 \times 7.67 + 23.85)$

$$\rightarrow \sigma_h = 174 \text{ kN/m}^2$$

b) L'expérience soviétique

$$h_2 = \frac{b}{\sin 2 \varphi} = \frac{14.74}{\sin(2 \times 18)} = 25.07 \text{ m}$$

Au niveau de la calotte : $\sigma_{h1} = \gamma h_2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

$$\sigma_{h1} = 21 \times 25.07 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) - 2 \times 5 \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = 271 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau du radier :
$$\sigma_{h2} = \gamma(h_2 + m)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 21 \times (25.07 + 7.67) \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2}\right) - 2 \times 5tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2}\right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = 353 \text{ kN/m}^2$$

c) Méthode de RANKINE

Le coefficient de pression des terres actives vaut : $K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2}\right) = 0.43$

Au niveau de la calotte : $\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$

$$\sigma_{h1} = 0.43 \times 630$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = 271 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau du radier : $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$

$$\sigma_{h2} = m\gamma tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 7.67 \times 21 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2}\right) - 2 \times 5 \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2}\right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = 88 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_h = 271 + 88$$

$$\rightarrow \sigma_h = 359 \text{ kN/m}^2$$

V.6.3 Calcul de la contrainte verticale active agissante sur le revêtement définitif

a) Théorie des poids des terres

La contrainte verticale du terrain : $\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q = 21 \times 30$

$$\rightarrow \sigma_v = 630 \text{ kN/m}^2$$

b) Théorie de TERZAGHI

La largeur B vaut:

$$B = b + 2m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 14.74 + 2 \times 11.67 \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) = 31.70 \text{ m.}$$

La contrainte verticale exercée sur la calotte :

$$\sigma_v = \frac{(By-2C)}{2Ktg\varphi} \left[1 - e^{-\frac{(2KHtg\varphi)}{B}} \right] + qe^{-\frac{(2KHtg\varphi)}{B}} = \frac{(31.7 \times 21 - 2 \times 5)}{2 \times \operatorname{tg} 18} \left[1 - e^{-\frac{(2 \times 30 \times \operatorname{tg} 18)}{31.7}} \right]$$

$$\rightarrow \sigma_v = 464 \text{ kN/m}^2$$

c) Théorie de BIERBAUMER

Le coefficient de réduction vaut :

$$\alpha = 1 - \frac{H \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{B} = 1 - \frac{30 \times \operatorname{tg} 18 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right)}{31.7} = 0.84$$

La contrainte verticale au niveau de la calotte vaut :

$$\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H = 21 \times 0.84 \times 30$$

$$\rightarrow \sigma_v = 530 \text{ kN/m}^2$$

d) Théorie de PROTODIAKONOV

$$h_p = \frac{b}{2f} = \frac{13.74}{2 \times 1} = 7.37 \text{ m}$$

Avec : f=1 → voir tableau V.1

La contrainte verticale est : $\sigma_v = \gamma h_p = 21 \times 7.37$

$$\rightarrow \sigma_v = 155 \text{ kN/m}^2$$

V.6.4 Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le revêtement définitif

a) Théorie de TERZAGHI

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = \frac{14.74}{2 \times \sin 18} = 23.85 \text{ m}$$

La contrainte horizontale vaut : $\sigma_h = 0,3\gamma (0,5m + hp) = 0,3 \times 21 \times (0,5 \times 11,65 + 23,85)$.

$$\rightarrow \sigma_h = 187 \text{ kN/m}^2$$

b) L'expérience soviétique

$$h_2 = \frac{b}{\sin 2\varphi} = \frac{14,74}{\sin(2 \times 18)} = 25,07m$$

Au niveau de la calotte

$$\sigma_{h1} = \gamma h_2 \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h1} = 21 \times 25,07 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) - 2 \times 5 \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = 271 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau du radier

$$\sigma_{h2} = \gamma(h_2 + m) \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 21 \times (25,07 + 11,65) \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) - 2 \times 5 \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = 400 \text{ kN/m}^2$$

c) Méthode de RANKINE

Le coefficient de poussée au repos : $K_0 = (1 - \sin 18) = 0,59$

Au niveau de la calotte $\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v$

$$\sigma_{h1} = 0,59 \times 630$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = 372 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau du radier

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

$$\sigma_{h2} = m\gamma \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 11,65 \times 21 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) - 2 \times 5 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = 105 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_h = 372 + 105$$

$$\rightarrow \sigma_h = 477 \text{ kN/m}^2$$

V.6.5 Calcul de la contrainte active agissante sur le radier du revêtement définitif

✓ Selon la théorie de TSIMBARIÉVITCH

Pour $E_a = E_p$, la profondeur z vaut : $z = \frac{p\lambda_a - 2C(\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a})}{\gamma(\lambda_p - \lambda_a)}$

Avec :

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{18}{2}\right) = 0.528$$

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{18}{2}\right) = 1.89$$

$$p = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q = 630 \text{ kN/m}^2$$

$$z = \frac{630 \times 0.528 - 2 \times 5(\sqrt{1.89} + \sqrt{0.528})}{21(1.89 - 0.528)}$$

$$\rightarrow z = 10.89 \text{ m}$$

La résultante des efforts E agissante en direction de l'excavation est :

$$E = \frac{\gamma z}{2} (z + 2H) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2} \gamma z^2 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$E = \frac{21 \times 10.89}{2} (10.89 + 2 \times 30) \times 0.528 - \frac{21}{2} \times 10.89^2 \times 1.89 = 1926.46 \text{ kN/m}$$

Et la résultante définie par T_0 est :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{2 \times 1926.46}{\cos 18} \sin^2\left(45 - \frac{18}{2}\right)$$

$$T_0 = 1400 \text{ kN/m}$$

Elle est répartie sur la longueur Y , calculée par la formule suivante:

$$Y = \frac{z}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{10.89}{\sqrt{0.528}} = 14.98 \cong 15 \text{ m}$$

La contrainte sous le radier est calculée par la formule :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{1400}{15}$$

$$\rightarrow \sigma = 94 \text{ kN/m}^2$$

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer que:

$$\sigma \leq \frac{4C}{1-\sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi$$

$$\frac{4C}{1-\sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi = \frac{4 \times 5}{1-\sin 18} (2 + \sin 18) \cos 18 = 63.56 \text{ kN/m}^2$$

→ $\sigma > 63.56$ → non vérifié

D'où la nécessité de la mise en place d'un radier contre voûte.

Tableau V.3 : récapitulatif des poussées agissantes au niveau de la section Est

Section Type de charge		Demi-section supérieure	Section globale	
Charge verticale (kN/m^2)	TERZAGHI	432	464	
	BIERBAUMER	504	530	
	POIDS DES TERRES	630	630	
	PROTODIAKONOV	155	155	
Charge horizontale (kN/m^2)	TERZAGHI	174	187	
	EXPERIENCE SOVIETIQUE	Au niveau de la calotte	270	271
		Au niveau du coin radier	348	400
	RANKINE	Au niveau de la calotte	271	372
		Au niveau du coin radier	359	477
	Charge appliquée sur le radier (kN/m^2)	TSIMBARIEVITCH	--	94

V.7 Calcul des charges agissantes sur le soutènement de la section médiane

Tableau V.4: données de la section médiane

H(m)	$\gamma_h(\text{kN/m}^3)$	C(kPa)	φ (°)	V	b(m)	$m_1(\text{m})$	$m_2(\text{m})$
170	22	100	35	0.3	15.14	7.57	11.45

V.7.1 Calcul de la contrainte verticale active agissante sur soutènement provisoire

a) Théorie des poids des terres

La contrainte verticale vaut : $\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q = (62 \times 21) + (108 \times 22)$

$$\rightarrow \sigma_v = 3678 \text{ kN/m}^2$$

b) Méthode de TERZAGHI

La largeur B vaut : $B = b + 2m \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 15.14 + 2 \times 7.57 \times \operatorname{tg}\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 22.1\text{m}$

La couverture $H=170\text{m}$ ($H > 2.5 \times B=55.25\text{m}$), donc la pression exercée sur la calotte sera :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \operatorname{tg}\varphi} \left[1 - e^{-\frac{(2KH_2 \operatorname{tg}\varphi)}{B}} \right] + \gamma H_1 e^{-\frac{(2KH_2 \operatorname{tg}\varphi)}{B}}$$

Où :

$$H_2 = 55.25\text{m}$$

$$H_1 = H - H_2 = 114.75\text{m}$$

$$\sigma_v = \frac{(22.1 \times 22 - 2 \times 100)}{2 \times 1 \times \operatorname{tg}35} \left[1 - e^{-\frac{(2 \times 1 \times 55.25 \times \operatorname{tg}35)}{22.1}} \right] + 22 \times 114.75 \times e^{-\frac{(2 \times 1 \times 55.25 \times \operatorname{tg}35)}{22.1}}$$

$$\rightarrow \sigma_v = 274 \text{ kN/m}^2$$

c) Théorie de BIERBUMER

$$B = b + 2m \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 15.14 + 2 \times 7.57 \times \operatorname{tg}^4\left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2}\right) = 22.1\text{m}$$

$$H \text{ très grand } (H > 5B) : \alpha = \operatorname{tg}^4\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^4\left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2}\right) \rightarrow \alpha = 0.0734$$

La contrainte verticale est égale à: $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H = 22 \times 0.0734 \times 170$

$$\rightarrow \sigma_v = 275 \text{ kN/m}^2$$

d) Théorie de PROTODIAKONOV

$$h_p = \frac{b}{2f} = \frac{15.14}{2 \times 3} = 2.42 \text{ m}$$

Avec : $f=3 \rightarrow$ voir tableau V.1

La contrainte verticale à la calotte est : $\sigma_v = \gamma h_p = 22 \times 2.42$

$$\rightarrow \sigma_v = 54 \text{ kN/m}^2$$

V.7.2 Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le soutènement provisoire

a) Théorie de TERZAGHI

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = \frac{14.5}{2 \times \sin 35} = 12.64 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0,3\gamma (0,5\text{m} + h_p) = 0,3 \times 22 (0,5 \times 7.57 + 12.64)$$

$$\rightarrow \sigma_h = 108 \text{ kN/m}^2$$

b) L'expérience soviétique

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} = \frac{15.14}{\sin(2 \times 35)} = 15.43 \text{ m}$$

$$\text{Au niveau de la calotte : } \sigma_{h1} = \gamma h_p t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h1} = 22 \times 15.43 \times t g^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) - 2 \times 100 \times t g \left(45 - \frac{35}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = -12 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Au niveau du pied droit : } \sigma_{h2} = \gamma (h_p + m) t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 22 \times (15.43 + 7.57) t g^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) - 2 \times 100 \times t g \left(45 - \frac{35}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = 32 \text{ kN/m}^2$$

c) Méthode de RANKINE

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 0.27$$

Au niveau de la calotte : $\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$

$$\sigma_{h1} = 0.27 \times 275$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = 75 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau du pied droit : $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$

$$\sigma_{h2} = \gamma t \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 7.57 \times 22 \times \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) - 2 \times 100 \times \operatorname{tg} \left(45 - \frac{35}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = -60.77 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\rightarrow \sigma_h = 14 \text{ kN/m}^2$$

V.7.3 Calcul de la contrainte verticale active agissante sur le revêtement définitif

a) Théorie des poids des terres

La contrainte verticale vaut : $\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q = (62 \times 21) + (108 \times 22)$

$$\rightarrow \sigma_v = 3678 \text{ kN/m}^2$$

b) Méthode de TERZAGHI

La largeur : $B = b + 2m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 15.14 + 2 \times 11.45 \times \operatorname{tg} \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 26.46 \text{ m}$

Avec :

$$H_2 = 2.5 \times B = 66.15 \text{ m}$$

$$H_1 = H - H_2 = 103.85 \text{ m}$$

La contrainte verticale est calculée comme suit:

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \operatorname{tg} \varphi} \left[1 - e^{-\frac{(2KH_2 \operatorname{tg} \varphi)}{B}} \right] + \gamma H_1 e^{-\frac{(2KH_2 \operatorname{tg} \varphi)}{B}}$$

$$\sigma_v = \frac{(26.46 \times 22 - 2 \times 100)}{2 \times 1 \times tg35} \left[1 - e^{\frac{-(2 \times 1 \times 66.15 \times tg35)}{26.46}} \right] + 22 \times 103.85 \times e^{\frac{-(2 \times 1 \times 66.15 \times tg35)}{26.67}}$$

$$\rightarrow \sigma_v = 336 \text{ kN/m}^2$$

c) Théorie de BIERBAUMER

$$\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$$

$$B = 26.46 \text{ m}$$

La couverture du terrain H est très grande ($H > 5B$) :

$$\alpha = tg^4 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = tg^4 \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 0.0734$$

$$\sigma_v = 22 \times 0.0734 \times 170$$

$$\rightarrow \sigma_v = 275 \text{ kN/m}^2$$

d) Théorie de PROTODIAKONOV

$$h_p = \frac{b}{2f} = \frac{15.54}{2 \times 3} = 2.42 \text{ m}$$

Avec : $f=3 \rightarrow$ voir tableau 5.1

La contrainte verticale à la calotte est : $\sigma_v = \gamma h_p = 22 \times 2.42$

$$\rightarrow \sigma_v = 54 \text{ kN/m}^2$$

V.7.4 Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le revêtement définitif

a) Théorie de TERZAGHI

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = 12.67 \text{ m}$$

La contrainte latérale vaut : $\sigma_h = 0,3\gamma (0,5 \text{ m} + h_p) = 0,3 \times 22 (0,5 \times 11.45 + 12.67)$

$$\rightarrow \sigma_h = 122 \text{ kN/m}^2$$

b) L'expérience soviétique

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} = \frac{15.54}{\sin 2 \times 35} = 15.43 \text{ m}$$

Au niveau de la calotte : $\sigma_{h1} = \gamma h_p t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

$$\sigma_{h1} = 22 \times 15.43 \times t g^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) - 2 \times 100 \times t g \left(45 - \frac{35}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = -12 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau du pied droit : $\sigma_{h2} = \gamma (h_p + m) t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

$$\sigma_{h2} = 22 \times (15.43 + 11.45) t g^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) - 2 \times 100 \times t g \left(45 - \frac{35}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = 57 \text{ kN/m}^2$$

c) Méthode de RANKINE

$$K_0 = (1 - \sin 35) = 0.43$$

Au niveau de la calotte : $\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$

$$\sigma_{h1} = 0.43 \times 336$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = 33 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau du pied droit : $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$

$$\sigma_{h2} = m \gamma t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 11.45 \times 22 \times t g^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) - 2 \times 100 \times t g \left(45 - \frac{35}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = -35.85 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\rightarrow \sigma_h = -3 \text{ kN/m}^2$$

V.7.5 Calcul de la contrainte active agissante sur le radier du revêtement définitif

✓ Selon la théorie de TSIMBARIÉVITCH

Pour $E_a = E_p$ la profondeur z vaut : $z = \frac{p\lambda_a - 2C(\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a})}{\gamma(\lambda_p - \lambda_a)}$

Avec :

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.271$$

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{35}{2}\right) = 3.69$$

$$p = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q = 3678 \text{ kN/m}^2$$

$$z = \frac{3678 \times 0.271 - 2 \times 100(\sqrt{3.69} + \sqrt{0.271})}{22(3.69 - 0.271)}$$

$$\rightarrow z = 6.76 \text{ m}$$

La résultante des efforts E est :

$$E = \frac{\gamma z}{2} (z + 2H) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2} \gamma z^2 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$E = \frac{22 \times 6.76}{2} (6.76 + 2 \times 170) \times 0.271 - \frac{22}{2} \times 6.76^2 \times 3.69 = 3278 \text{ kN/m}$$

La résultante T_0 est :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{2 \times 3278}{\cos 35} \sin^2\left(45 - \frac{35}{2}\right)$$

$$T_0 = 1706.42 \text{ kN/m}$$

La résultante T exerce son action suivant l'axe central verticalement, elle est répartie sur la longueur Y , calculée par la formule suivante:

$$Y = \frac{z}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{6.76}{0.52} = 12.98 \cong 13 \text{ m}$$

La contrainte sous le radier est calculée par la formule :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{1706.42}{13}$$

$$\rightarrow \sigma = 132 \text{ kN/m}^2$$

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer :

$$\sigma \leq \frac{4c}{1-\sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi$$

$$\frac{4c}{1-\sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi = \frac{4 \times 100}{1-\sin 35} (2 + \sin 35) \cos 35 = 1977.52 \text{ kN/m}^2$$

→ $\sigma < 1977.52$ → vérifié

Tableau V.5 : récapitulatif des poussées agissantes au niveau de la section médiane

Section		Demi-section supérieure	Section globale	
Type de charge				
Charge verticale (kN/m^2)	POIDS DES TERRES		3678	3678
	TERZAGHI		275	336
	BIERBAUMER		275	275
	PROTODIAKONOV		54	54
Charge horizontale (kN/m^2)	TERZAGHI		108	122
	EXPERIENCE SOVIETIQUE	Au niveau de la calotte	/	/
		Au niveau du coin du radier	32	57
	RANKINE	Au niveau de la calotte	75	33
		Au niveau du coin du radier	14	/
	Charge appliquée sur le radier (kN/m^2)	TSIMBARIEVITCH		--

V.8 Détermination des pressions de gonflement [19]

Ce mécanisme peut se développer dans les argiles, dans les schistes, dans les marnes ou encore dans les limons qui, en présence d'eau, gonflent progressivement tout en devenant plastiques engendrant ainsi des problèmes de stabilité. Ceux-ci risquent de provoquer des désordres importants dans la structure:

- ✓ soit immédiatement lors du creusement sous forme principalement de soulèvement et de déstructuration de la roche en radier et accessoirement d'instabilité en base du piédroit,
- ✓ soit ultérieurement, bien après la mise en service, sous forme de pressions très élevées s'exerçant sur le revêtement rigide, le plus souvent en radier mais aussi dans certains cas sur le contour du revêtement.

Il convient dans le cadre d'un projet de tunnel en milieu susceptible de gonfler, et afin de quantifier le risque et de disposer des données suffisantes pour prévoir les efforts pouvant être induits par le gonflement sur le revêtement, de procéder à des essais (mesure de la pression de gonflement à volume constant, essai Huder-Amberg).

La roche enclavant la tête Est est composée principalement d'argilite, qui a un certain pouvoir de gonflement ($R_g=20-35\%$). Les pressions qui peuvent être développées par cette roche sur le revêtement de la section Est sont les suivantes :

- a) Pression de gonflement verticale en radier peut atteindre : $P_{gv_{max}} = 300 \text{ kPa}$
- b) Pression de gonflement horizontale en piédroits peut atteindre : $P_{gh_{min}} = 150 \text{ kPa}$

Suivant ces valeurs extrêmes de pression plusieurs cas de charge peuvent se présenter :

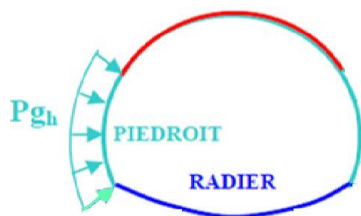


Figure V.10: Pression de gonflement horizontale asymétrique

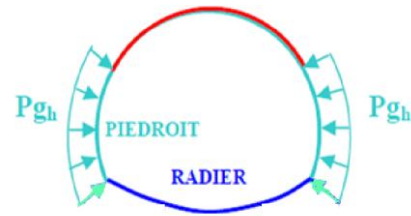


Figure V.11 : pression de gonflement horizontale symétrique

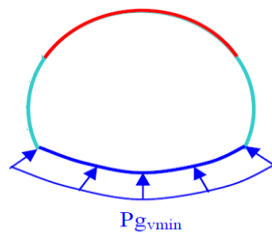


Figure V.12: pression de gonflement verticale au radier

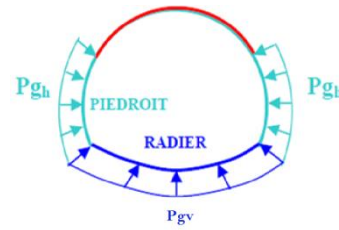


Figure V.13 : pression de gonflement agissante sur toute la section

V.9 Pression des dièdres

V.9.1 Stabilité d'un dièdre [6, 10]

Le creusement d'un tunnel dans les roches présente une certaine attention vis-à-vis de la stabilité des blocs de roche susceptible de créer une pression sur la voûte.

Dans un premier temps, face à un talus rocheux ou un toit de galerie, il convient d'identifier les mécanismes de rupture.

En supposant les blocs très résistants par rapport aux discontinuités et en édulant la possibilité de basculement, on peut résumer la situation en disant qu'un bloc amovible est susceptible :

- ✓ de se détacher de toutes ses faces (chute directe en voûte de galerie par exemple) ;
- ✓ de glisser sur une de ses faces ;
- ✓ de glisser sur deux faces à la fois.

Le glissement sur plus de deux faces à la fois est très peu probable. La taille et la forme de blocs susceptible de chuter dans la masse rocheuse entourant une ouverture, dépend:

- ✓ De la taille, la forme et l'orientation de l'ouverture ;
- ✓ Du pendage moyen et les directions de l'ensemble de discontinuités importantes ;
- ✓ Identification des coins potentiels qui peuvent glisser ou tomber sur la structure.

L'analyse stéréoscopique ou numérique des intersections de discontinuités permet de localiser rapidement les blocs susceptibles de bouger. On désigne par dièdre un bloc formé par la rencontre d'au moins deux discontinuités et d'une surface libre.

La géométrie tridimensionnelle du problème nécessite un ensemble de calculs relativement fastidieux à la main. Il est beaucoup plus efficace d'utiliser l'un des programmes informatiques.

V.9.2 Charge des dièdres sur la section médiane

On s'intéressera de vérifier la stabilité de la structure sous la possibilité de chute de deux types de dièdres :

- Chute d'un dièdre symétrique sur la voûte ;
- Chute d'un dièdre asymétrique sur une partie de la voûte.

Selon la hauteur du dièdre susceptible de chuter, on s'intéressera à quatre cas :

➤ **Dièdre local centré maximal (Dmax=12m) :**

La charge de ce dièdre vaut : $P_{dc,max} = 12 \times 22 = 264kN/m^2$

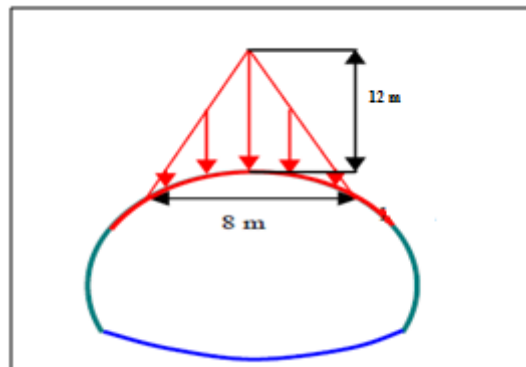


Figure V.14 : Dièdre local centré maximal

➤ **Dièdre local centré moyen (Dmoy=6m) :**

La charge de ce dièdre vaut : $P_{dc,moy} = 6 \times 22 = 132kN/m^2$

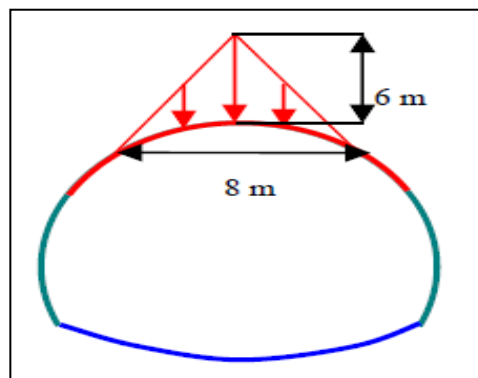


Figure V.15 : Dièdre local centré moyen

➤ **Dièdre local décentré maximal (D_{max}=12m) :**

La charge de ce dièdre vaut : $P_{dd,max} = 12 \times 22 = 264 \text{ kN/m}^2$

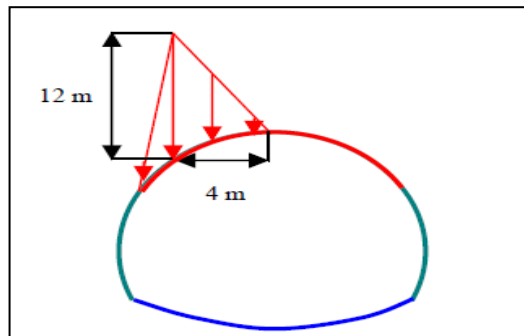


Figure V.16 : Dièdre local décentré maximal

➤ **Dièdre local décentré moyen (D_{moy}=6m):**

La charge de ce dièdre vaut : $P_{dd,max} = 6 \times 22 = 132 \text{ kN/m}^2$

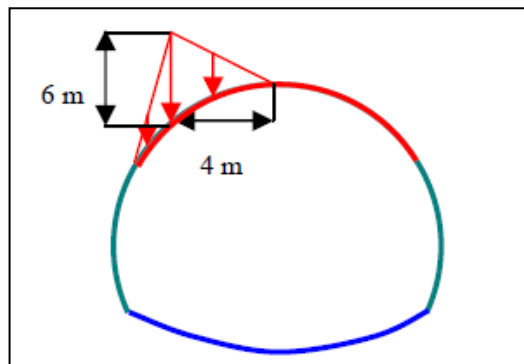


Figure V.17 : Dièdre local décentré moyen

V.10 Conclusion

La charge verticale active est égale à la contrainte géostatique verticale (méthode des poids des terres) si la décompression se transmet jusqu'à la surface (faible couverture) ; mais elle est inférieure à la contrainte géostatique verticale si la décompression n'intéresse qu'un volume limité ou le tassement des couches inférieures n'influence plus l'état de contrainte des couches supérieures (tunnels à grande profondeur) [1].

Pour cela la section Est sera dimensionnée suivant la théorie des poids des terres et la section médiane suivant la théorie de TERZAGHI pour la contrainte verticale. La contrainte horizontale de dimensionnement des deux sections est celle déterminée par la théorie de RANKINE.

VI.1 Introduction [1]

La méthode convergence confinement s'est développée parallèlement à l'utilisation de la « Nouvelle Méthode Autrichienne » (voir § 4.3.2). Son élaboration complète remonte au tout début des années 80. C'est une méthode de calcul analytique de l'interaction entre un massif excavé et son soutènement, basée sur des hypothèses simplificatrices telles que :

- ✓ Hypothèse des déformations planes ;
- ✓ Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ($K_0 = 1$) et d'isotropie du massif ;
- ✓ La cavité étudiée a une forme cylindrique.

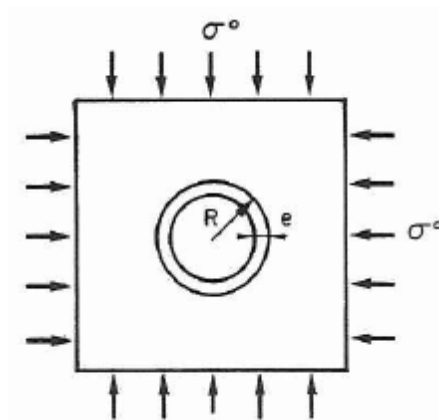


Figure VI.1 : galerie circulaire revêtue sous contrainte isotrope [1]

Elle tient compte des facteurs jugés importants sur l'équilibre final du complexe rocher-soutènement, à savoir :

- ✓ La déformabilité du terrain, notamment son comportement après la rupture et dans le temps ;
- ✓ La raideur du soutènement ;
- ✓ La déformation que le massif rocheux a déjà atteint lors de la mise en place du soutènement.

La méthode de dimensionnement par convergence-confinement permet ainsi une optimisation des caractéristiques et du coût du soutènement.

VI.2 Principes généraux de la méthode [1]

Considérons une section plane du terrain soumise à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope σ_0 . Si H est la hauteur de couverture et γ le poids volumique des terrains sus-jacents. La contrainte initiale dans le massif est donc :

$$\sigma_0 = \gamma H$$

La cavité est supposée préexcavée et remplie de liquide à une pression p correspondant à l'état initial σ_0 .

VI.2.1 Comportement du massif [1]

En diminuant la pression initiale, on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation, avec $0 \leq p_i \leq P_0$. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique et la courbe pression - déplacement est linéaire. Dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou mise en plasticité) qui augmente la déformation.

La courbe pression –déplacement est appelé « courbe caractéristique » ou « courbe de convergence » du massif excavé.

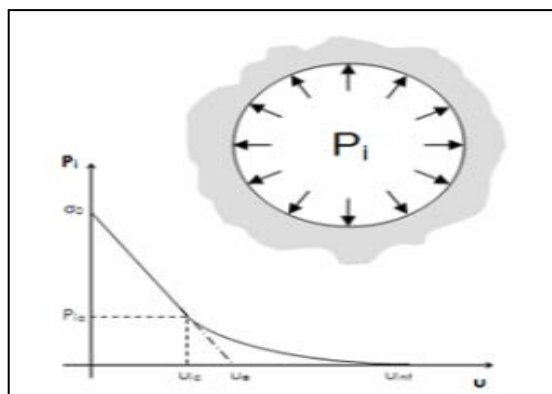


Figure VI.2 : Courbe de convergence [6]

VI.2.2 Comportement du soutènement [1]

Afin de caractériser le comportement du soutènement on trace une deuxième courbe appelé « courbe caractéristique du soutènement » ou « courbe de confinement » qui est une droite si on suppose que le comportement du soutènement 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.

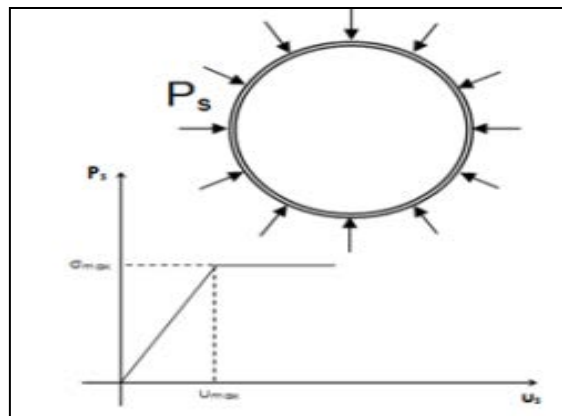


Figure VI.3 : courbe de confinement [6]

VI.2.3 Optimisation du soutènement [1]

Une fois paré des deux courbes, on va pouvoir les coupler pour étudier l'interaction roche-structure. Pour cela on va superposer les deux courbes. La pression fictive de l'un correspond parfaitement au chargement du second.

Le point d'intersection des deux courbes correspond ainsi au point d'équilibre entre terrain et soutènement. C'est ce point (P'_{eq}, u'_{eq}) qui donne l'état mécanique de la structure "à l'infini", loin du front de taille.

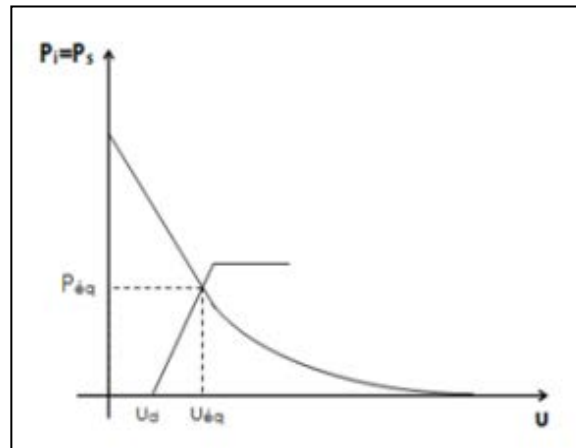


Figure VI.4 : Courbe convergence-confinement [6]

VI.3 Domaines d'application [6]

La méthode est essentiellement utilisée dans le cadre d'un prédimensionnement des soutènements.

Les hypothèses de base sont en effet rarement toutes vérifiées dans la réalité ; le cas idéal étant celui du tunnel circulaire profond en milieu isotrope. Néanmoins l'approche est valable pour obtenir des "ordres de grandeurs" d'épaisseur de soutènement dans les cas suivants :

- ✓ Le massif de terrain doit pouvoir être représenté comme un milieu homogène, isotrope et continu à l'échelle de l'ouvrage.
- ✓ Le dimensionnement concerne une section courante du tunnel. Afin de pouvoir simplifier le problème tridimensionnel en un problème bidimensionnel, il faut que de part et d'autre de la section étudiée, le terrain soit identique sur un tronçon de quelques dizaines de mètres. Cette condition exclut donc également les têtes du tunnel
- ✓ La géométrie du tunnel est supposée circulaire dans la méthode. Dans le cas d'une section quasicirculaire, on utilisera un rayon équivalent.
- ✓ L'état de contraintes initial est isotrope ($K_0 = 1$). A moyenne et à grande profondeur cette hypothèse est souvent vérifiée.

VI.4 Etapes de calcul d'un problème type [1]

✓ Etape n° 1 : courbe caractéristique du terrain

Données du terrain :

E et ν : Caractéristiques élastiques

C et ϕ : Caractéristiques de rupture

γ : Masse volumique du rocher

σ_0 : Contrainte initiale du massif

R : Rayon de l'excavation

R_C : Résistance à la compression simple

K_p : Coefficient de butée

Avec :

$$R_C = 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi};$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}.$$

Etapes de calcul :

- ❖ Si $\sigma_0 \leq R_C/2$, le creusement n'entraîne que des déformations élastiques. La courbe caractéristique du terrain est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{cases} p = \sigma_0 \\ u = 0 \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} p = 0 \\ u = u_e = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 R \end{cases}$$

- ❖ Si $\sigma_0 > R_C/2$, une fois l'état élastique est dépassé, il se développe autour de la cavité une zone en état limite de rupture, de rayon r_p , caractérisé par la pression P_a , du taux de déconfinement λ_a et du déplacement de la paroi u_a correspondant :

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

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

$$u_a = \lambda_a u_e$$

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

✓ **Etape n° 2 : 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 :

$$u_{s0} > 0.265 u_e$$

Soit généralement plus que le tiers du déplacement élastique à $p=0$.

✓ **Etape n° 3 : courbe caractéristique du soutènement**

Il faut déterminer la raideur du soutènement (k) choisi et sa pression maximale (P_{\max}) (État limite admissible ou état limite de rupture) puis tracer la courbe.

La détermination P_{\max} , k des différents types de soutènement et leurs combinaisons sera faite dans la partie calcul.

✓ **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 de soutènement à l'équilibre.

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

VI.5 Application de la méthode sur la section Est

VI.5.1. Courbe caractéristique du terrain

La contrainte initiale agissante sur le soutènement est : $\sigma_0 = 630 \text{ kN/m}^2$ (voir chapitre V)

La résistance à la compression et le coefficient de butée sont donnés par :

$$R_c = \frac{2C \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} = \frac{2 \times 5 \times \cos 18}{1 - \sin 18} = 13.76 \text{ kPa}$$

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = 1.89$$

Tableau VI.1 : caractéristiques du terrain de la section Est

R(m)	γ_h (kN/m ³)	C (kpa)	φ (°)	ν	E (MPa)	σ_0 (kN/m ²)	R _c (kPa)	K _p
7.67	21	5	18	0.3	170	630	13.76	1.89

$\sigma_0 > R_c/2 \rightarrow$ apparition de la zone en état limite de rupture lorsque $P < P_a$.

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin\varphi) - C \cos\varphi = 630(1 - \sin 18) - 5 \times \cos 18 \rightarrow P_a = 430.56 \text{ kN/m}^2$$

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{630 - 430.56}{630} \rightarrow \lambda_a = 0.31$$

$$u_e = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 R = \frac{1+0.3}{170} 630 \times 7.67 \rightarrow u_e = 0.037 \text{ m}$$

$$u_a = u_e \lambda_a = 0.037 \times 0.31 \rightarrow u_a = 0.01 \text{ m}$$

NB: On remarque que la convergence est très importante, alors il faut disposer le soutènement le plus rapidement possible.

✓ $P_a < P < \sigma_0$; la courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\left\{ \begin{array}{l} P = \sigma_0 \\ u = 0 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} P = P_a = 430.56 \text{ Kn/m}^2 \\ u = u_a = 0.01 \text{ m.} \end{array} \right.$$

✓ $P < P_a$; calcul de la courbe point par point selon M.PANET (1976) [1] pour un milieu élastoplastique parfait.

Pour $\lambda_a < \lambda \leq 1$, on a :

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

$$r_p(\lambda) = R \times \left[\frac{2\lambda_a}{(1 - \lambda)(k_p - 1) + \frac{R_c}{\sigma_0}} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}}$$

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

AN :

La déformation se fait à volume constant → $\alpha = 1$.

$$r_p(\lambda) = 7.67 \times \left[\frac{2 \times 0.31}{(1 - \lambda)(1.89 - 1) + \frac{13.76}{630}} \right]^{\frac{1}{1.89 - 1}} = 7.67 \times \left[\frac{0.62}{0.912 - 0.89\lambda} \right]^{1.123}$$

$$u(\lambda) = u_a \times 0.5 \left[2 \left(\frac{r_p(\lambda)}{7.67} \right)^2 \right] = 0.01 \times \left(\frac{r_p(\lambda)}{7.67} \right)^2$$

Tableau VI.2 : courbe caractéristique du terrain de la section Est

λ	0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1
r_p (m)	7,95	9,52	11,799	15,389	21,808	36,253	94,107	325,92
u (λ) (m)	0,011	0,015	0,024	0,040	0,081	0,223	1,505	18,056
P (KPa)	409,5	346,5	283,5	220,5	157,5	94,5	31,5	0

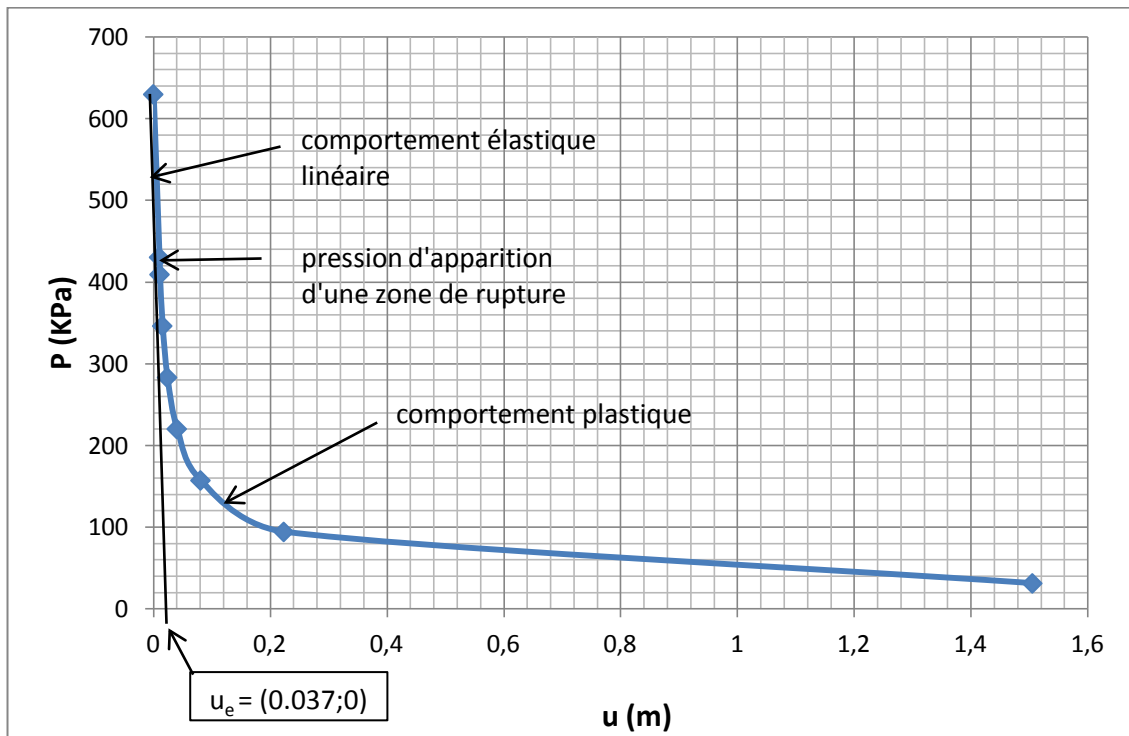


Figure VI.5 : courbe de convergence de la section Est

VI.5.2. Courbe caractéristique du soutènement

Tableau VI.3: Caractéristiques du soutènement de la section Est

Cintre HEB220						
Espacement (m)	E (MPa)	H (m)	γ (kN/m ³)	I (m ⁴)	S (m ²)	σ_e (MPa)
0.5	2.1×10^{-5}	0.22	78	8.09×10^{-5}	9.1×10^{-3}	355
Béton projeté						
Epaisseur (m)	E_b (MPa)	ν_b	γ_b (kN/m ³)	I_b (m ⁴)	S_b (m ²)	f_{c28} (MPa)
0.3	10000	0.2	25	2.25×10^{-3}	0.3	30
Boulon d'ancrage HA32						
Qualité d'acier (f_y/f_t)		Section nominale A (mm ²)		Limite élastique F_y (kN)		Charge de rupture F_t (kN)
500/550		804		402		442

✓ **Cintre**

La raideur d'un cintre est donnée par la relation suivante :

$$k_c = \frac{E_a S}{eR}$$

La pression maximale que peut développer un cintre vaut :

$$P_c \max = \frac{S \sigma_a}{Re}$$

AN:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_c = \frac{2.1 \times 10^5 \times 9.1 \times 10^{-3}}{0.5 \times 7.67} = 498.3 \text{ MPa.} \\ P_c \max = \frac{9.1 \times 10^{-3} \times 355}{0.5 \times 7.67} = 0.84 \text{ MPa.} \end{array} \right. \quad \rightarrow \quad u_c = \frac{P_c \max \cdot R}{k_c} = \frac{0.84 \times 7.67}{498.3} = 0.013 \text{ m.}$$

✓ **Béton projeté**

La raideur d'un anneau en béton projeté ainsi que sa pression maximale sont donnés par les formules suivantes :

$$k_b = \frac{E_b \cdot e}{(1 - \nu_b^2)R} \quad \text{et} \quad P_b \max = \frac{\sigma_{b \max} e}{R}$$

AN:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_b = \frac{10000 \times 0.3}{(1 - 0.2^2) \times 7.67} = 407 \text{ MPa} \\ P_c \max = \frac{17 \times 0.3}{7.67} = 0.66 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \rightarrow \quad u_c = \frac{P_c \max \cdot R}{k_c} = \frac{0.66 \times 7.67}{468.5} = 0.012 \text{ m}$$

✓ Boulons d'ancrage [2]

Dans ce système de soutènement, les déformations qui se manifestent à la fois dans la roche et les boulons ne peuvent pas être dissociées. Actuellement, on ne peut traiter le problème que d'une manière qualitative.

Selon la plupart des auteurs l'action du soutènement de ces boulons réside dans un renforcement interne de la roche. Il en résulte une amélioration des caractéristiques résiduelles C et φ de la roche.

❖ Détermination du gain en cohésion

Les boulons travaillent en traction avec : $T_R = \sigma_{ult} \times \pi \times R^2 = \pi \times 435 \times 0.016^2 = 350 \text{KN}$.

La résistance du scellement est :

HA32 (L=4m)

$$Q_s = 2 \times \pi \times D_1 \times \tau \times 4/1.4 = 2 \times \pi \times 0.108 \times 20 \times 4/1.4 = 38 \text{ KN.}$$

HA32 (L=6m)

$$Q_s = 2 \times \pi \times D_1 \times \tau \times 6/1.4 = 2 \times \pi \times 0.108 \times 20 \times 6/1.4 = 58 \text{ KN.}$$

Le gain en cohésion du sol autour de la section est appliqué à 75% de la longueur des boulons, c'est-à-dire 4.5m avec :

$$\Delta C = \frac{\min(TR; Q_s)}{S_t S_l} \times \frac{(1 + \sin\theta)}{2 \cos\theta} = \frac{38}{1.5 \times 0.4} \times \frac{(1 + \sin 18)}{2 \cos 18} \approx 44 \text{ KPa}$$

⇒ La valeur de C est élevée à 49 kPa après le soutènement.

✓ Combinaison béton-cintre

$$u_{c+b} = (P_c^{max} + P_b^{max}) \cdot \frac{R}{K_c + K_b} = (0.84 + 0.66) \times \frac{7.67}{498.3 + 407} = 11,9 \text{ mm}$$

$$P_c^{max} + P_b^{max} = 1,5 \text{ MPa}$$

❖ Vérification de soutènement

$$P_0 = 0,630 \text{ MPa} < P_{\max} = 1,5 \text{ MPa}$$

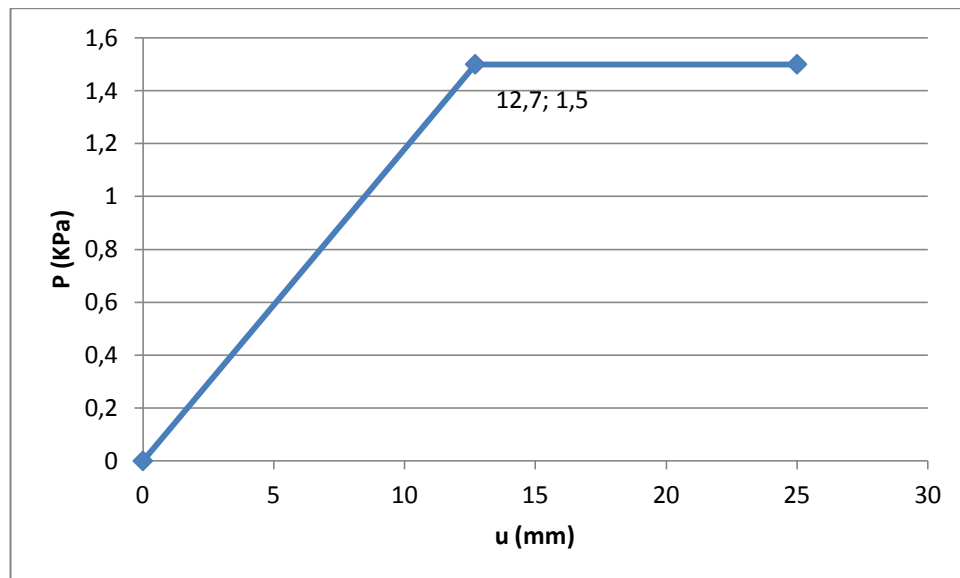


Figure VI.6: courbe de confinement de la section Est

VI.5.3. Équilibre final

La convergence acquise à la paroi au moment de mise en place de soutènement est :

$$u_{s0} > 0.265 u_e \rightarrow u_{s0} > 0.256 \times 37 = 9.47 \text{ mm}$$

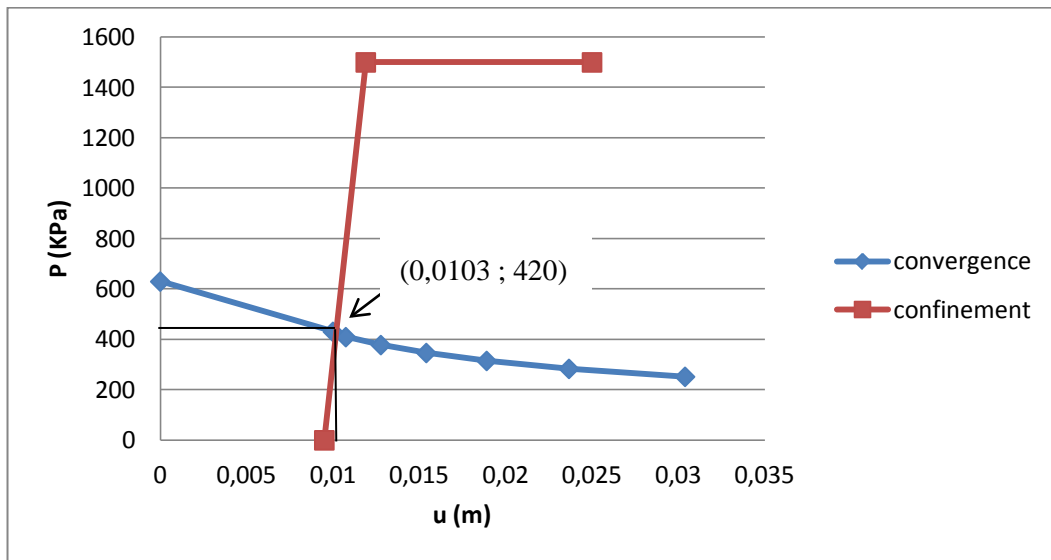


Figure VI.7: courbe convergence-confinement de la section Est

A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence et de confinement :

$$(U_{eq}, P_{eq}) = (0.0103 ; 420)$$

VI.6 Application de la méthode pour la section médiane

VI.6.1. Courbe caractéristique du terrain

La contrainte initiale agissante sur le soutènement est : $\sigma_0 = 336.43 \text{ kN/m}^2$ (voir chapitre V)

La résistance à la compression et le coefficient de butée sont donnés par :

$$R_c = \frac{2C \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} = \frac{2 \times 100 \times \cos 35}{1 - \sin 35} = 93.97 \text{ kPa} = 0.094 \text{ MPa}$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 3.6$$

Tableau VI.4 : caractéristiques du terrain de la section médiane

R(m)	γ_h (kN/m ³)	C (kPa)	φ (°)	ν	E (MPa)	σ_0 (kN/m ²)	R_c (kPa)	K_p
7.57	22	100	35	0.3	1000	336.43	93.97	1.89

On est dans le cas : $\sigma_0 > R_c/2 \rightarrow$ apparition de la zone en état limite de rupture lorsque $P < P_a$.

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin\varphi) - C\cos\varphi = 336.43(1 - \sin 35) - 100\cos 35 \rightarrow P_a = 61.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{336.43 - 61.5}{336.43} \rightarrow \lambda_a = 0.82$$

$$u_e = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 R = \frac{1+0.3}{1000} 0.33643 \times 7570 \rightarrow u_e = 3.22 \text{ mm}$$

$$u_a = \lambda_a u_e = 0.82 \times 3.22 \rightarrow u_a = 2.6 \text{ mm}$$

✓ $P_a < P < \sigma_0$; la courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\left\{ \begin{array}{l} P = \sigma_0 \\ u = 0 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} P = P_a = 61.5 \text{ kN/m}^2 \\ u = u_a = 0.0032 \text{ m} \end{array} \right.$$

✓ $P < P_a$; calcul de la courbe caractéristique point par point

Pour $\lambda_a < \lambda \leq 1$, on a :

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

$$r_p(\lambda) = R \times \left[\frac{2\lambda_a}{(1 - \lambda)(k_p - 1) + \frac{R_c}{\sigma_0}} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}}$$

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

La déformation se fait à volume constant $\rightarrow \alpha = 1$

$$r_p(\lambda) = 7.57 \times \left[\frac{2 \times 0.82}{(1 - \lambda)(3.69 - 1) + \frac{93.97}{336.43}} \right]^{\frac{1}{3.69 - 1}} = 7.57 \times \left[\frac{1.64}{2.97 - 2.69\lambda} \right]^{0.372}$$

$$u(\lambda) = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{7.57} \right)^2 \right] = 0.0026 \left(\frac{r_p(\lambda)}{7.57} \right)^2 = 4.8 \times 10^{-5} r_p(\lambda)^2$$

$$P = (1 - \lambda) 336.43$$

Tableau VI.5 : courbe caractéristique du terrain de la section médiane

λ	0,83	0,86	0,89	0,92	0,95	0,98	1
r_p (m)	9,923	10,360	10,878	11,506	12,293	13,325	13,325
u (λ) (m)	4,713	5,137	5,664	6,337	7,234	8,498	9,686
P (kPa)	57,193	47,100	37,007	26,914	16,822	6,729	0

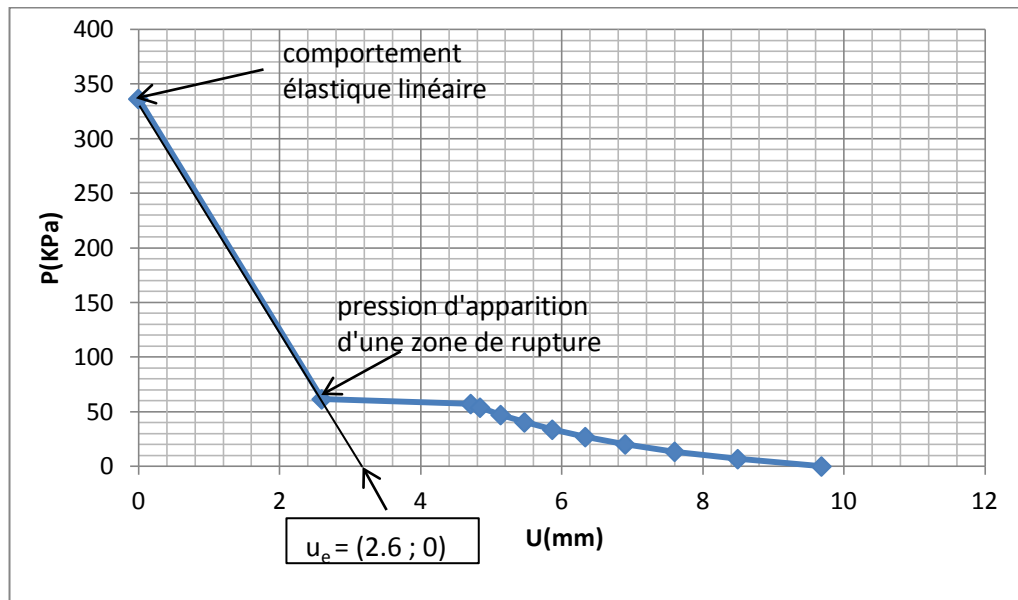


Figure VI.8: courbe caractéristique du terrain de la section médiane

VI.6.2. Courbe caractéristique du soutènement

Tableau VI.6 : Caractéristiques du soutènement de la section médiane

Cintre HEB220						
Espacement (m)	E (MPa)	H (m)	γ (kN/m ³)	I (m ⁴)	S (m ²)	σ_c (MPa)
1.5	2.1×10^5	0.22	78	8.09×10^{-5}	9.1×10^{-3}	355
Béton projeté						
Epaisseur (m)	E_b (MPa)	ν_b	γ_b (kN/m ³)	I_b (m ⁴)	S_b (m ²)	f_{c28} (MPa)
0.3	10000	0.2	25	3.37×10^{-3}	0.45	30

✓ **Cintre**

La raideur d'un cintre est donnée par la relation suivante :

$$k_c = \frac{E_a S}{eR}$$

La pression maximale que peut développer un cintre vaut :

$$P_c \max = \frac{S \sigma_a}{Re}$$

AN:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_c = \frac{2.1 \times 10^5 \times 9.1 \times 10^{-3}}{1.5 \times 7.37} = 172.86 \text{ MPa.} \\ P_c \max = \frac{9.1 \times 10^{-3} \times 355}{1.5 \times 7.37} = 0.292 \text{ MPa.} \end{array} \right. \quad \rightarrow u_c = \frac{P_c \max \cdot R}{k_c} = \frac{0.292 \times 7.37}{172.86} = 0.012 \text{ m.}$$

✓ **Béton projeté**

La raideur d'un anneau en béton projeté ainsi que sa pression maximale sont donnés par les formules suivantes :

$$k_b = \frac{E_b \cdot e}{(1 - \nu_b^2)R} \quad \text{et} \quad P_b \max = \frac{\sigma_{b \max} e}{R}$$

AN:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_b = \frac{10000 \times 0.3}{(1 - 0.2^2) \times 7.37} = 424 \text{ MPa.} \\ P_b \max = \frac{17 \times 0.3}{7.37} = 0.692 \text{ MPa.} \end{array} \right. \quad \rightarrow u_b = \frac{P_b \max \cdot R}{k_b} = \frac{0.692 \times 7.37}{424} = 0.012 \text{ m.}$$

✓ **Combinaison béton-cintre**

$$u_{c+b} = (P_c^{max} + P_b^{max}) \cdot \frac{R}{Kc+Kb} = (0.292 + 0.692) \times \frac{7,37}{172.86+424} = \mathbf{12.15mm.}$$

$$P_c^{max} + P_b^{max} = \mathbf{0,984 MPa.}$$

❖ **Vérification de soutènement**

$$P_0 = 0,336 \text{ MPa} < P_{\max} = 0,984 \text{ MPa}$$

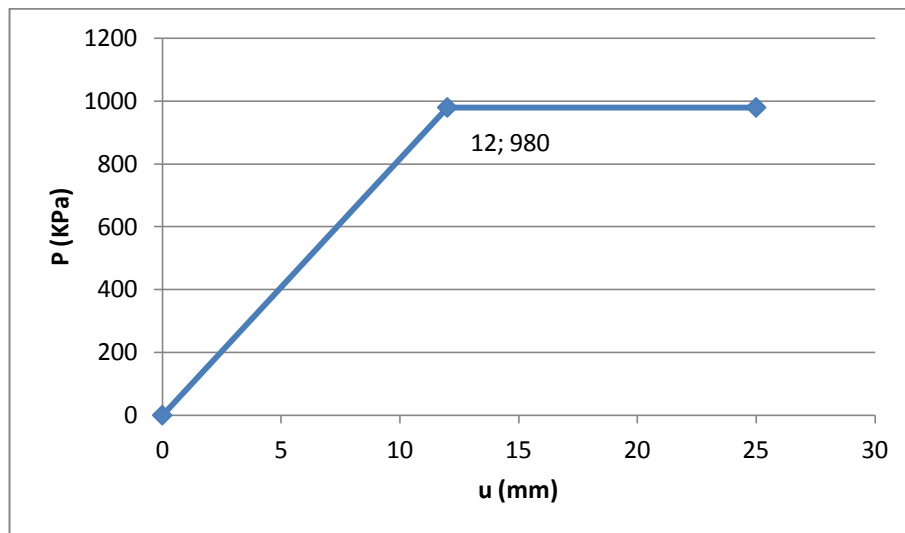


Figure VI.9 : courbe caractéristique du soutènement de la section médiane

VI.6.3. Équilibre final

La convergence acquise à la paroi au moment de mise en place de soutènement est :

$$u_{so} > 0.265 u_o \Rightarrow u_{so} > 0.256 \times 2.6 = 0.66 \text{ mm}$$

En superposant les deux courbes précédentes, on obtient le point d'équilibre de l'interaction terrain-soutènement.

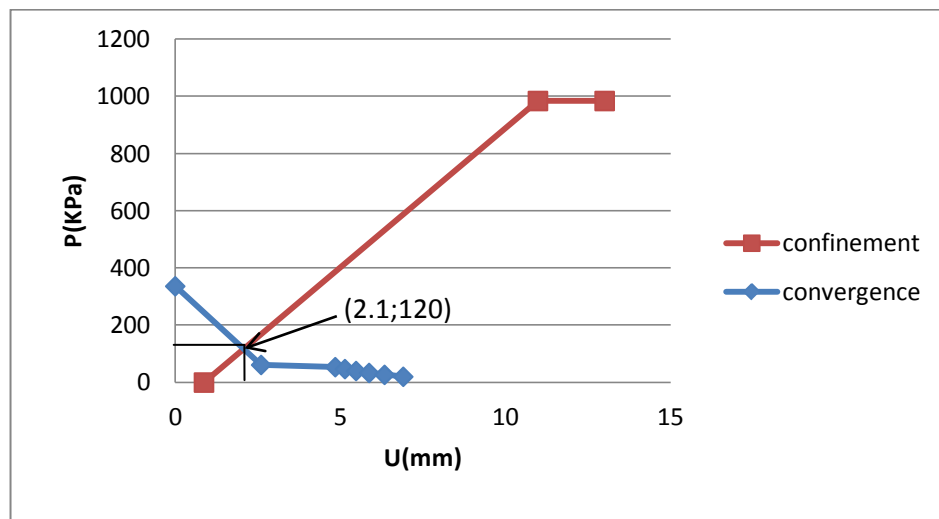


Figure VI.10 : courbe convergence confinement de la section médiane

A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence et de confinement : $(U_{eq}, P_{eq}) = (2.1 ; 120)$

VI.7 Conclusion

La méthode convergence-confinement nous a permis d'obtenir un ensemble d'informations qui permettent de vérifier le soutènement choisi et serviront de base pour le contrôle des mesures de convergence effectuées sur le site et les comparer aux résultats obtenus. Ces vérifications initiales vont être justifiées par un calcul numérique.

VII.1 Introduction

Comme cité précédemment, le soutènement provisoire doit garantir une stabilité des parois des excavations contre d'éventuels risques d'éboulements pendant l'exécution des travaux de creusement, ainsi il doit reprendre les efforts dus à la libération des contraintes dans le sol.

Chaque élément du soutènement provisoire doit être vérifié (béton projeté et cintres métalliques) avec les sollicitations calculées après l'application des charges évaluées au chapitre V.

Ce chapitre consiste en la modélisation du soutènement provisoire qui va nous donner les efforts agissants sur ce dernier et les répartir sur les différents éléments (Cintres, Béton projeté) pour vérifier les contraintes, afin d'assurer la stabilité de soutènement et le bon déroulement des travaux pendant l'excavation.

VII.2 Modélisation du soutènement provisoire

VII.2.1 Méthode des réactions hyperstatiques [8]

Dans la méthode des réactions hyperstatiques on étudie le comportement du revêtement sous l'action de charges extérieures. On distingue alors des charges dites « actives » qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (charges et surcharges intérieurs ou extérieurs, poussées du terrain) et des charges dites « passives » qui sont les réactions hyperstatiques dépendant de la déformation (ce sont les réactions de butée du terrain).

On détermine ces réactions hyperstatiques en écrivant que les déformations du terrain auxquelles elles correspondent sont égales aux déformations du revêtement sous l'effet de l'ensemble des charges actives et passives.

Le coefficient K de proportionnalité dépend des caractéristiques du terrain, du rayon moyen de l'excavation et de sa forme. C'est le module de réaction qui est défini par la formule suivante :

$$K = \frac{E}{(1 + \nu) \cdot R} \quad [1]$$

La réaction du terrain est introduite sous forme de ressorts (horizontaux et verticaux pour le soutènement provisoire (figure VII.2) et radiaux pour le revêtement définitif (figure VII.3)) agissant en chacun des nœuds et affectés de coefficients de raideur tenant compte du module de réaction du terrain.

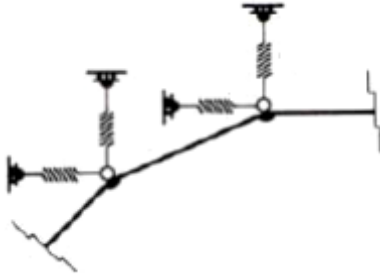


Figure VII.1 : ressorts horizontaux et verticaux

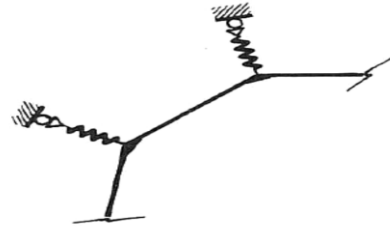


Figure VII.2 : ressorts radiaux

VII.2.2 Modélisation du soutènement par le logiciel ROBOT

La modélisation se fera par le logiciel de calcul Robot, en modélisant un demi-cercle en élément barres, c'est un modèle tridimensionnel de 1mètre de longueur.

Les éléments seront axés sur la fibre moyenne du profilé, reliés entre eux par des nœuds, qui peuvent se déplacer librement dans le sens vertical et horizontal, sauf les nœuds extrêmes qui sont appuyés sur un encastrement parfait.

Le béton projeté et les cintres seront modélisés en une section équivalente avec un module d'élasticité équivalent E_{eq} et une épaisseur équivalente e_{eq} qui seront calculées ci-dessous, et le sol sera modélisé par des ressorts de raideur K .

VII.2.2.1. Calcul de la section équivalente [11]

La partie matériau composite (cintres +béton projeté) du soutènement provisoire a été traitée en matériau homogénéisé dont les caractéristiques sont déterminées comme suit :

$$a E_{eq} e_{eq} = \sum E_i A_i$$

$$a E_{eq} e_{eq}^3 = 12 \sum E_i I_i$$

Où :

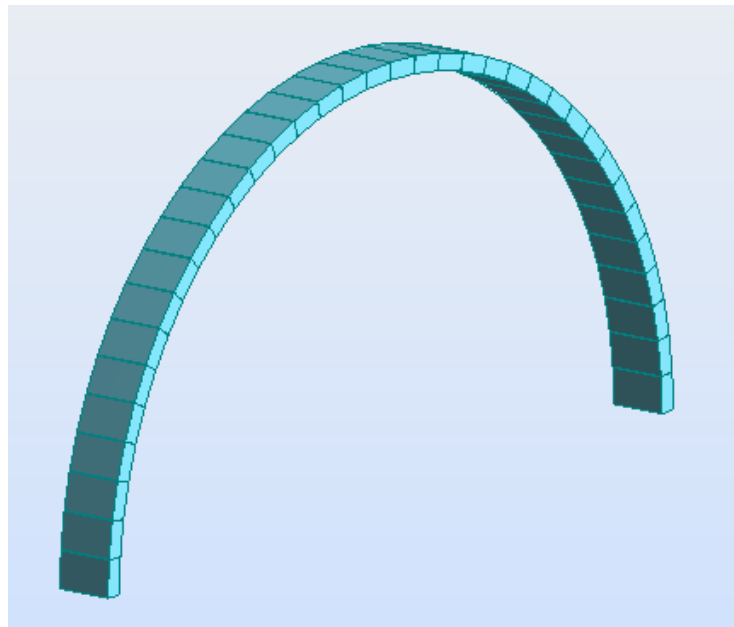
a : espacement entre cintres

Tableau VII.1 : données du soutènement

	Cintre HEB 220	Béton projeté	
		Section Est (a=0.5m)	Section médiane (a=1.5m)
E (MPa)	2.1×10^5	10000	10000
I (m ⁴)	8.09×10^{-5}	1.8×10^{-3}	3.4×10^{-3}
A (m ²)	9.1×10^{-3}	0.24	0.45

Tableau VII.2 : calcul de la section équivalente

	Cintre HEB 220		Béton projeté		E _{eq} (MPa)	e _{eq} (m)
	EA (MN/m)	EI (MN.m)	EA (MN/m)	EI(MN.m)		
Section Est	1911	17	2400	18	27800	0.31
Section médiane			4500	34	13800	0.31

**Figure VII.3** : vue 3D de la section équivalente [21]**VII.2.2.2. Calcul de la raideur K**

$$\text{Section Est : } K = \frac{170 \times 10^3}{(1+0.3) \times 7.67} = 17000 \text{ kPa/m}$$

$$\text{Section médiane : } K = \frac{1000 \times 10^3}{(1+0.3) \times 7.52} = 102300 \text{ kPa/m}$$

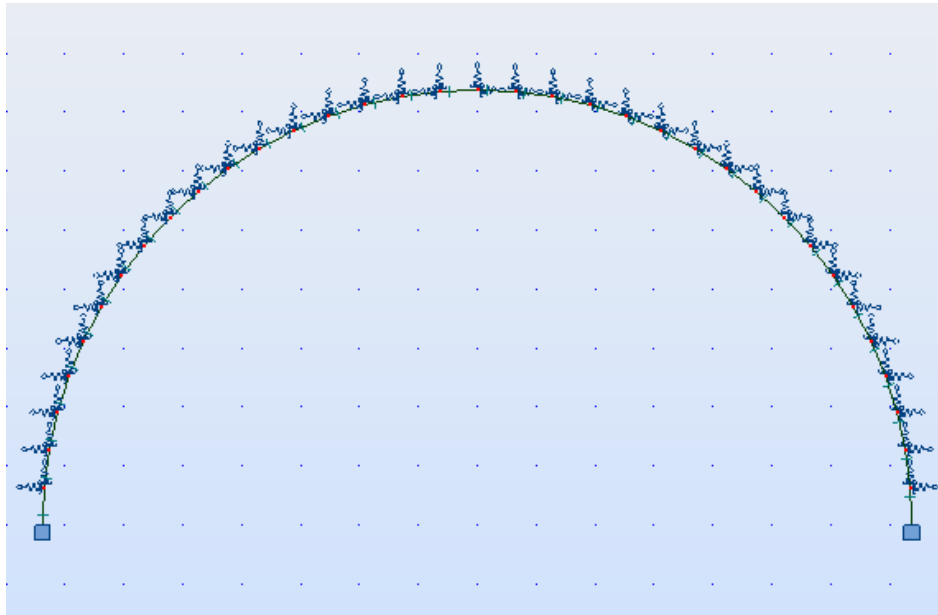


Figure VII.4 : Modélisation des appuis des sections étudiées du soutènement provisoire [21]

VII.2.2.3. Diagramme des efforts [21]

a) Section Est

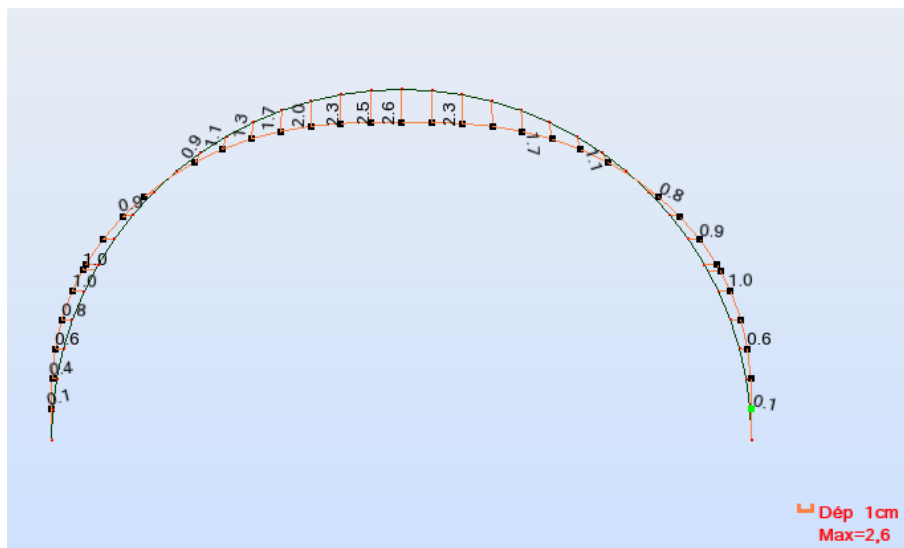


Figure VII.5 : la déformée du soutènement provisoire de la section Est

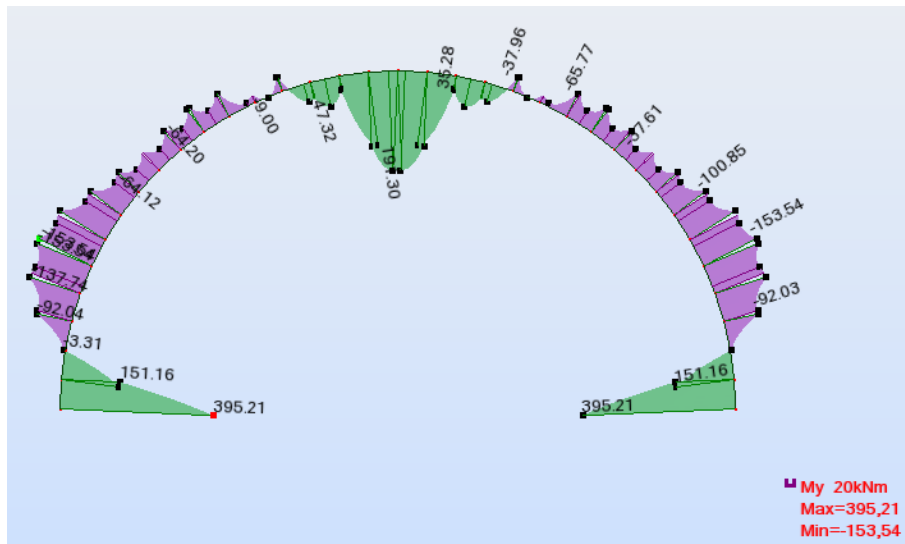


Figure VII.6 : diagramme du moment fléchissant du soutènement provisoire de la section Est

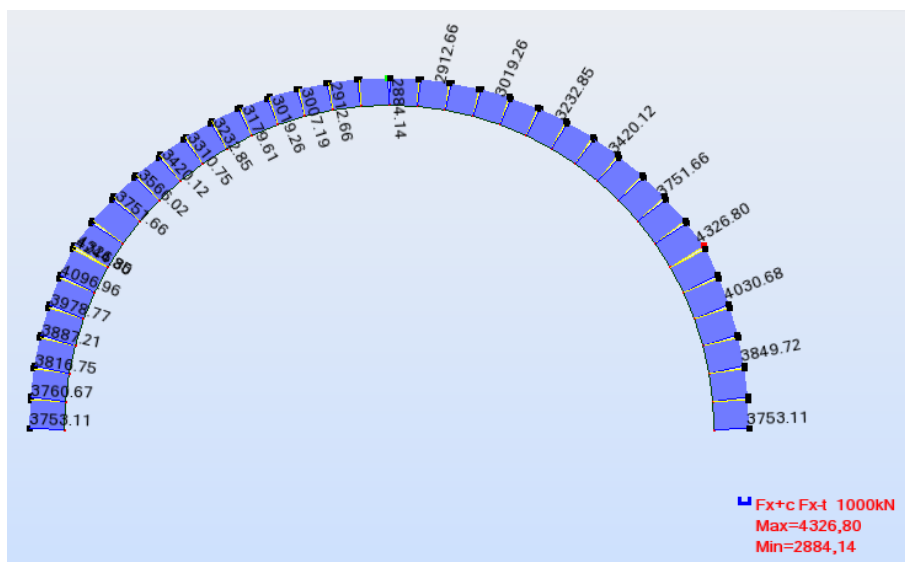


Figure VII.7 : diagramme de l'effort normal du soutènement provisoire de la section Est

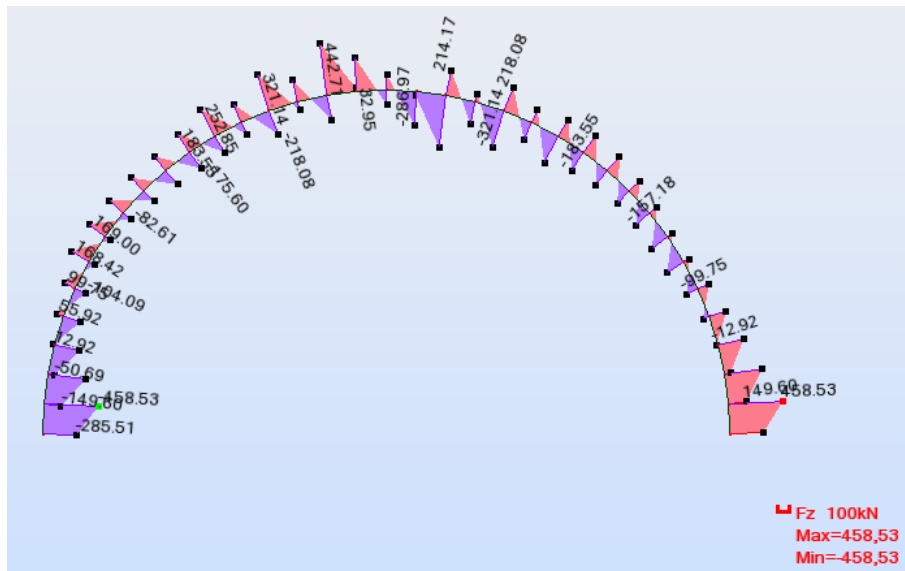


Figure VII.8 : diagramme de l'effort tranchant du soutènement provisoire de la section Est

b) Section médiane

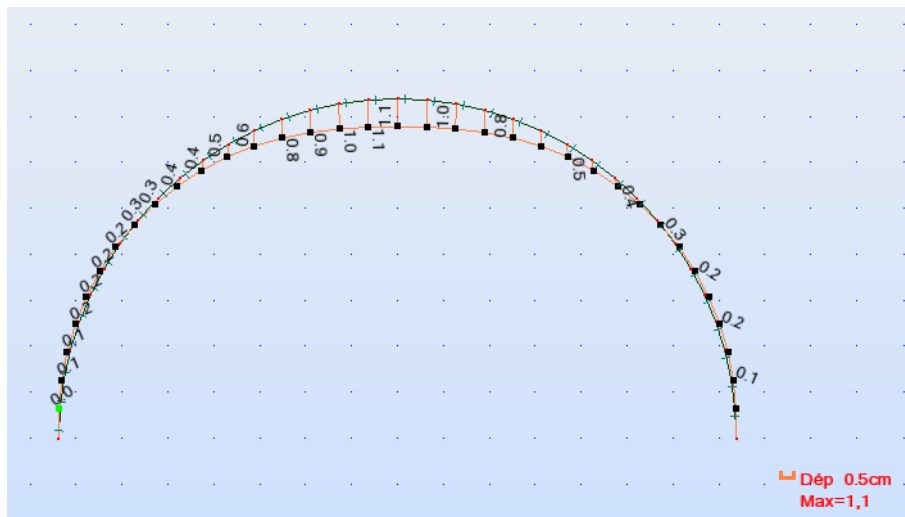


Figure VII.9 : la déformée du soutènement provisoire de la section médiane

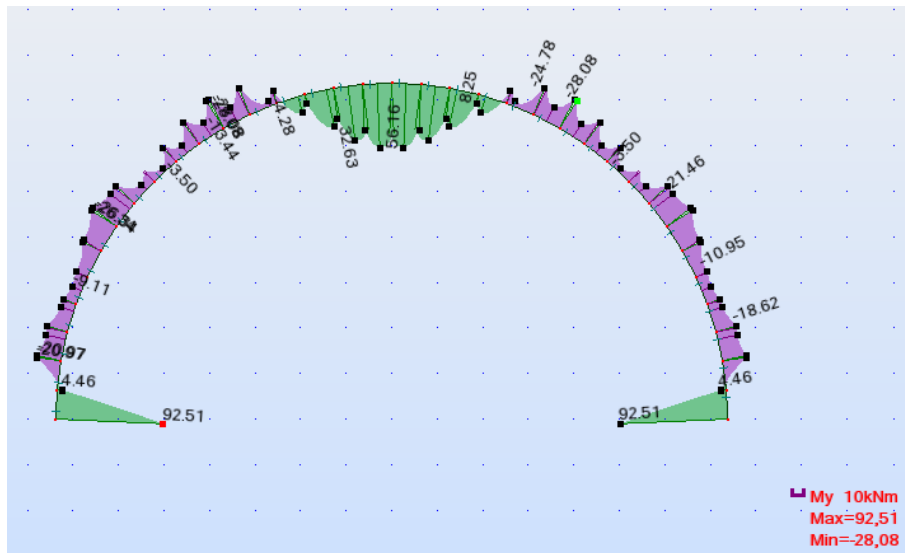


Figure VII.10 : diagramme du moment fléchissant du soutènement provisoire de la section médiane

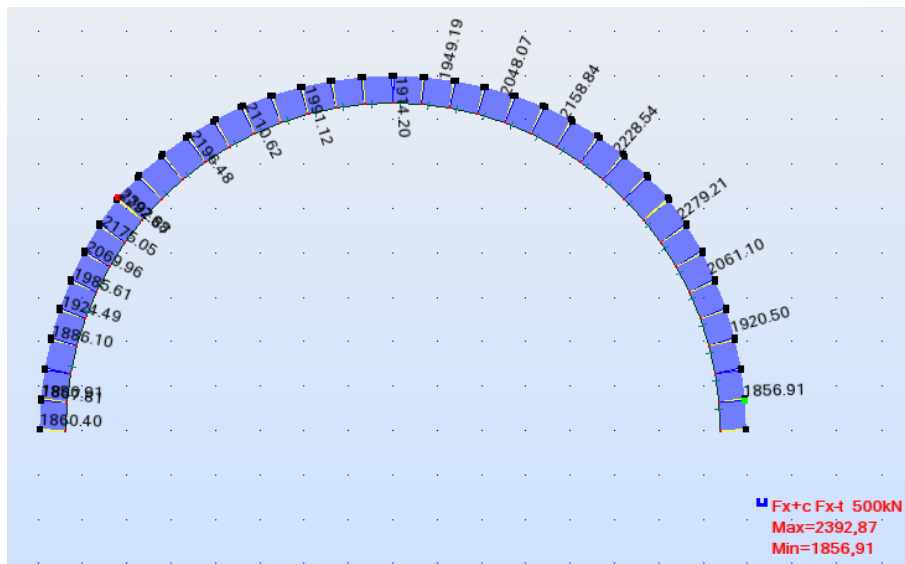


Figure VII.11 : diagramme de l'effort normal du soutènement provisoire de la section médiane

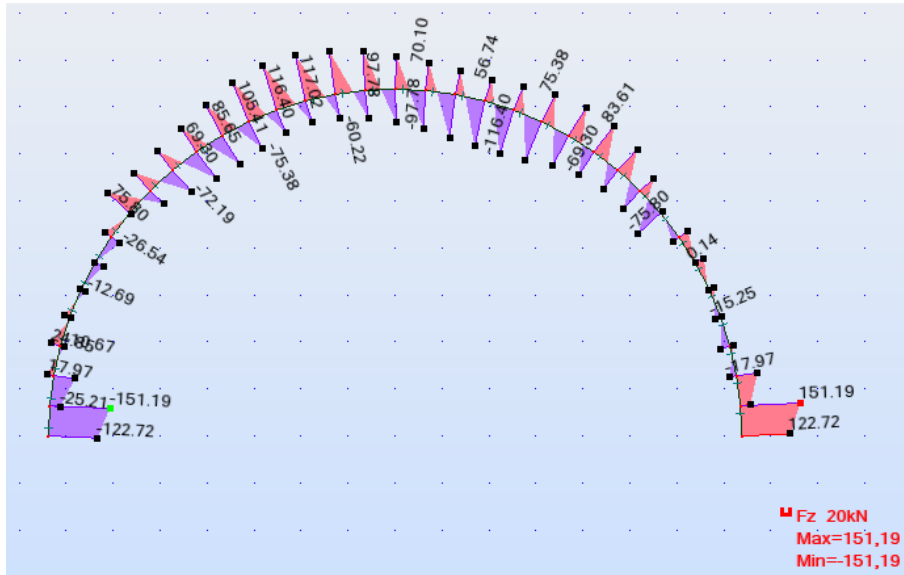


Figure VII.12 : diagramme de l'effort tranchant du soutènement provisoire de la section médiane

VII.3 Etapes de vérification des contraintes

VII.3.1. Répartition des efforts internes [11]

✓ Rigidité du cintre métallique

A la compression

$$E_c A_c' = \frac{E_c A_c}{e}$$

A la flexion

$$E_c I_c' = \frac{E_c I_c}{e}$$

✓ Rigidité du béton projeté

A la compression

$$E_b A_b' = \frac{E_b A_b}{e} = \frac{E_b}{e} (e \times d) = d \times E_b = \theta_N E_c A_c'$$

A la flexion

$$E_b I_b' = \frac{E_b I_b}{e} = \frac{E_b d^3}{12} = \theta_M E_c I_c'$$

Où e : espacement entre les cintres

d : épaisseur du béton projeté

On aura donc :

$$\theta_N = \frac{E_b \times d}{E_c A_c'}$$

$$\theta_M = \frac{d^3 E_b}{12 E_c I_c'}$$

✓ Les efforts agissants sur chaque élément du soutènement

$$\text{Dans le cintre :} \quad M_c = \frac{1}{1+\theta_M} M \quad N_c = \frac{1}{1+\theta_N} N \quad T_c = \frac{1}{1+\theta_N} T$$

$$\text{Dans le béton projeté :} \quad M_b = \frac{\theta_M}{1+\theta_M} M \quad N_b = \frac{\theta_N}{1+\theta_N} N \quad T_b = \frac{\theta_N}{1+\theta_N} T$$

VII.3.2. Vérification des contraintes normales [11]

$$\text{Dans le cintre :} \quad \sigma_c = \gamma_s \left(\frac{N_c}{A_c} \pm \frac{M_c}{w_c} \right) < \sigma_e = 355 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma_s = 1.1$ selon l'Eurocode

$$A_c' = \frac{A_c}{a}$$

$$w_c' = \frac{w_c}{a}$$

$$\text{Dans le béton projeté :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{w_{eq}} \right) < f_{bu} \\ \sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{w_{eq}} \right) < f_{t28} \end{array} \right.$$

Avec : $\gamma_b = 1.35$

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{1.5} = 0.85 \frac{30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$I_{eq} = \frac{bh^3}{12} + 2 \times 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{1 \times 0.3^3}{12} + 2 \times 15 \times 2.82 \times 10^{-4} \left(\frac{0.3}{2} - 0.26 \right)^2$$

$$\Rightarrow I_{eq} = 2.35 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$A_{eq} = bh + 2 \times 15 A_s = 1 \times 0.3 + 2 \times 15 \times 2.28 \times 10^{-4} \Rightarrow A_{eq} = 0.31 \text{ m}^2$$

b : Largeur de la section de béton projeté.

h : L'épaisseur de la section de béton projeté.

$A_s = 10\phi 6 = 2.82 \text{ cm}^2$ (section d'acier en treillis soudé $10 \times 10 \text{ cm}^2$, pour une section de 1m)

d: distance entre l'axe neutre du treillis soudé et la fibre extrême du béton projeté égal à 26cm.

VII.3.3. Vérifications des contraintes de cisaillement [12, 13]

Cintre : $\tau = \frac{T \cdot S}{I \cdot \delta} < \tau_{\text{lim}}$

Avec :

I : Moment d'inertie

s : Moment statique de la demi-section

δ : épaisseur de l'âme du profil

$$\tau_{\text{lim}} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{355}{\sqrt{3}} = 205 \text{ MPa}$$

Béton projeté : $\tau = \frac{T_b}{ad} < \tau_u = 3 \text{ MPa}$

Avec :

a : largeur de la section du béton ;

d = 26cm (hauteur utile de la section) ;

$\tau_u = \min(0.15 ; f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$.

VII.4 Vérification des contraintes pour la section Est

Tableau VII.3 : Répartition des efforts internes dans le soutènement Est

	$E_c A'_c$	$E_c I'_c$	θ_N	θ_M
Section Est	3822	34	0.78	0.66

Tableau VII.4 : Les efforts repris par les éléments du soutènement de la section Est

	$M_{\max}=256\text{kN.m} \rightarrow N = 2902 \text{ kN}$		$N_{\max}=4327 \text{ kN} \rightarrow M=96 \text{ kN.m}$		$T_{\max} = 458 \text{ kN}$
	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	
Cintre	154	1630	58	2430	258
Béton projeté	102	1272	38	1897	200

VII.4.1. Le moment maximal et l'effort normal correspondant

✓ Cintre métallique

$$\text{FC : } \sigma_c = 1.1 \times 0.5 \times \left(\frac{1630}{9.1 \times 10^{-3}} + \frac{154}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 214 \text{ MPa} < \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

$$\text{FT : } \sigma_c = 1.1 \times 0.5 \times \left(\frac{1630}{9.1 \times 10^{-3}} - \frac{154}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 17 \text{ MPa} < \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

✓ Béton projeté

$$\text{FC : } \sigma_b = 1.35 \times \left(\frac{1272}{0.31} + \frac{102}{0.0156} \right) = 14 \text{ MPa} < f_{bu} = 17 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

$$\text{FT : } \sigma_b = 1.35 \times \left(\frac{1272}{0.31} - \frac{102}{0.0156} \right) = 2 \text{ MPa} < f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

VII.4.2. L'effort normal maximal et le moment correspondant

✓ Cintre métallique

$$\text{FC : } \sigma_c = 1.1 \times 0.5 \times \left(\frac{2430}{9.1 \times 10^{-3}} + \frac{58}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 226 \text{MPa} < \sigma_e = 355 \text{MPa} \quad \checkmark$$

$$\text{FT : } \sigma_c = 1.1 \times 0.5 \times \left(\frac{2430}{9.1 \times 10^{-3}} - \frac{58}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 68 \text{MPa} < \sigma_e = 355 \text{MPa} \quad \checkmark$$

✓ Béton projeté

$$\text{FC : } \sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{W_{eq}} \right) = 1.35 \times \left(\frac{1897}{0.31} + \frac{38}{0.0156} \right) = 11 \text{MPa} < f_{bu} = 17 \text{MPa} \quad \checkmark$$

VII.4.3. Vérification au cisaillement

✓ Cintre métallique

$$\tau = \frac{0.5 \times 258 \times 4.14 \times 10^{-4}}{8.09 \times 10^{-5} \times 9.5 \times 10^{-3}} = 70 \text{MPa} < \tau_{lim} = 205 \text{MPa} \quad \checkmark$$

Avec :

I : moment d'inertie

S : moment statique de la demi-section

δ : épaisseur de l'âme du profil

$$\tau_{lim} = \frac{fy}{\sqrt{3}} = \frac{355}{\sqrt{3}} = 205 \text{MPa}$$

✓ Béton projeté

$$\tau = \frac{200}{1 \times 0.26} = 0.8 \text{MPa} < \tau_u = 3 \text{MPa} \quad \checkmark$$

Avec :

a : largeur de la section du béton ;

d = 26cm (hauteur utile de la section) ;

$$\tau_u = \min \left(0.15 ; \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right) = 3 \text{MPa}.$$

VII.5 Vérification des contraintes pour la section médiane

Tableau VII.5 : Répartition des efforts internes dans le soutènement médian

	$E_c A'_c$	$E_c I'_c$	θ_N	θ_M
Section médiane	1274	11.33	2.35	1.98

Tableau VII.6 : Les efforts repris par les éléments du soutènement de la section médiane

	Mmax=56 kN.m → N = 1922 kN		Nmax=2393 kN → M=7 kN.m		Tmax = 151 kN
	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	
Cintre	19	574	2	714	45
Béton projeté	37	1348	5	1679	106

VII.5.1. Le moment maximal et l'effort normal correspondant

✓ **Cintre métallique**

$$\text{FC : } \sigma_c = 1.1 \times 1.5 \times \left(\frac{574}{9.1 \times 10^{-3}} + \frac{19}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 130 \text{ MPa} < \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

$$\text{FT : } \sigma_c = 1.1 \times 1.5 \times \left(\frac{574}{9.1 \times 10^{-3}} - \frac{19}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 78 \text{ MPa} < \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

✓ **Béton projeté**

$$\text{FC : } \sigma_b = 1.35 \times \left(\frac{1348}{0.31} + \frac{37}{0.0156} \right) = 9.1 \text{ MPa} < f_{bu} = 17 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

VII.5.2. L'effort normal maximal et le moment correspondant

✓ **Cintre métallique**

$$\text{FC : } \sigma_c = 1.1 \times 1.5 \times \left(\frac{714}{9.1 \times 10^{-3}} + \frac{2}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 132 \text{ MPa} < \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

$$\text{FT : } \sigma_c = 1.1 \times 1.5 \times \left(\frac{714}{9.1 \times 10^{-3}} - \frac{2}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 127 \text{ MPa} < \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

✓ Béton projeté

$$FC : \sigma_b = 1.35 \times \left(\frac{1679}{0.31} + \frac{5}{0.0156} \right) = 7.7 MPa < f_{bu} = 17 MPa \quad \checkmark$$

VII.5.3. Vérification au cisaillement

✓ Cintre métallique

$$\tau = \frac{45 \times 4.14 \times 10^{-4}}{8.09 \times 10^{-5} \times 9.5 \times 10^{-3}} = 24.5 MPa < \tau_{lim} = 205 MPa \quad \checkmark$$

Avec :

I : moment d'inertie

S : moment statique de la demi-section

 δ : épaisseur de l'âme du profil

$$\tau_{lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{355}{\sqrt{3}} = 205 MPa$$

✓ Béton projeté

$$\tau = \frac{106}{1 \times 0.26} = 0.41 MPa < \tau_u = 3 MPa \quad \checkmark$$

Avec :

a : largeur de la section du béton ;

d = 26cm (hauteur utile de la section) ;

$$\tau_u = \min \left(0.15 ; \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 MPa \right) = 3 MPa.$$

VII.6 Conclusion

Les vérifications faites dans ce chapitre ont permis de confirmer les résultats obtenus à l'aide de la méthode convergence-confinement (chapitre VI).

Ainsi, on adopte 30cm de béton projeté pour les deux sections et des cintres de type HEB220 espacés de 0.5 m pour la section Est et de 1.5 m pour la section médiane.

VIII.1 Introduction

Le soutènement provisoire assure la stabilité des convergences (s'oppose aux convergences des parois) mais sa fonction ne lui permet pas d'assurer la stabilité des parois (stopper les convergences) à long terme.

Pour cela un revêtement définitif vient se poser au tour de l'excavation après creusement du stross inférieur. Le revêtement matérialise le caractère définitif et durable de l'ouvrage vis-à-vis des exigences à respecter pour que l'ouvrage soit stable et apte à l'usage auquel il est destiné.

L'objet de ce chapitre est de justifier les épaisseurs de revêtements prévus pour les deux sections étudiées et dimensionner les sections des armatures nécessaires à mettre en place selon la combinaison de charge qui met la structure dans l'état le plus défavorable.

VIII.2 Fonctions d'un revêtement [14]

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

- ✓ Fonction de soutènement : la fonction de soutènement du revêtement permet d'assurer la stabilité mécanique nécessaire de l'ouvrage à long terme ;
- ✓ Le revêtement doit être conçu de façon à mobiliser efficacement l'interaction avec le terrain, ce qui implique des choix appropriés en matière de forme de la section et de rigidité de la structure en regard de celle du massif, ainsi que la méthode d'exécution de façon à garantir un bon contact avec le terrain en tout point ;
- ✓ Le revêtement peut contribuer aussi à l'étanchement en étant par lui-même étanche ;
- ✓ Un revêtement lisse contribue à minimiser les pertes de charge, lorsque le tunnel possède un système de ventilation mécanique.

VIII.3 Différents types de revêtement [14]

Les revêtements des tunnels sont en général réalisés en béton non armé en section courante mais peuvent être localement renforcé notamment au droit des niches de sécurité et au croisement du tunnel principal et des ouvrages transversaux. Les radiers contre voûtés 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.

VIII.3.1 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 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.

VIII.3.2 Revêtements localement armés

Dans un revêtement de tunnel non armé en section courante, peuvent être localement ferrillés :

- ✓ Les zones particulièrement sollicitées, banquettes de fondation, piédroits, ouvrages transversaux, niches etc.
- ✓ Les zones soumises à des efforts ponctuels (appuis de dalles de ventilation) ;
- ✓ Les radiers (plat ou contre voûtés) ;
- ✓ Les zones à fort changement de courbure ;
- ✓ Les parties des ouvrages soumises à un critère de fissuration préjudiciable.

VIII.3.3 Revêtements totalement armés

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

- ✓ Les ouvrages soumis à une charge hydrostatique importante quand l'étanchement total de l'ouvrage (y compris radiers) est nécessaire ;
- ✓ Les ouvrages creusés dans un terrain de raideur faible, 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 galeries d'assainissements avec des écoulements en charge ;

- ✓ Les zones de franchissements d'accidents géologiques ou de zones singulières (gonflement, faible couverture) ;
- ✓ Les ouvrages de têtes réalisés à l'aire libre et remblayés.

VIII.4 Réalisation du revêtement par plots [14]

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 (hypothèses du calcul de la voûte) ;
- ✓ Plus rarement, de la longueur de l'ouvrage et des délais de réalisation du revêtement.

VIII.5 Caractéristiques du revêtement de notre tunnel

Le revêtement retenu pour les deux sections sera en béton armé coulé sur place. Le revêtement de la section Est aura une épaisseur de 60cm par contre celui de la section médiane sera de 50cm. Les deux sections seront menées de radier contre vouté avec les mêmes épaisseurs. Les sections des armatures seront déterminées par la suite dans ce chapitre.

- ✓ Le béton de revêtement a les caractéristiques suivantes :

Tableau VIII.1 : caractéristiques du béton de revêtement

La résistance caractéristique à la compression du béton F_{ck}	40MPa
Coefficient de sécurité	$\gamma_s = 1.5$
Le coefficient de poisson ν	0.2
Module d'élasticité instantané E	38000 MPa
Masse volumique du béton armé γ	25 kN/m^3

- ✓ Les armatures sont des barres HA en Fe500 dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau VIII.2 : caractéristiques des aciers du revêtement

Résistance caractéristique de l'acier F_{ck}	500MPa
Contrainte admissible dans le cas de fissuration préjudiciable	250MPa
Coefficient de sécurité γ_c	1.15
L'enrobage	6cm

VIII.6 Modélisation du revêtement

On calcul les réactions du terrain par la méthode des réactions hyperstatiques présentée dans le chapitre précédent. On utilisera le logiciel ROBOT pour la modélisation du revêtement et la détermination des efforts internes.

VIII.6.1 Modélisation de la structure

Le revêtement est modélisé sur une tranche de 1 mètre linéaire par un arc en éléments barres, formant un système polygonal dont les nœuds s'appuient sur des ressorts élastiques. Le modèle est constitué de 74 nœuds et barres.

Tableau VIII.3: modélisation du revêtement

	Voûte	Piédroits	Radier
Eléments	11 à 34	1 à 10, 35 à 45 et 74	46 à 73

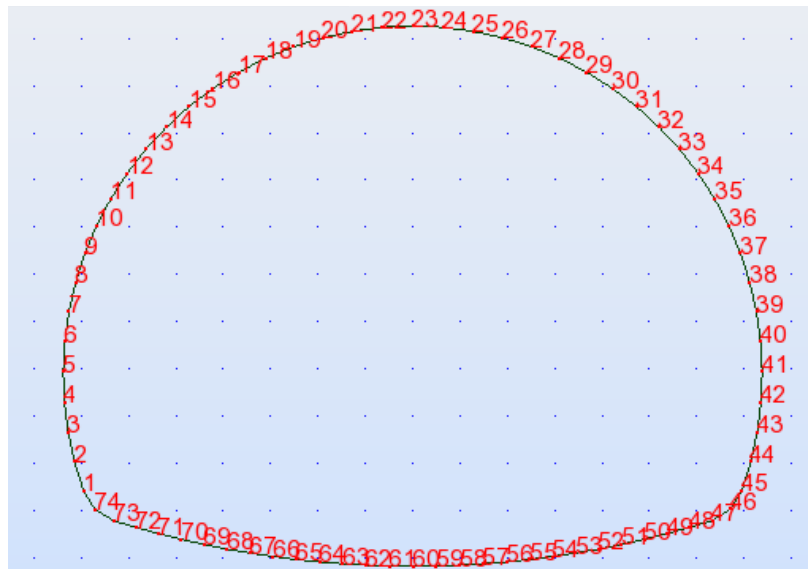


Figure VIII.1: modélisation du revêtement du tunnel [21]

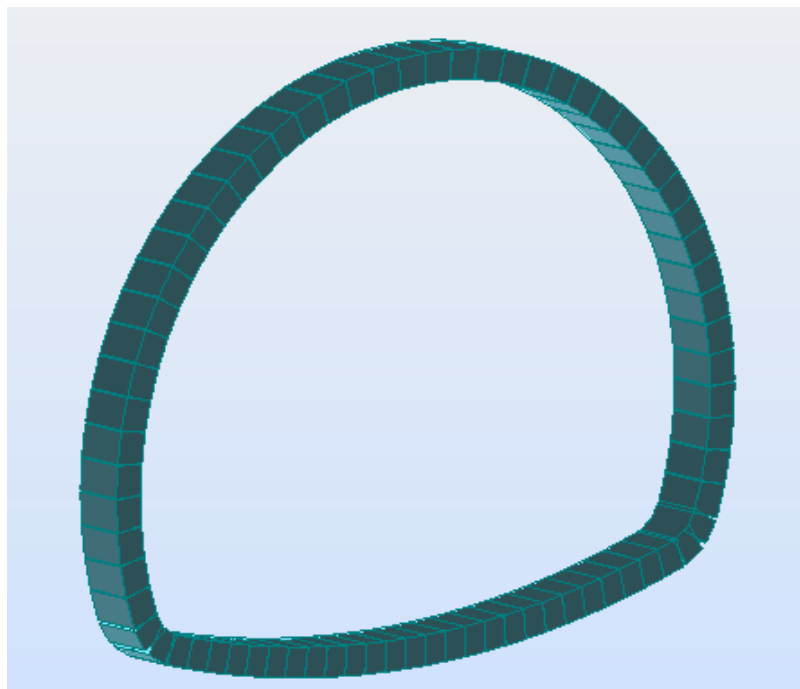


Figure VIII.2: Vue en 3D du revêtement [21]

VIII.6.2 Modélisation des réactions du terrain

La réaction du terrain sera modélisée par des appuis élastiques dont la rigidité est calculée comme suit :

$$K = \frac{E}{(1 + \nu)R}$$

- ✓ Les modules de réaction du terrain dans la section Est sont :

$$K_{voûte} = K_{piedroits} = \frac{170 \times 10^3}{(1 + 0.3) \times 7.07} = 18496 \text{ kPa/m}$$

$$K_{angle} = \frac{170 \times 10^{-3}}{(1 + 0.3)1.3} = 100592 \text{ kPa/m}$$

$$K_{radier} = \frac{170 \times 10^3}{(1 + 0.3) \times 18.3} = 7146 \text{ kPa/m}$$

- ✓ Les modules de réaction du terrain dans la section médiane sont :

$$K_{voute} = K_{piedroits} = \frac{1000 \times 10^3}{(1 + 0.3) \times 7.02} = 109577 \text{ kPa/m}$$

$$K_{angle} = \frac{1000 \times 10^{-3}}{(1 + 0.3)1.25} = 615385 \text{ kPa/m}$$

$$K_{radier} = \frac{1000 \times 10^3}{(1 + 0.3) \times 18.25} = 42150 \text{ kPa/m}$$

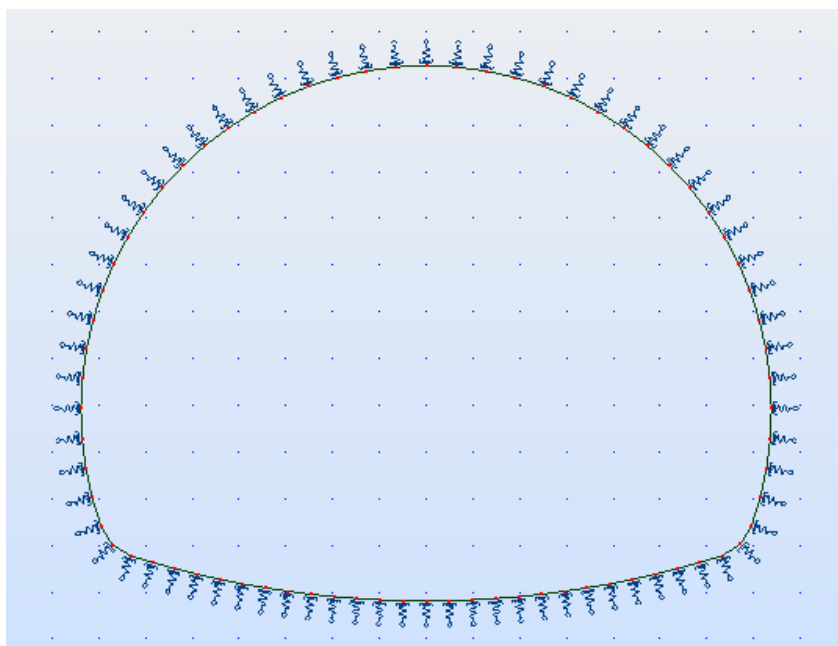


Figure VIII.3 : modélisation des appuis du revêtement définitif [21]

VIII.7 Les sollicitations agissantes sur le revêtement

Les sollicitations agissantes sur le revêtement du tunnel sont :

VIII.7.1 Poids propre du revêtement

Le poids propre de la structure est calculé et appliqué directement par le logiciel dans tous les cas de charges, en prenant le poids volumique du béton armé 25 kN/m^3 .

VIII.7.2 Les pressions des terres

- ✓ Les pressions des terres verticales en voûte et en radier ;
- ✓ Les pressions horizontales en piédroits.

Tableau VIII.4 : pressions des terres appliquées sur le revêtement des deux sections

	$P_{\text{voûte}} (\text{kN/m}^2)$	$P_{\text{piédroits}} (\text{kN/m}^2)$	$P_{\text{radier}} (\text{kN/m}^2)$
Portait Est	630	381	94
Médiane	336	34	132

VIII.7.3 Les pressions de gonflement

Ces pressions agissent au niveau de la section Est. Parmi les cas de charges proposées en chapitre 5, on étudiera le cas de chargement cas4 (figure V.11) :

$$Pg_{v,\max} = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$Pg_{h,\max} = 150 \text{ kN/m}^2$$

VIII.7.4 Les pressions des dièdres

Ces pressions peuvent survenir au niveau de la section médiane. Parmi les cas de charges présentées en chapitre V, on étudiera les deux cas de charge suivants :

- Cas d'un dièdre local centré maximal avec : $P_{dc12} = 252 \text{ kN/m}^2$
- Cas d'un dièdre local décentré maximal avec : $P_{dd12} = 252 \text{ kN/m}^2$

VIII.7.5 Effet sismique [15]

Les tunnels ont généralement un bon comportement sous l'effet d'un séisme. La prise en compte du risque sismique modifie peu les dimensionnements sous l'action des charges statiques réglementaires, sauf dans les zones à forte sismicité.

L'action sismique appliquée à l'ouvrage ainsi qu'aux terres qui lui sont solidaires engendre une accélération horizontale maximale caractérisée par le coefficient sismique K_h et une accélération verticale concomitante caractérisée par le coefficient sismique K_v . Ces coefficients sismiques sont donnés par les expressions suivantes :

$$K_h = A$$

$$K_v = 0,5K_h$$

$A=0.25$: coefficient d'accélération de zone d'après le RPOA

VIII.7.5.1 Sollicitation verticale due au séisme

Les sollicitations verticales dues au séisme sont déterminées par l'application aux diverses parties de l'ouvrage l'accélération verticale définie ci-dessus. La force d'inertie par unité de volume qui s'exerce sur un élément de poids volumique γ est égale à :

$$f_i = \gamma K_v$$

VIII.7.5.2 Sollicitations horizontales dues au séisme

- ✓ Incrément de poussée active du sol ;
- ✓ Forces d'inertie dues à l'accélération horizontale de l'ouvrage.

a) Effet sur le terrain

En utilisant la méthode Mononobé Okabé : l'incrément dynamique de poussée active qui s'exerce sur un terrain de hauteur H est pris égale à :

$$\Delta P_{ad} = \gamma H [(1 \pm K_v) K_{ad} - K_0]$$

Avec :

γ : poids volumique du terrain

K_v : coefficient sismique vertical

K_{ad} : coefficient de poussée dynamique

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

Le coefficient de poussée dynamique est déterminé par la formule suivante :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \theta)}{\cos\theta}} \right]^2}$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne du terrain

$\theta = \arctg \frac{k_h}{1+k_v}$: angle d'inclinaison de la barre sous l'effet sismique

b) Effet sur la structure

La force d'inertie par unité de volume qui s'exerce sur un élément de poids volumique γ dus à l'accélération horizontale du terrain est égale à :

$$f_i = K_h W$$

VIII.7.5.3 L'action sismique au niveau du portail Est

$$\text{Caractéristiques du terrain} \left\{ \begin{array}{l} \gamma = 21 \text{ kN/m}^3 \\ \varphi = 18^\circ \\ H = 30 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{Coefficient sismique} \left\{ \begin{array}{l} K_h = A = 0.25 \\ K_v = 0.5 \times 0.25 = 0.125 \end{array} \right.$$

Le coefficient de poussée dynamique :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(18 - 12.53)}{\cos^2 12.53 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 18 \sin (18 - 12.53)}{\cos 12.53}} \right]^2} = 0.755$$

Avec :

$$\theta = \arctg \frac{0.25}{1 + 0.125} = 12.53^\circ$$

✓ L'incrément de charge horizontal :

$$\Delta P_{ad} = 21 \times 30 [(1 + 0.125)0.755 - 0.7] = 94 \text{ kN/m}^2$$

- ✓ Effet horizontal sur la structure :

$$P_{hd} = K_h \gamma e = 0.25 \times 25 \times 0.6 = 3.75 \text{ kPa}$$

- ✓ Effet vertical sur la structure :

$$P_{vd} = \pm K_v \gamma e = 0.125 \times 25 \times 0.6 = 1.87 \text{ kPa}$$

VIII.8 Les différentes combinaisons à étudier pour les deux sections

La détermination des armatures nécessaires pour chacune des deux sections se feront suivant l'une des combinaisons de charge suivantes :

- ✓ Pour la section Est :

Cas 1: $P_p + P_v + P_h + P_{radier}$

Cas 2: $P_p + P_v + P_h + P_{radier} + P_{gv,max} + P_{gh,max}$

Cas 3: $P_p + P_v + P_h + P_{radier} + P_{sismique}$

- ✓ Pour la section médiane :

Cas 1: $P_p + P_v + P_h + P_{radier}$

Cas 2: $P_p + P_v + P_h + P_{radier} + P_{dc12}$

Cas 3: $P_p + P_v + P_h + P_{radier} + P_{dd12}$

VIII.9 Efforts internes et ferrailage de la section Est [21]

Tableau VIII.5 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section Est sous la combinaison cas 1

Eléments	M (kN/m ²)	N (kN)	$A_{extrados}(cm^2)$	$A_{intradados}(cm^2)$
Voûte	844	4365	4.6	7.5
Piédroits	1057	4763	34.2	11.1
Radier	460	4491	0.0	7.4

Tableau VIII.6 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section Est sous la combinaison cas 2

Eléments	M (kN/m ²)	N (kN)	$A_{extrados}(cm^2)$	$A_{intrados}(cm^2)$
Voûte	569	4557	0.0	7.4
Piédroits	1356	5166	7.4	0.0
Radier	1327	4894	0.0	14.6

Tableau VIII.7 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section Est sous la combinaison cas 3

Eléments	M (kN/m ²)	N (kN)	$A_{extrados}(cm^2)$	$A_{intrados}(cm^2)$
Voûte	1009	6911	0.0	7.4
Piédroits	1129	7323	7.4	0.0
Radier	985	6684	0.0	7.4

Tableau VIII.8 : ferrailage adopté pour la section Est

Eléments	Section calculée		Section adoptée	
	$A_{extrados}(cm^2/ml)$	$A_{intrados}(cm^2/ml)$	$A_{extrados}(cm^2/ml)$	$A_{intrados}(cm^2/ml)$
Voûte	7.5	4.6	7HA12	7HA12
Piédroits	34.2	11.4	7HA25	7HA18
Radier	7.4	14.6	7HA12	7HA18

Avec $S_l = 16cm$

VIII.10 Efforts internes et ferrailage de la section médiane [21]

Tableau VIII.9 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section médiane sous la combinaison cas 1

Eléments	M (kN/m ²)	N (kN)	$A_{extrados}(cm^2)$	$A_{intrados}(cm^2)$
Voûte	178	2727	0.0	7.4
Piédroits	206	2684	7.4	0.0
Radier	168	2587	0.0	7.4

Tableau VIII.10 : efforts internes maximaux et ferrailages de la section médiane sous la combinaison cas 2

Eléments	M (kN/m ²)	N (kN)	$A_{extrados}(cm^2)$	$A_{intrados}(cm^2)$
Voûte	602	3222	0.0	7.4
Piédroits	373	3523	7.4	0.0
Radier	235	3358	0.0	7.4

Tableau VIII.11 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section médiane sous la combinaison cas 3

Eléments	M (kN/m ²)	N (kN)	$A_{extrados}(cm^2)$	$A_{intrados}(cm^2)$
Voûte	662	2389	0.0	7.4
Piédroits	448	3529	7.4	0.0
Radier	323	3164	0.0	7.4

Tableau VIII.12 : ferrailage adopté pour la section médiane

Eléments	Section calculée		Section adoptée	
	$A_{extrados}(cm^2/ml)$	$A_{intradados}(cm^2/ml)$	$A_{extrados}(cm^2/ml)$	$A_{intradados}(cm^2/ml)$
Voûte	0.0	7.4	5HA10	5HA14
Piédroits	7.4	0.0	5HA14	5HA10
Radier	0.0	7.4	5HA10	5HA14

Avec $S_l = 20cm$

VIII.11 Ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant [13]

La contrainte tangentielle ultime doit être inférieure à la contrainte limite ultime :

$$\tau_u \leq \tau_{max}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

L'espace des cadres :

$$S_t = \frac{A_t}{\rho_t b} \leq \min\{0.9d; 40cm\}$$

Avec :

$$\rho_t = \max\left\{\frac{\tau_u - \tau_0}{0.9f_e/\gamma_s}; \rho_{t_{min}}\right\} \text{ Pourcentage d'armatures transversales d'une section}$$

$$\rho_{t_{min}} = \max\{0.5\tau_u; 0.4MPa\} / f_e$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{tj}^* k \begin{cases} k = 1 + \frac{\sigma_m}{f_{cj}} \\ f_{tj}^* = \min\{f_{tj}; 3.3MPa\} = 3 \end{cases}$$

On adopte des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) de diamètre $\emptyset 8$

Pour des armatures droites avec fissuration préjudiciable :

$$\tau_{max} = \min\left\{0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 4MPa$$

Tableau VIII.13 : ferrailage de la section Est vis-à-vis de l'effort tranchant

	T_u	τ_u (MPa)	τ_{max} (MPa)	A_t (cm ²)	S_t (cm)
Voûte	0.755	1.45	4	8Ø8	28
Piédroits	0.556	1.07	4	8Ø8	38
Radier	0.875	1.62	4	8Ø8	15

Tableau VIII.14 : ferrailage de la section médiane vis-à-vis de l'effort tranchant

	T_u	τ_u (MPa)	τ_{max} (MPa)	A_t (cm ²)	S_t (cm)
Voûte	532	0.98	4	6Ø8	30
Piédroits	169	0.31	4	6Ø8	40
Radier	719	1.33	4	6Ø8	20

VIII.12 Armature de répartition

On adopte un ferrailage de répartition tel que :

$$\text{Section Est : } A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{34.36}{4} = 8.6 \text{ cm}^2 = 6\text{Ø}14/\text{ml}$$

$$\text{Section médiane : } A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.9 \text{ cm}^2 = 4\text{Ø}10/\text{ml}$$

N.B : les diagrammes des efforts internes des deux sections donnés par le logiciel Robot sont présentés en annexe B.

VIII.13 Schémas de ferrillages [20]

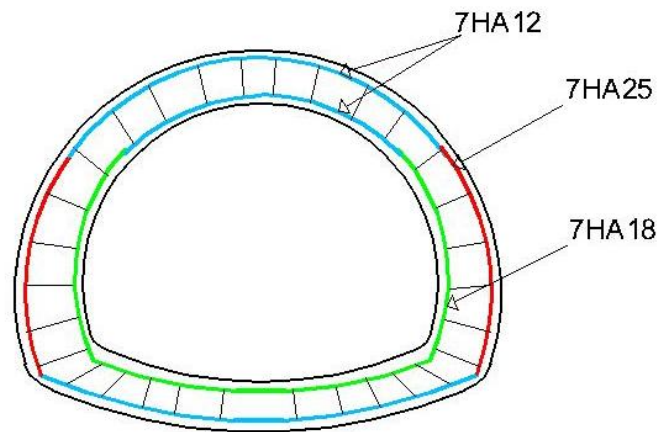


Figure VIII.4 : schéma du ferrillage du revêtement définitif de la section Est

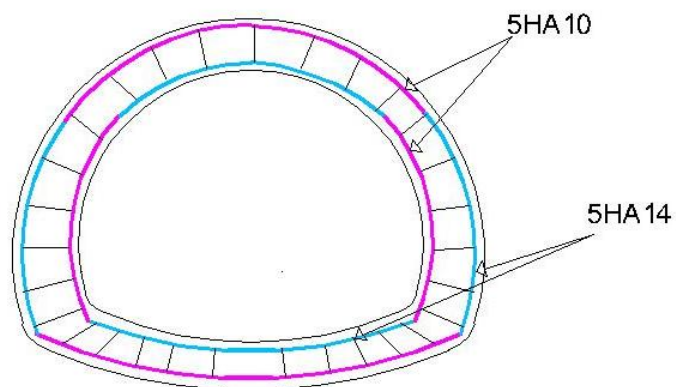


Figure VIII.5 : schéma du ferrillage du revêtement définitif de la section Médiane

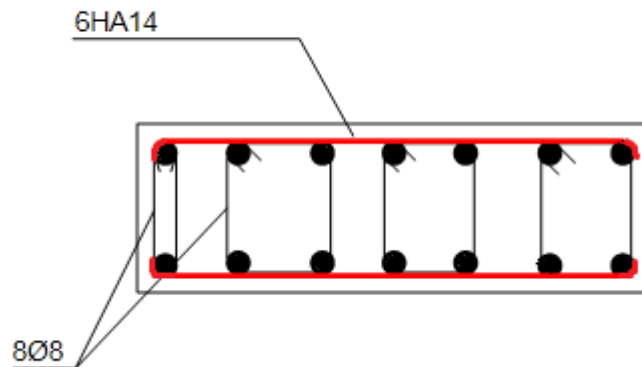


Figure VIII.6 : Ferrailage de section droite de la partie Est

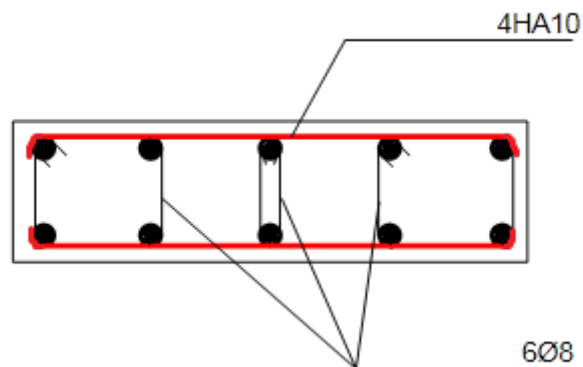


Figure VIII.7 : Ferrailage de section droite de la partie médiane

VIII.14 Conclusion

En tenant compte des différentes charges qui peuvent agir au niveau de chaque section, on a pu déterminer un ferrailage optimal qui, associé au béton, peut résister aux différentes combinaisons.

Le tracé de l'autoroute Est-Ouest a nécessité la construction de plusieurs ouvrages d'arts. La présence du mont Zbarbar en travers du tracé sur le tronçon Larbaatache-Lakhdaria a imposé le passage en souterrain. Ce dernier est composé de deux tubes, dont un a fait l'objet de notre présente étude.

Le but de ce travail a été le dimensionnement du tunnel à travers l'étude de deux sections. La première se trouvant à l'entrée Est du tunnel avec une couverture de 30 mètres et la deuxième en son milieu avec une hauteur du terrain mort de 170 mètres.

Les deux sections ont une constitution géologique et une dureté de roches différentes, vu la longueur importante du tunnel qui est de l'ordre de 1750 mètres, d'où le recours aux différentes techniques de creusement. Ce dernier est effectué en sections divisées (3 gradins) pour la section Est et en demi section pour la section médiane.

Après avoir calculé les charges actives agissantes sur le tunnel, on a procédé à la vérification du soutènement par une méthode analytique qui est la méthode convergence-confinement. Elle a permis de déterminer la pression de soutènement provisoire à l'équilibre, qui assure la stabilité de l'ouvrage pendant sa réalisation.

Une autre méthode numérique de vérification fut appliquée dans ce projet en utilisant le logiciel « robot structural analysis » en 2D.

A partir delà, on a pu conclure qu'un soutènement provisoire avec une épaisseur de béton projeté de 30 cm et des cintres HEB220 espacés de 0,5 mètre pour la section Est et de 1,5 mètre pour la section médiane pourra résister aux charges appliquées avec des déformations acceptables.

Ce même logiciel a été utilisé pour la détermination du ferrailage nécessaire pour le revêtement définitif en prenant en compte les différentes combinaisons de charges.

Ce Projet de Fin d'Etudes nous a permis de connaître les différentes étapes de réalisation d'un tunnel et les différents problèmes que l'on peut rencontrer. Ces derniers exigent une connaissance étendue dans le domaine de la géologie, l'hydrogéologie, la mécanique des sols, la mécanique des roches, la résistance de matériaux ainsi que le domaine du béton.

- [1] **A. BOUVERD, G.COLOMBERT, F.ESTEUILLE** « ouvrages souterrains Conception-Réalisation-Entretien ».
- [2] **Groupement CITIC-CRCC** « Calcul du soutènement section M3 ».
- [3] **Groupement CITIC-CRCC** « Plans de coffrage du revêtement du tunnel ».
- [4] **Groupement CITIC-CRCC** « Rapport géologique et géotechnique du tunnel ».
- [5] **CTEU** « Dossier pilote des tunnels : section 4 ».
- [6] **François. MARTIN, Adrien. SAÏTTA** « Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches ».
- [7] **Karoly SZECHY** « traité de construction des tunnels ».
- [8] **Pierre GESTA** « travaux souterrains – techniques de l’ingénieur ».
- [9] **S.BELKACEMI note de cours** « Mécanique Des Sols » ENP.ALGER 2011.
- [10] **Evert HOOK** « Pratical Rock Engineering ».
- [11] **C.CHERCHALI note de cours** «TUNNEL Calcul Soutènement Provisoire Tome I».OPU(1993).
- [12] **Manfred A.HIRT, Rolt.BEZ** « Construction métallique: notions fondamentales de dimensionnement ».
- [13] **R.BOUTEMEUR note de cours** « Béton Armé et Béton Précontraint » ENP. Alger 2011
- [14] **Recommandations AFTES** « géométrie, béton, coffrage et bétonnage des revêtements des tunnels ».
- [15] **RPOA 2008** « Règlements parasismique applicables aux domaines des ouvrages d’art ».

Sites internet

[16] <http://www.algerie-monde.com/projets-algerie/projet-construction-autoroute-est-ouest.html>

[17] http://www.asco-travauxpublics.org/IMG/pdf/Les_differeents_boucliers_cle593dbe.pdf

[18] <http://www.outilssetu.fr/didactu/tunnel/realisation/presout%20et%20sout%20front/vote-parapluie.html>

[19] <http://www.solem.ch/Tunnel/didacticiel/creusement/traitementproblemes/gonflement.html>

Logiciels

[20] AutoCad 2010.

[21] ROBOT « Structural Analysis Professional ».

B.1 Diagrammes de déformation et des efforts internes de la section médiane

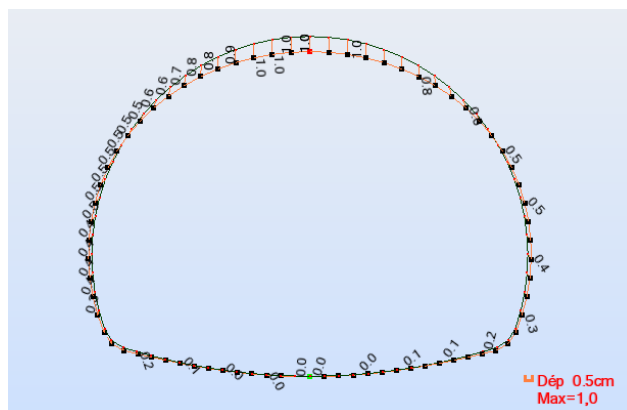


Figure B.1 : diagramme de déformation sous la combinaison cas 1

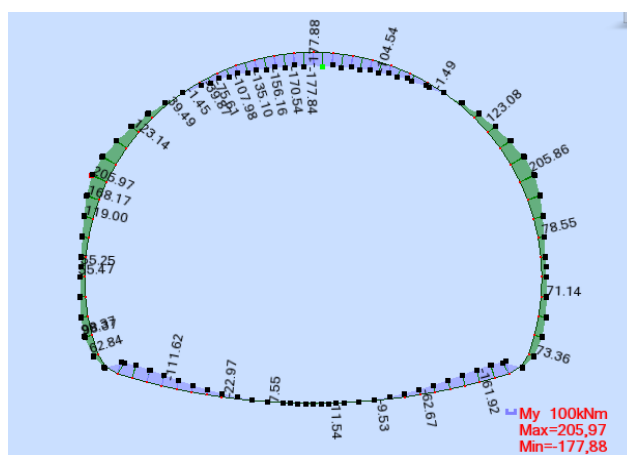


Figure B.2: diagramme des moments sous la combinaison cas 1

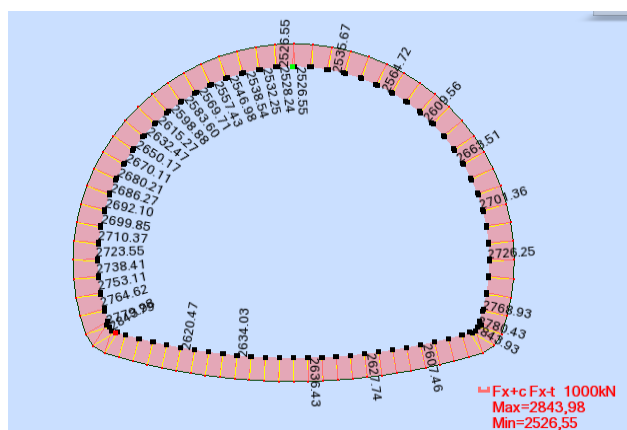


Figure B.3 : diagramme des efforts normaux sous la combinaison cas 1

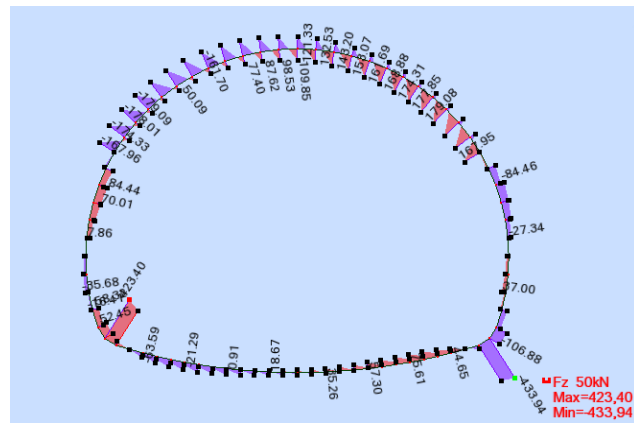


Figure B.4: Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison cas 1

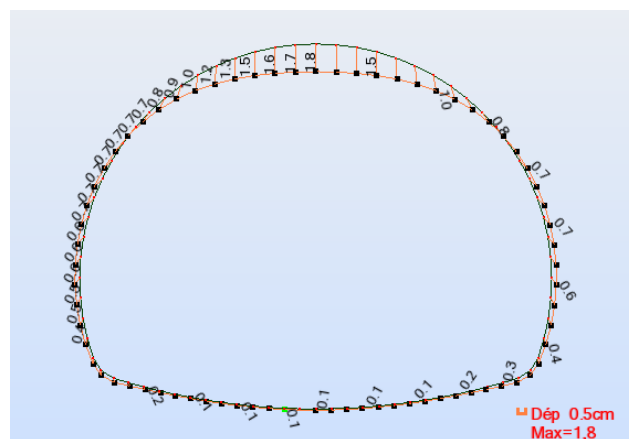


Figure B.5 : diagramme de déformation sou la combinaison cas 2

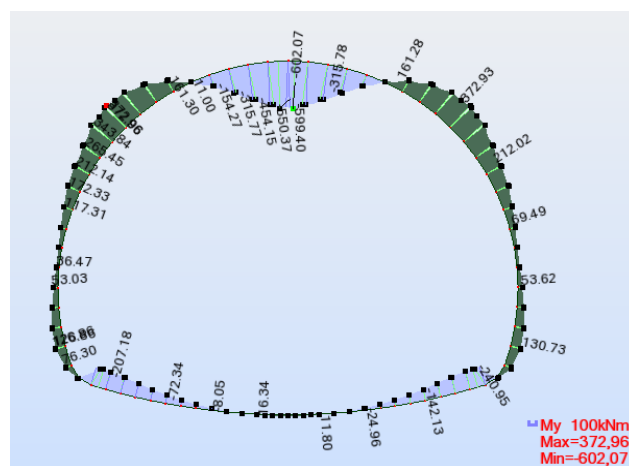


Figure B.6: diagramme des moments sous la combinaison cas 2

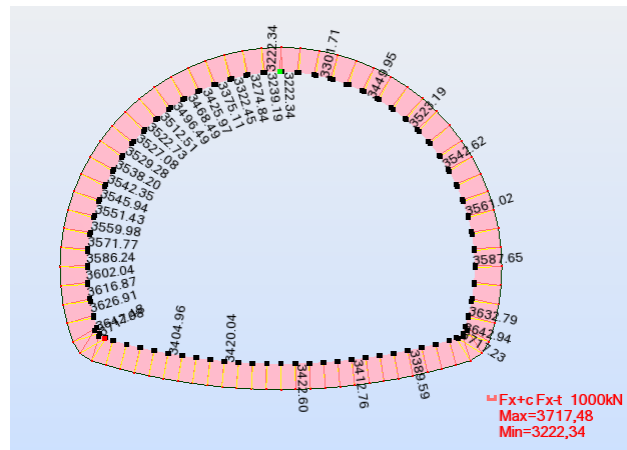


Figure B.7: diagramme des efforts normaux sous la combinaison cas 2

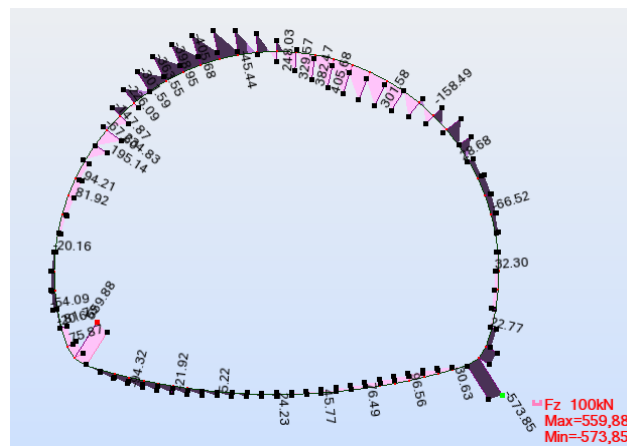


Figure B.8: diagramme des efforts tranchants sous la combinaison cas 2

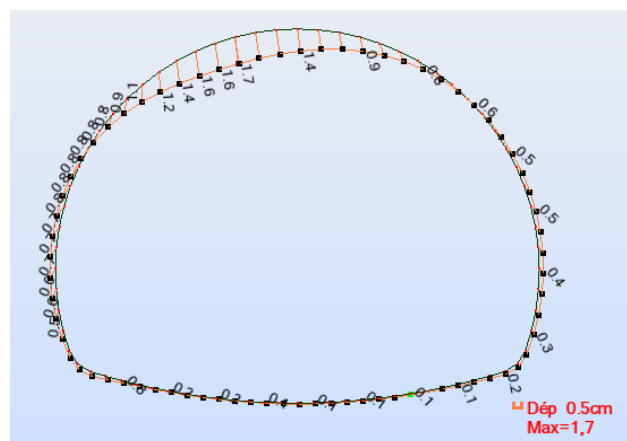


Figure B.9 : déformation du revêtement sous la combinaison cas 3

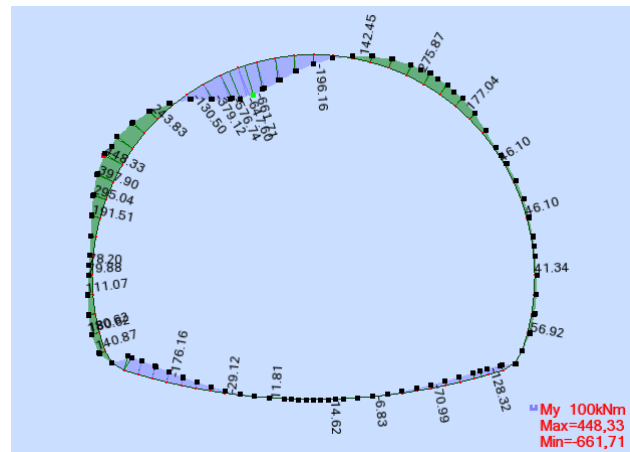


Figure B.10: diagramme des moments sous la combinaison cas 3

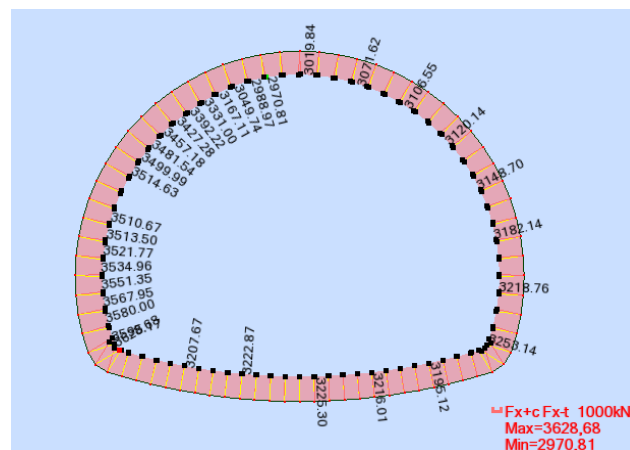


Figure B.11: diagramme des efforts normaux sous la combinaison cas 3

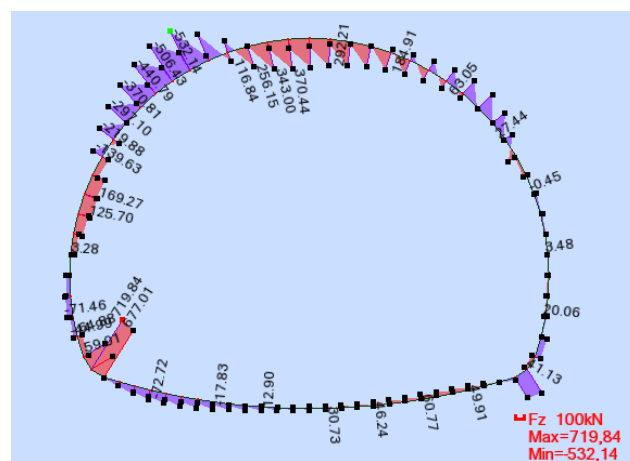


Figure B.12: diagramme des efforts tranchant sous la combinaison cas 3

B.2 Diagrammes de déformation et des efforts internes de la section Est

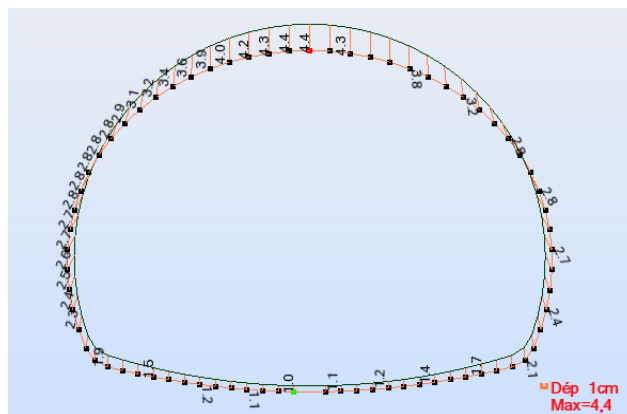


Figure B.13 : diagramme de déformation sous la combinaison cas 1

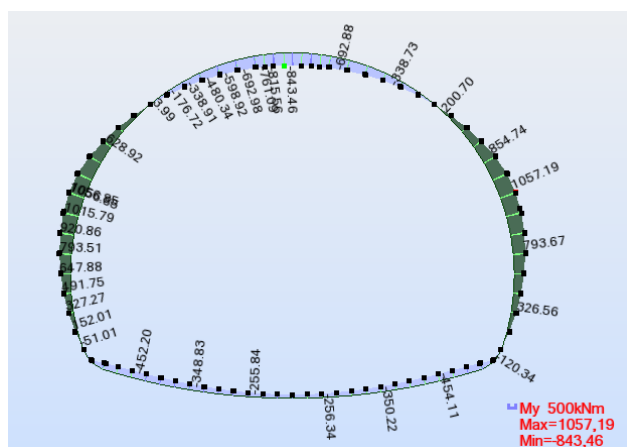


Figure B.14: diagramme des moments sous la combinaison cas 1

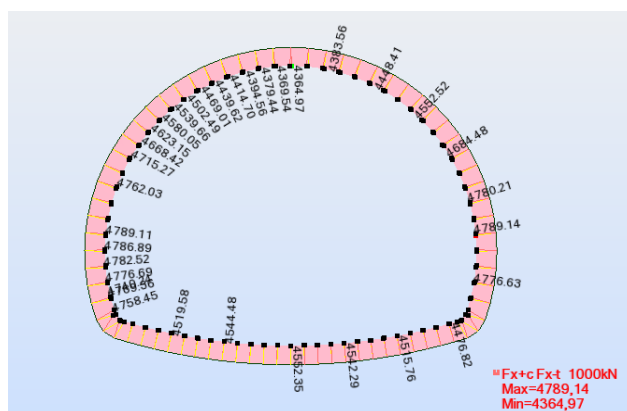


Figure B.15: diagramme des efforts normaux sous la combinaison cas 1

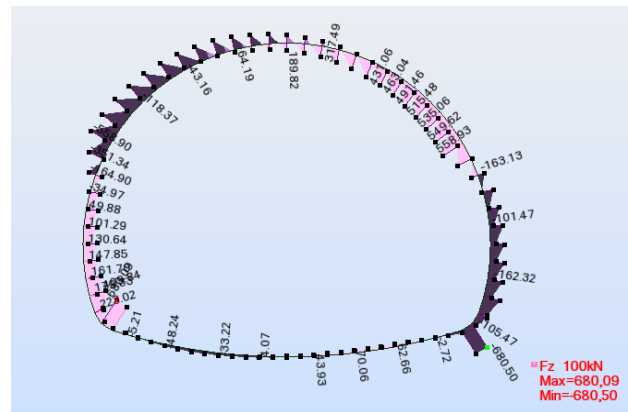


Figure B.16: diagramme des efforts tranchants sous la combinaison cas 1

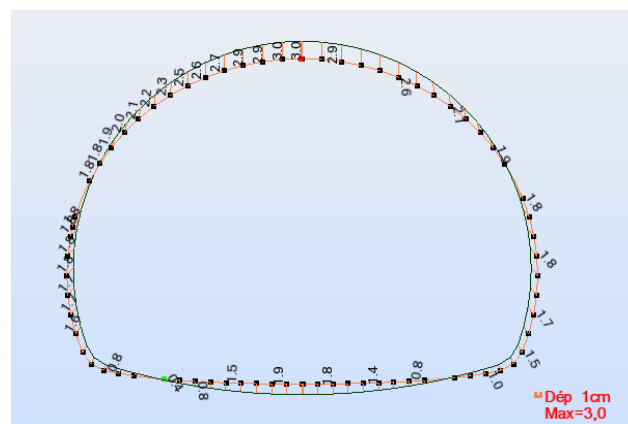


Figure B.17 : diagramme de déformation sous la combinaison cas 2

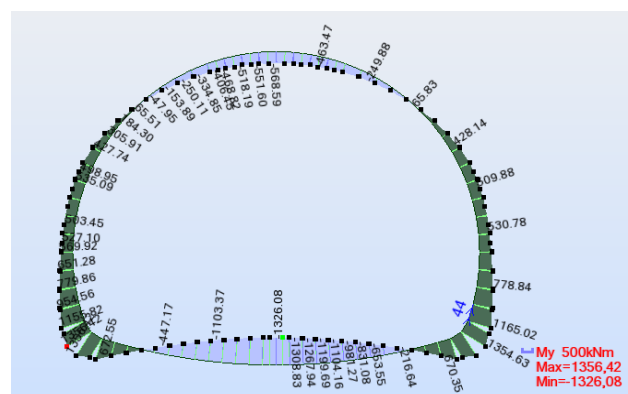


Figure B.18: diagramme des moments sous la combinaison cas 2

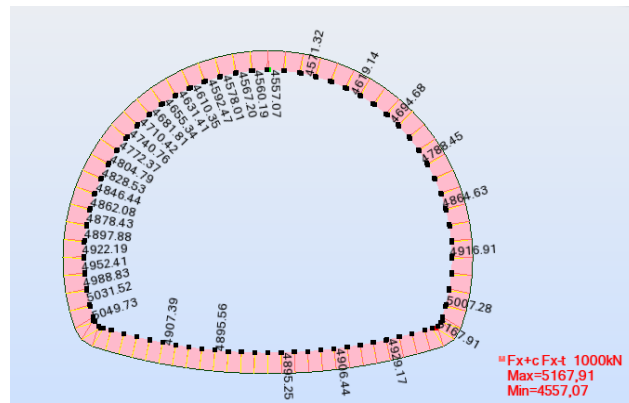


Figure B.19: diagramme des efforts normaux sous la combinaison 2

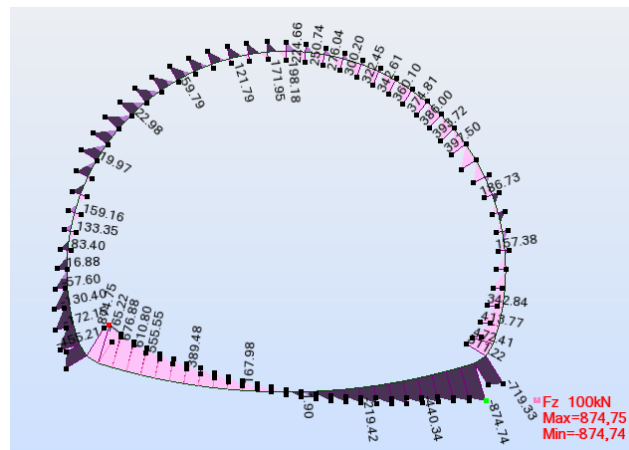


Figure B.20: diagramme des efforts tranchants sous la combinaison cas 2

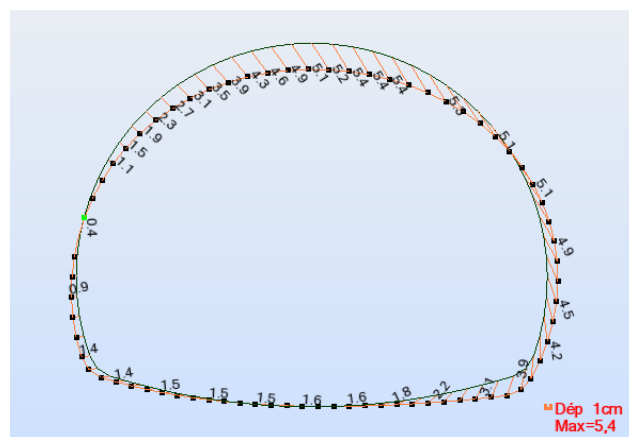


Figure B.21 : diagramme de déformation sous la combinaison cas 3

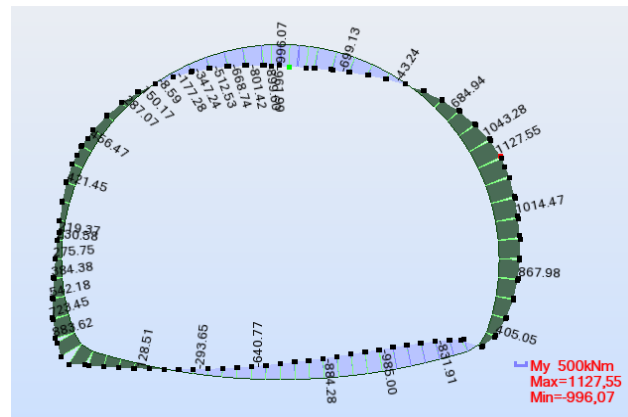
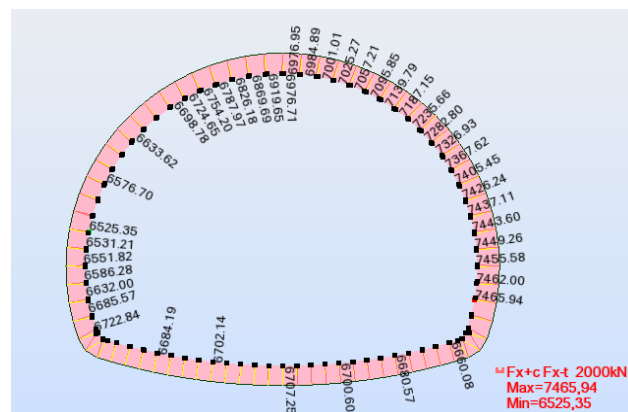


Figure B.22: diagramme des moments sous la combinaison cas 3



Figures B.23: diagramme des efforts normaux sous la combinaison cas 3

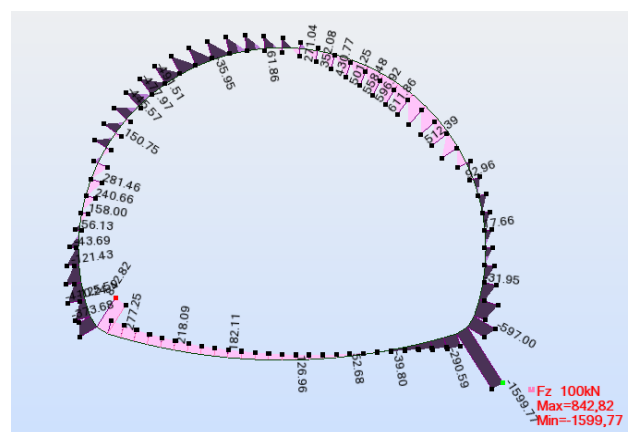


Figure B.24: diagramme des efforts tranchants sous la combinaison cas 3

A.1. Introduction

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains à partir des classifications des massifs rocheux ; ces méthodes sont en effet rapides d'emploi, donc économiques.

Il existe de nombreuses méthodes de classification se basant sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence d'une méthode à l'autre. Parmi ces méthodes, les plus couramment utilisées sont celles de BIENIAWSKI, de BARTON, de la classification de l'AFTES et aux États-Unis celle de TERZAGHI.

On citera dans cette annexe la méthode adoptée pour notre ouvrage qu'est celle de BIENIAWSKI.

A.2. Les paramètres de classification

BIENIAWSKI du South African Council Scientific and Industrial Research (CSIR), en 1973, proposa une classification, en vue d'y creuser une galerie souterraine, combinant certains paramètres de classification qui sont :

- ✓ La résistance à la compression simple ou essai Franklin (pour les roches dures) ;
- ✓ Le R.Q.D pour caractériser la qualité du rocher. Il fut proposé par D.DEERE en 1964 et est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté.

$$\text{R. Q. D} = \frac{100 \times \text{longueur totale des morceaux} > 10\text{cm}}{\text{longueur de la passe de carottage}}$$

- ✓ L'espacement des joints. Le terme joint comprend tous les types de discontinuités (stratification, schistosité, fractures, diaclases) ;
- ✓ La nature des joints ;
- ✓ Les venues d'eau.

Chaque paramètre reçoit une note (voir tableau) pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité du rocher.

Tableau A.1: paramètres de classification des roches et leurs notations

paramètres		coefficients							
1	Résistance de la roche	Indice Franklin	>8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	>200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	note	15	12	7	4	2	1	0	
2	R.Q.D		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		>3m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	<50mm		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		surface très rugueuse non continues Epontes en contact Epontes non altérées	surface légèrement rugueuse Epaisseur < 1mm Epontes non altérées	surface légèrement rugueuse Epaisseur < 1mm Epontes altérées	Surfaces lustrées ou remplissage <5mm ou joint ouvert à 5mm Joints continus	Remplissage mou >5mm ou joints ouverts > 5mm Joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau	<25l/min	25-125 l/min	>25 l/min			
		Pression d'eau contrainte principale	0	0.0-0.2	0.2-0.5	>0.5			
		hydrogéologie	Complètement sec	Suintements (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau			
	note		10	7	4	0			

Cette appréciation générale reçoit une note pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité du rocher.

Tableau A.2 : note d'ajustement pour l'orientation des joints

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

Orientation des joints	Très défavorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note	0	-2	-5	-10	-12

A.3. Détermination du Rock Mass Ratio (RMR) et de la classe de la roche

Après addition des notes obtenues pour les cinq paramètres principaux, on utilise le tableau () pour connaître :

- ✓ La classe du rocher (de très bon à très médiocre) ;
- ✓ Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

Tableau A.3 : classe de rocher suivant la classification de Z.BIENIAWSKI

Note globale	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<20
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Roche très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1.5 m de portée	10 mn pour 0.5m de portée

Pour chaque classe de rocher, Z.BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place (tableau)

Tableau A.4 : recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacements	Complément d'ancrage	Voûte	piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacements
1	Généralement pas nécessaire						
2	1.5-2 m	Occasionnellement treillis soudé en voute	0 mm	néant	néant	Non rentable	
3	1-1.5 m	Treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voute si nécessaire	100 mm	50 mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2 m
4	0.5-1 m	Treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voute et en piédroits	150 mm	100 mm	Treillis soudé et boulons de 1.5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0.7-1.5 m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	Treillis soudé, boulons et cintre légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7 m

A.4. Conclusion

L'avantage principal de ces méthodes est d'obliger et le projeteur à recenser et quantifier tous les paramètres géotechniques qui peuvent influencer sur l'équilibre de l'ouvrage souterrain.

La méthode de Z.BIENIAWSKI combine ces différents paramètres pour aboutir à un coefficient unique qui classe le rocher (R.M.R). Ce coefficient doit être utilisé avec beaucoup de prudence car il ne peut pas rendre compte, à lui tout seul, de la diversité des caractéristiques du rocher. Il peut masquer une caractéristique prédominante pour le dimensionnement de l'ouvrage.

B.1 Diagrammes de déformation et des efforts internes de la section médiane

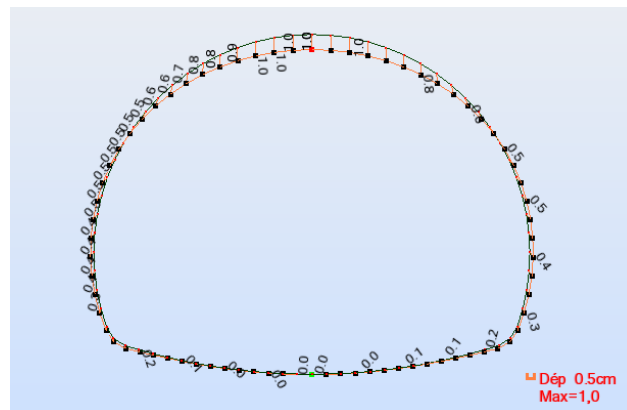


Figure B.1 : diagramme de déformation sous la combinaison cas 1

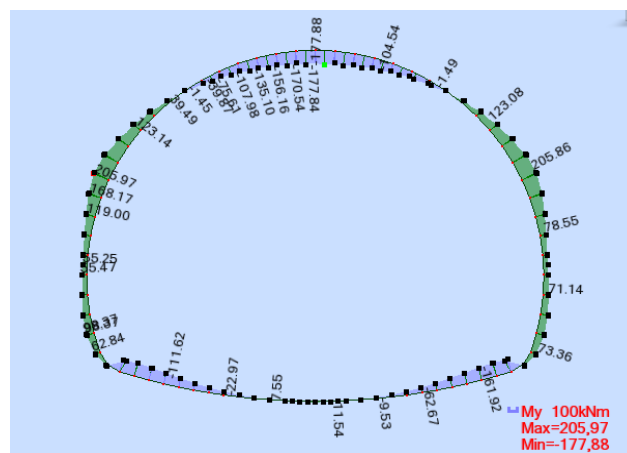


Figure B.2: diagramme des moments sous la combinaison cas 1

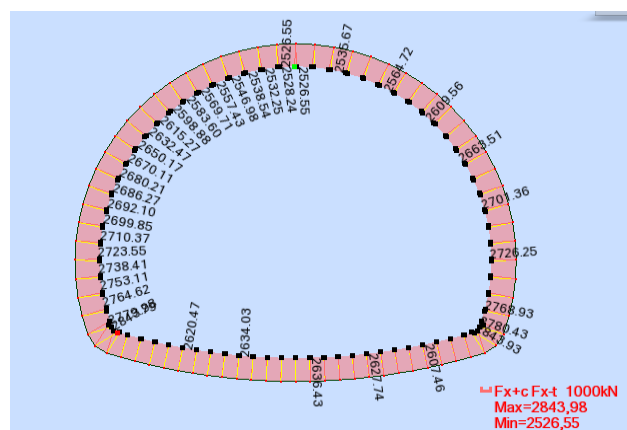


Figure B.3 : diagramme des efforts normaux sous la combinaison cas 1

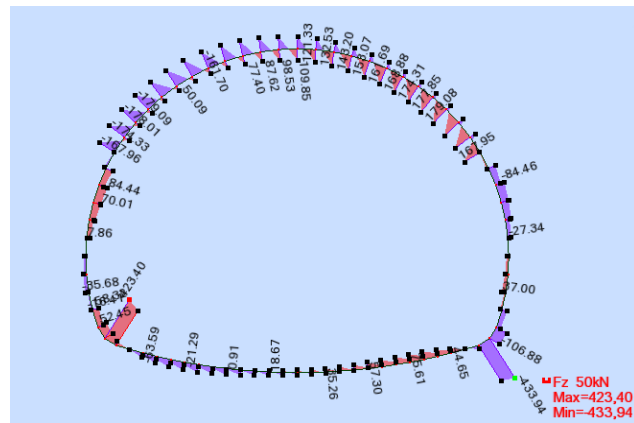


Figure B.4: Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison cas 1

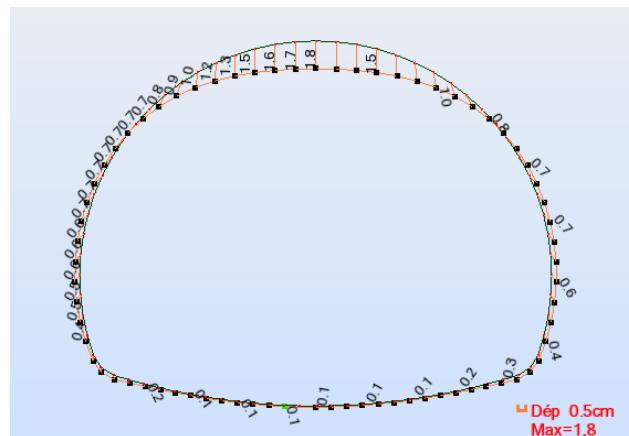


Figure B.5 : diagramme de déformation sou la combinaison cas 2

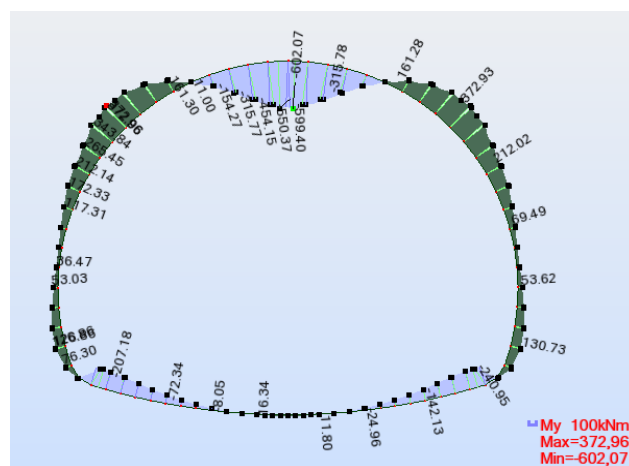


Figure B.6: diagramme des moments sous la combinaison cas 2

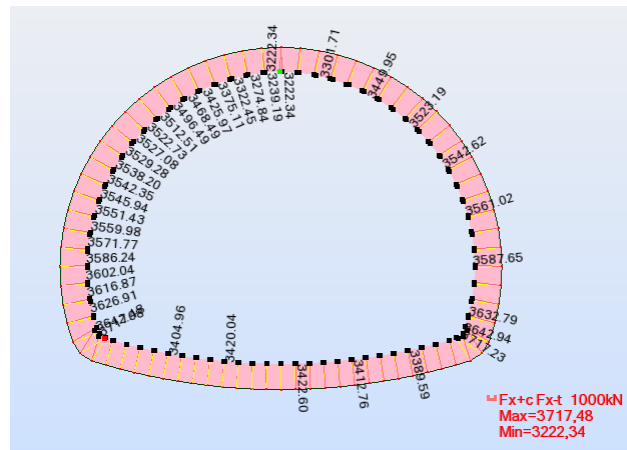


Figure B.7: diagramme des efforts normaux sous la combinaison cas 2

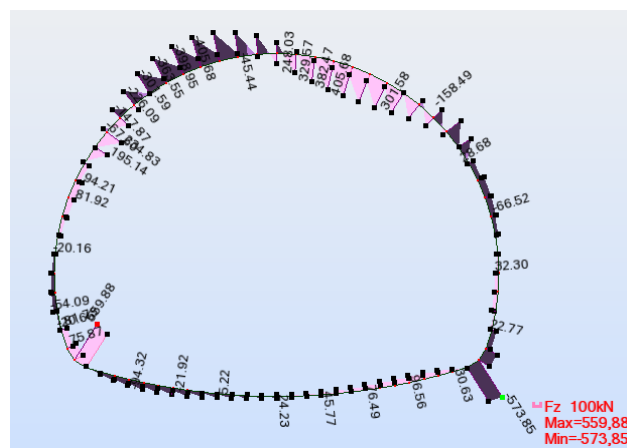


Figure B.8: diagramme des efforts tranchants sous la combinaison cas 2

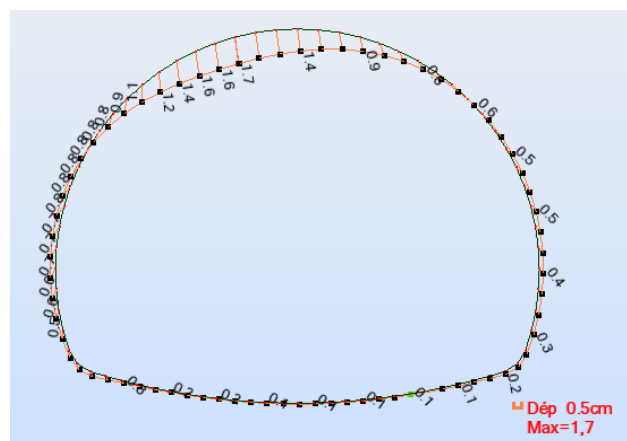


Figure B.9 : déformation du revêtement sous la combinaison cas 3

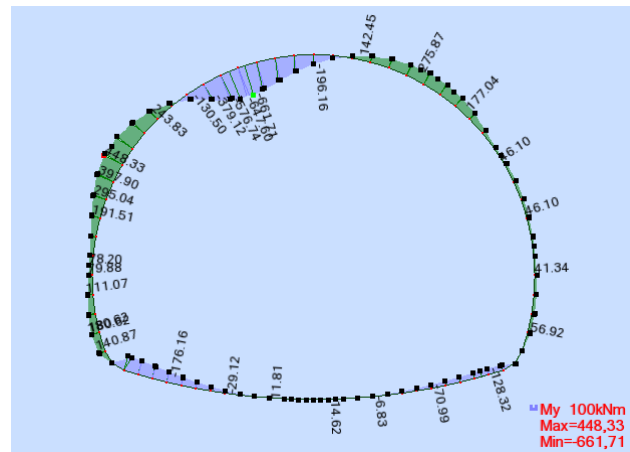


Figure B.10: diagramme des moments sous la combinaison cas 3

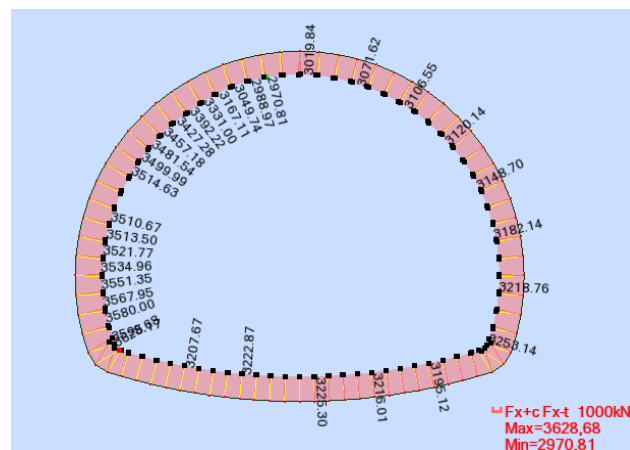


Figure B.11: diagramme des efforts normaux sous la combinaison cas 3

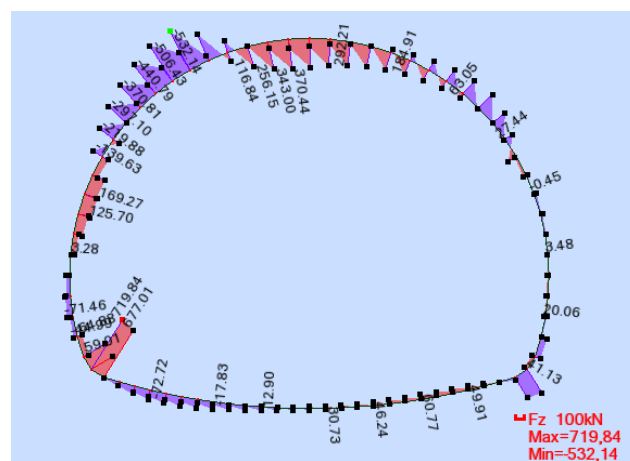


Figure B.12: diagramme des efforts tranchant sous la combinaison cas 3

B.2 Diagrammes de déformation et des efforts internes de la section Est

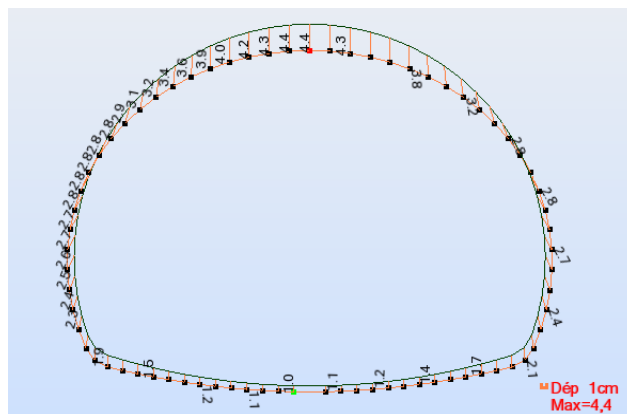


Figure B.13 : diagramme de déformation sous la combinaison cas 1

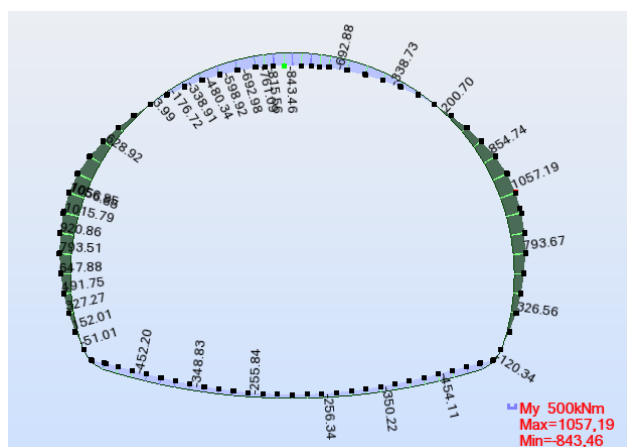


Figure B.14: diagramme des moments sous la combinaison cas 1

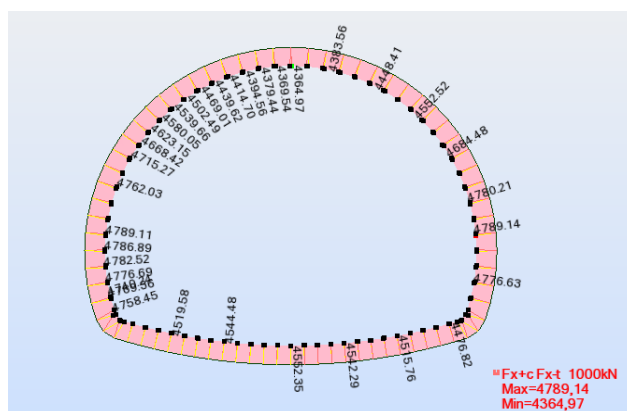


Figure B.15: diagramme des efforts normaux sous la combinaison cas 1

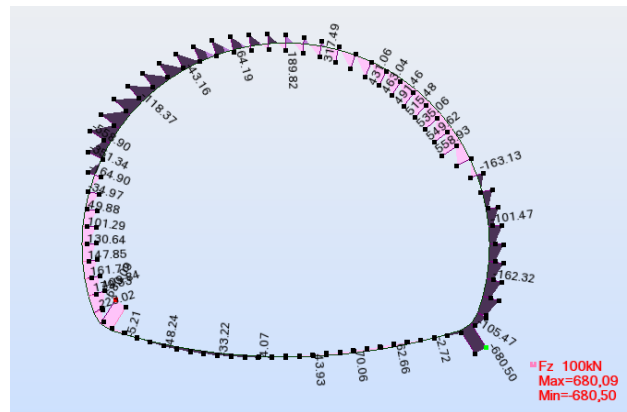


Figure B.16: diagramme des efforts tranchants sous la combinaison cas 1

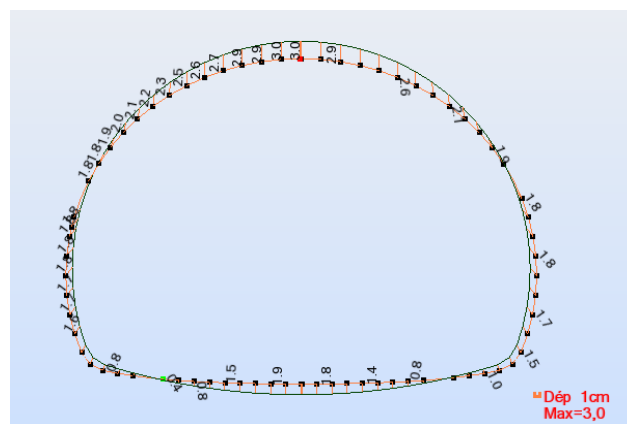


Figure B.17 : diagramme de déformation sous la combinaison cas 2

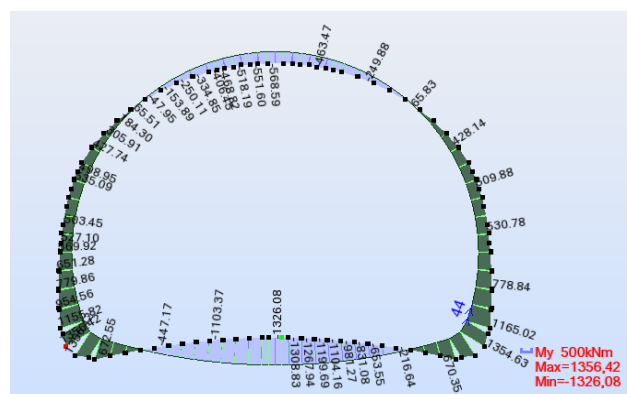


Figure B.18: diagramme des moments sous la combinaison cas 2

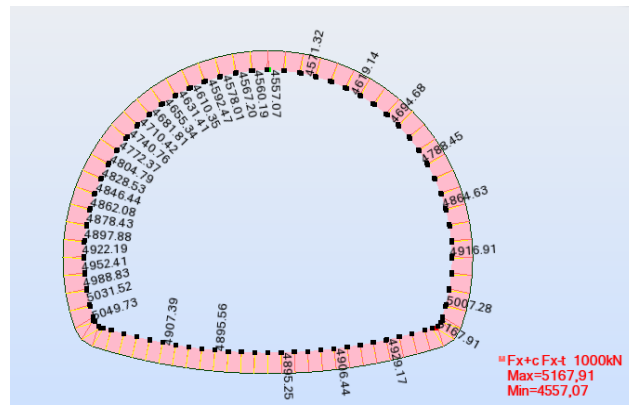


Figure B.19: diagramme des efforts normaux sous la combinaison 2

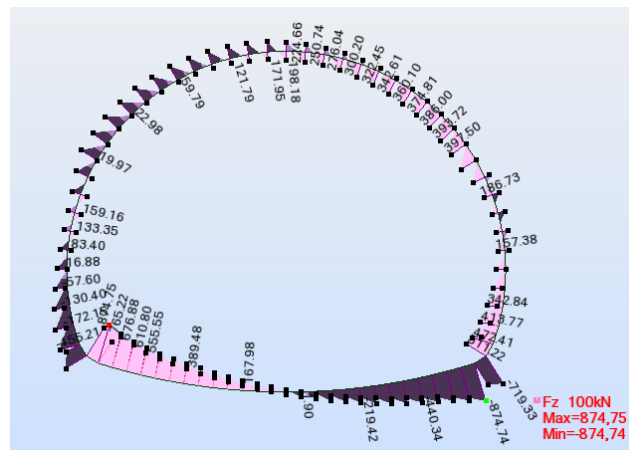


Figure B.20: diagramme des efforts tranchants sous la combinaison cas 2

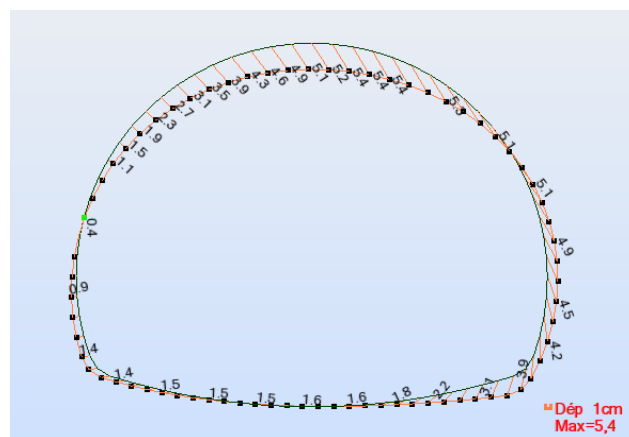


Figure B.21 : diagramme de déformation sous la combinaison cas 3

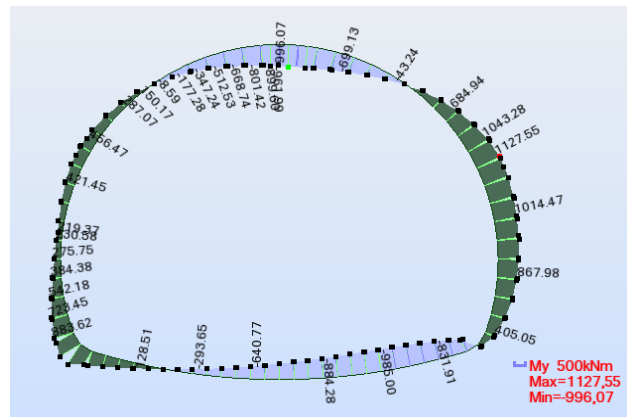
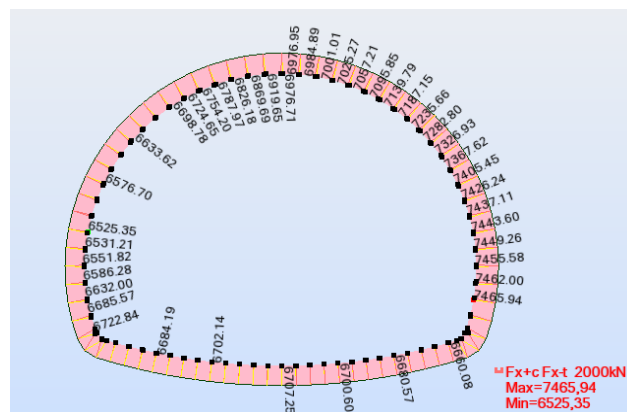


Figure B.22: diagramme des moments sous la combinaison cas 3



Figures B.23: diagramme des efforts normaux sous la combinaison cas 3

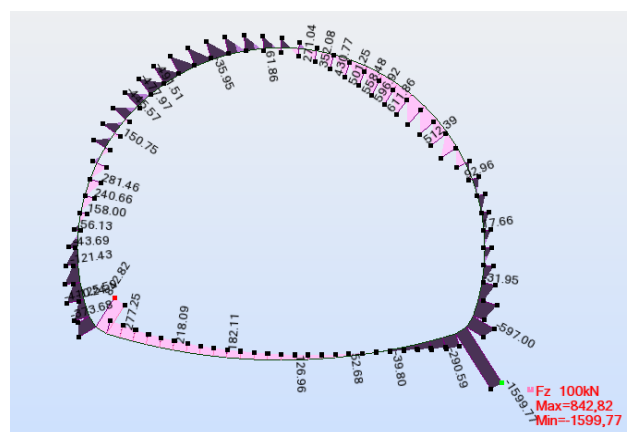


Figure B.24: diagramme des efforts tranchants sous la combinaison cas 3