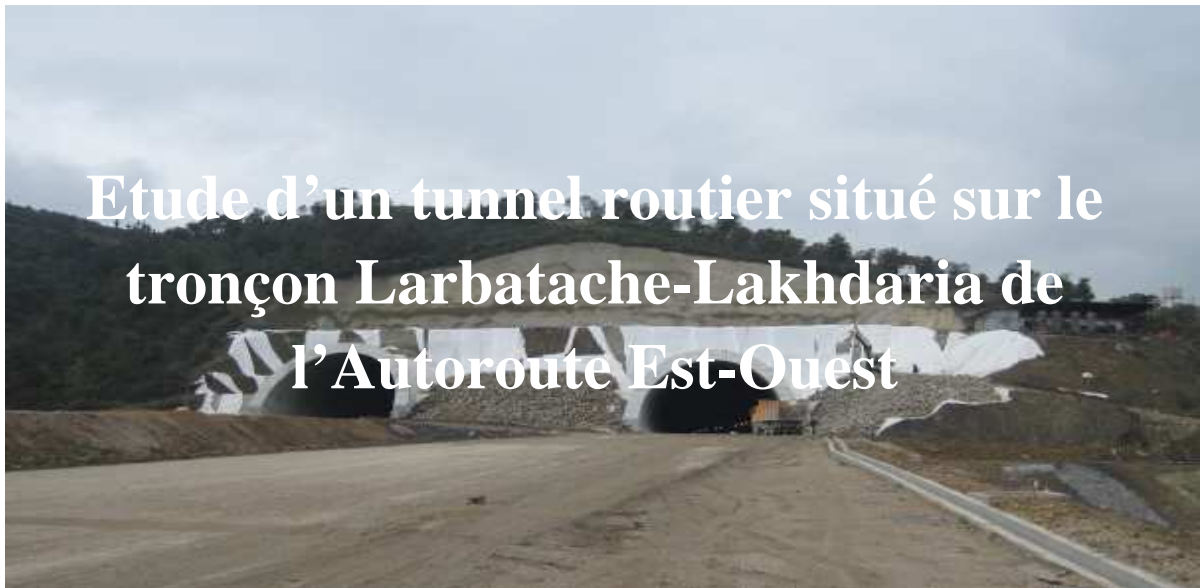


**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Ecole Nationale Polytechnique**



**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**



**Réalisé par :**

*ABDAT Takfarinasse*

*BENNARI Sami*

**Encadré par :**

*Mme H.MOHABEDDINE*

*Mr S.LAKEHAL*

**Proposé par :**

*Mr .SETTOUF*



**SNC · LAVALIN**

**Promotion Juin 2011**

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Pasteur Hassen Badi BP182 El-Harrach  
16200 Alger (Algérie)

# *Remerciements*

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous tenons à remercier Mr. SETTOUF pour son aide scientifique, ainsi que ses conseils avisés, et ses remarques pertinentes.

Nous remercions aussi nos promoteurs Mme H.MOHABEDDINE et Mr S. LAKHAL, pour leur suivi durant l'évolution de ce travail.

Nos remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre travail.

Enfin Nous adressons nos plus sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce modeste travail, sans oublier Mr. BRAHITI.

# ***DECICACES***

*Je dédie ce travail :*

*A la mémoire de mon très cher père, qu'Allah lui accorde Sa miséricorde et lui réserve une place dans Son vaste paradis.*

*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 Sofiane, Amir et Islam, mes chers frères.*

*A toute ma famille.*

*A mes amis et mes collègues.*

***Sami***

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Ma très chère mère, mon cher père.*

*Ma très chère grande mère.*

*Mon frère et ma sœur.*

*A tous mes amis.*

*Ainsi qu'à toute ma famille.*

***Takfarinasse.***

**الموضوع:** دراسة نفق، في إطار مشروع الطريق السريع بين الشرق والغرب، والذي يقع في ولاية بومرداس.

**ملخص:** تطوير هذا العمل يسمح لنا لاكتشاف مراحل الانجاز وحساب نفق، بدءا من استطلاع ميداني، تقييم، حفر، دعم المؤقت، وأخيرا التلبيس النهائي، وكان يستخدم للحساب وسائل مختلفة بما في ذلك أسلوب الحبس التلاقي، وأجريت الحسابات بواسطة برامج الروبوت

**الكلمات المفتاحية :** نفق، الحفر، الدعم، التلبيس، النمذجة.

**Sujet :** Etude d'un tunnel routier, réalisé dans le cadre du projet autoroute Est-Ouest, qui se situe dans la wilaya de Boumerdes.

**Résumé :** L'élaboration de ce travail nous a permis de découvrir les étapes de réalisation et de calcul d'un tunnel, en commençant par la reconnaissance du terrain, puis l'évaluation des charges, le creusement, le soutènement provisoire, et enfin le revêtement définitif, et on a eu recours aux différentes méthodes de calcul notamment la méthode de convergence-confinement, et les calculs ont été effectués par le logiciel ROBOT.

**Mot clés :** Tunnel, creusement, soutènement, revêtement, modélisation.

**Subject:** Study of a road tunnel, made under the East-West Highway project, which is located in the wilaya of Boumerdes.

**Abstract:** The development of this work has enabled us to discover the stages of completion and calculation of a tunnel, starting with field reconnaissance and evaluation expenses, the excavation, the temporary support, and finally final lining, and was used to the different calculation methods including convergence-confinement method, and calculations were performed by the software ROBOT.

**Key words:** Tunnel, digging, retaining, coating, modeling.

# *SOMMAIRE*

# TABLE DES MATIERES

---

<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1
------------------------------------	---

## **CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET**

I-1 Introduction .....	3
I-2 Présentation de l' autoroute Est-West .....	3
I.2.1 Les caractéristiques du projet de l' autoroute Est-Ouest .....	4
I.2.2 Tracé en plan .....	4
I-3 Présentation de tunnel étudié .....	5
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 Choix de la section .....	6
I-4-4 Gabarit libre .....	7
I.5 Conclusion .....	8

## **CHAPITRE II : ETUDE ET RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE**

II.1 Introduction .....	9
II.2 Reconnaissances géologiques .....	9
II.2.1 Objectifs.....	9
II.2.2 Moyens de reconnaissances géologiques.....	9
II.3 Reconnaissances hydrogéologiques.....	11
II.3.1 Objectifs.....	11
II.3.2 Moyens de reconnaissances hydrogéologiques.....	12
II.4 Reconnaissances géotechniques.....	13
II.4.1 Objectifs.....	13
II.4.2 Moyens de reconnaissances géotechniques.....	13
II-5 Synthèses des éléments géologiques.....	15
II-6 Conclusion.....	18

## **CHAPITRE III : TECHNIQUES DE CREUSEMENT**

III-1 Introduction .....	19
III-2 Critères de choix de la méthode.....	19
III-3 Méthodes de creusements .....	20
III-3-1 Méthode à pleine section.....	20
III-3-2 Méthode de la demi-section .....	21
III-3-3 Méthode de la section divisée .....	22
III-4 Techniques de creusement .....	23
III-4-1 Exécution du creusement dans les terrains meuble .....	23
III-4-1-1 Les boucliers .....	23
III-4-2 Exécution du creusement dans les terrains dur .....	24
III-4-2-1 Creusement mécanique .....	24
III-4-2-2 Creusement à l'explosif .....	25

# TABLE DES MATIERES

---

III-6 Autres méthodes de creusement .....	26
III-7 Excavation pour notre projet .....	27
III-8 Conclusion .....	28

## CHAPITRE IV : TECHNIQUES DE SOUTÈNEMENT

IV.1 Introduction.....	29
IV.2 Les différents types de soutènement .....	29
IV.2.1 Soutènement traditionnel .....	29
IV.2.1.1. Soutènement métallique.....	29
IV.2.1.2.Soutènement en béton .....	31
IV.2.2. Soutènement par la nouvelle méthode autrichienne .....	33
IV.4 Choix de soutènement pour la section (A) .....	35
IV.5 Revêtement .....	39
IV.5.1 Fonction de revêtement .....	40
IV.5.3. Règle de conception du revêtement .....	40
IV.5 Revêtement définitif de notre projet.....	41
IV.6 Conclusion.....	42

## CHAPITRE V: CALCUL DES CHARGES

V.1 Introduction .....	43
V.2 Méthodes de détermination des pressions souterraines .....	43
V.2.1 Charges verticales .....	43
V.2.1.1 Méthode de TERZAGHI .....	43
V.2.1.2 Théorie de BIERBAÜMER .....	44
V.2.1.3 Théorie des poids des terres .....	45
V.2.2 Charges horizontales .....	46
V.2.2.1 Méthode de TERZAGHI .....	46
V.2.2.2 Méthode soviétique .....	46
V.2.2.3 Méthode de COULOUMB-RANKINE .....	47
V.3 Calcul des charges pour notre projet .....	48
V.3.1 Application au soutènement provisoire .....	48
V.3.2 Calcul des pressions agissant sur le soutènement de la structure globale.....	50
V.3.3 Choix de la méthode .....	53
V.3.4 Pression de gonflement .....	54
V.3.5 Dièdre .....	54
V.4 Conclusion.....	56

## CHAPITRE VI : METHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT

VI.1 Introduction .....	57
VI.2 Principe de la méthode .....	57
VI.3 Domaines d'application .....	60

# TABLE DES MATIERES

---

VI.4 Etapes de calcul d'un problème type .....	60
VI.5 Application de la méthode convergence-Confinement sur notre projet .....	62
VI.6 Conclusion .....	67

## CHAPITRE VII : SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

VII.1 Introduction .....	68
VII.2 Vérification préliminaire de soutènement provisoire .....	68
VII.2.1 Définition des charges agissant sur l'ouvrage .....	68
VII.2.2 Réactions d'appuis .....	70
VII.3 Modélisation de soutènement provisoire .....	71
VII.3.1 La méthode des réactions hyperstatiques .....	71
VII.3.2 Modélisation de soutènement par le logiciel Robot .....	72
VII.3.2.1 Calcul de la section équivalente .....	73
VII.3.2.2 Diagrammes des efforts pour a=1m .....	74
VII.3.3 Répartition des efforts internes entre les cintres et le béton projeté .....	76
VII.4 Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement .....	77
VII.5 Vérification des contraintes .....	78
VII.6 Conclusion .....	82

## CHAPITRE VIII : REVÊTEMENT DÉFINITIF

VIII.1 Introduction .....	83
VIII.2 Modélisation de revêtement définitif .....	83
VIII.2.1 Description du modèle .....	83
VIII.3 Calcul statique .....	85
VIII.3.1 Combinaisons .....	86
VIII.3.2 La valeur des efforts interne dans les sections les plus sollicitée.....	86
VIII.3.3 Le ferrailage longitudinal .....	89
VIII.4 Etude sismique .....	90
VIII.4.1 Méthode de calcul.....	90
VIII.4.1 Efforts internes sous la combinaison "1,2G" .....	91
VIII.4.2 Le ferrailage longitudinal .....	91
VIII.5 Calcul du Ferrailage transversal .....	92
VIII.6 Schémas de ferrailage de revêtement .....	93
VIII.7 Conclusion .....	95
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>96</b>

## BIBLIOGRAPHIE

### ANNEXES

ANNEXE A : Termes utilisés dans les tunnels

ANNEXE B : Classification des roches

ANNEXE C : Résultats de calcul de soutènement provisoire

ANNEXE D : Résultats de calcul de revêtement définitif



## **LISTE DES FIGURES**

<b>FIGURES</b>	<b>PAGE</b>
<b>Figure I.1</b> Tracé en plan de l'autoroute Est-Ouest	4
<b>Figure I.2</b> Tracé en plan de tunnel	5
<b>Figure I-3</b> Profil en long de tunnel	6
<b>Figure I-4</b> Section (A) de tunnel	7
<b>Figure II-1</b> Exemple de galerie de reconnaissance	15
<b>Figure II.2</b> Vue en profil géologique (TUBE T2)	16
<b>Figure II.3</b> Profil du sol (Section A)	17
<b>Figure III.1</b> Creusement en pleine section	21
<b>Figure III.2</b> Creusement en demi-section	21
<b>Figure III.3</b> Creusement en section divisée	22
<b>Figure III.4</b> Méthode de la galerie de faîte	22
<b>Figure III.5</b> Les fonctions d'un bouclier	24
<b>Figure III.6</b> Machines à attaque globale	25
<b>Figure III.7</b> Machine à attaque ponctuelle	25
<b>Figure III.8</b> Plan de tir séquentiel	26
<b>Figure III.9</b> Vue en plan et en coupes longitudinale et transversale d'excavation	27
<b>Figure III.10</b> Excavation en trois gradins	28
<b>Figure IV.1</b> Les boulons d'ancrage	29
<b>Figure IV.2</b> Soutènement par cintres	30
<b>Figure IV.3</b> Les cintres utilisés	30
<b>Figure IV.4</b> Soutènement par blindage	31
<b>Figure IV.5</b> Soutènement par enfilage	31
<b>Figure IV.6</b> Type de soutènement S3	36
<b>Figure IV.7</b> Type de soutènement S4	36
<b>Figure III.8</b> Application du béton projeté au front et sur les parois	37
<b>Figure III.9</b> Excavation en 3 gradins	39
<b>Figure IV.10</b> Schéma des phases des séquences d'excavation en gradins	39
<b>Figure V.1</b> Les principales hypothèses de la théorie de TERZAGHI	44
<b>Figure V.2</b> La poussée selon BIERBAUMER	44
<b>Figure V.3</b> Théorie des poids des terres	45
<b>Figure V.4</b> Méthode de TERZAGHI	46
<b>Figure V-5</b> Méthode soviétique	46
<b>Figure V.6</b> Méthode de COULOUMB-RANKINE	47
<b>Figure V.7</b> Pressions des terres	48
<b>Figure V.8</b> Pression de gonflement	54
<b>Figure V.9</b> Dièdre local centré maximal	55
<b>Figure V.10</b> Dièdre local centré moyen $Dc_{moy}$	55
<b>Figure V.11</b> Dièdre local décentré maximal $Dd_{max}$	56

<b>Figure V.12</b> Dièdre local décentré moyen $Dd_{moy}$	56
<b>Figure VI.1</b> Courbe de convergence	58
<b>Figure VI.2</b> Courbe de confinement	59
<b>Figure VI.3</b> Courbe de l'assemblage	59
<b>Figure VI.4</b> Courbe caractéristique du terrain	64
<b>Figure VI.5</b> Courbe de confinement (soutènement)	65
<b>Figure VI.6</b> Courbe de convergence - Confinement	67
<b>Figure VII.1</b> Calotte	69
<b>Figure VII.2</b> Schéma d'un modèle aux réactions hyperstatiques	72
<b>Figure VII.3</b> Modèle de soutènement provisoire	73
<b>Figure VII.4</b> Coupe de soutènement provisoire	73
<b>Figure VII.5</b> Diagramme des moments	74
<b>Figure VII.6</b> Diagramme de l'effort tranchant	75
<b>Figure VII.7</b> Diagramme des efforts normaux	75
<b>Figure VII.8</b> Diagramme des déformations	76
<b>Figure VIII.1</b> Géométrie du modèle	83
<b>Figure VIII.2</b> Numérotation des nœuds	85
<b>Figure VIII.3</b> Modèle de revêtement définitif	85
<b>Figure VIII.4</b> Disposition de ferrailage dans les différents éléments	93
<b>Figure VIII.5</b> Ferrailage de la voûte	93
<b>Figure VII.6</b> Ferrailage des pieds droits	94
<b>Figure VII.7</b> Ferrailage de radier	94

## **LISTE DES TABLEAUX**

TABLEAUX	PAGE
<b>Tableau II.1</b> Classification et propriétés géotechniques des terrains rencontrés	17
<b>Tableau V.1</b> Coefficient d'influence	48
<b>Tableau V.2</b> Données du projet	48
<b>Tableau V.3</b> Charges verticales (soutènement provisoire)	49
<b>Tableau V.4</b> Charge horizontales (soutènement)	50
<b>Tableau V.5</b> Charges verticales (revêtement)	51
<b>Tableau V.6</b> Charges horizontales (revêtement)	52
<b>Tableau VI.1</b> Caractéristiques de terrain	62
<b>Tableau VI.2</b> Caractéristiques de cintre	62
<b>Tableau VI.3</b> Caractéristiques de béton	62
<b>Tableau VI.4</b> Caractéristiques des boulons d'ancrage	63
<b>Tableau VI.5</b> Courbe caractéristique du terrain	64
<b>Tableau V.6</b> Résistance du scellement	66
<b>Tableau VII.1</b> Les coefficients des réactions des appuis	70
<b>Tableau VII.2</b> Répartition des efforts sous « G »	77
<b>Tableau VII.3</b> Répartition des efforts sous « 1,35G »	78
<b>Tableau VIII.1</b> Charges agissant sur le revêtement	85
<b>Tableau VII.2</b> Efforts internes (Cas « 1.a »)	86
<b>Tableau VII.3</b> Efforts internes (Cas « 1.b »)	86
<b>Tableau VII.4</b> Efforts internes (Cas 2)	87
<b>Tableau VII.5</b> Efforts internes (Cas 3)	87
<b>Tableau VII.6</b> Efforts internes (Cas 4)	87
<b>Tableau VII.7</b> Efforts internes (Cas 5)	88
<b>Tableau VII.8</b> Efforts internes (Cas 6)	88
<b>Tableau VII.9</b> Efforts internes (Cas 7)	88
<b>Tableau VIII.10</b> Ferrailage longitudinal sous G	89
<b>Tableau VIII.11</b> Ferrailage longitudinal sous 1,35G	89
<b>Tableau VIII.12</b> Charges horizontales et verticales (Cas séismique)	90
<b>Tableau VIII.13</b> Efforts internes (Cas séismique)	91
<b>Tableau VIII.14</b> Ferrailage longitudinal (Cas séismique)	91
<b>Tableau VIII.15</b> Ferrailage transversal	92
<b>Tableau VIII.16</b> Récapitulatif de calcul des sections d'acier	93

*INTRODUCTION*  
*GENERALE*

# Introduction générale

---

Les différentes études de développement et de transports ont toujours fait ressortir la nécessité économique, de disposer progressivement de capacités supplémentaires d'accueil de 40 à 50 milles véhicules par jour, entre Annaba et Tlemcen avant l'horizon 2010.

Toutes ces données ont poussé les responsables à la réalisation du projet du siècle pour l'Algérie qu'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 sûr le tronçon, Larbaâta-Lakhdaria sur 27 km, qui comprend des viaducs d'accès et quatre tubes de tunnels.

Nous entamerons notre travail par le premier chapitre qui portera sur la présentation de tunnel étudié, situé sur le tronçon Larbatache- Lakhdaria , de l'autoroute Est-Ouest, d'une longueur de 1700m.

Le deuxième chapitre, portera sur l'étude du site où l'ouvrage est implanté, à base des résultats obtenus par la reconnaissance géologique, hydrogéologique et géotechnique.

Le troisième chapitre traitera les méthodes utilisées pour le creusement d'un tunnel, les techniques de réalisation pour ce dernier ainsi que les critères du choix de la méthode à utiliser.

Le quatrième chapitre est consacré aux différents types de soutènement provisoire, de revêtement définitif existants et justification de notre choix.

Le cinquième chapitre caractérise les différentes sollicitations agissant sur un tunnel, les méthodes utilisées pour les déterminer et nous effectuerons le calcul du cas étudié.

Le sixième chapitre fera l'objet d'une présentation de la méthode convergence confinement et son application dans notre cas.

# Introduction générale

---

Le septième chapitre sera consacré au calcul de soutènement provisoire en utilisant la méthode des réactions hyperstatique et à la modélisation de la structure par le logiciel de calcul ROBOT.

Le huitième chapitre clôturera notre travail par l'étude de revêtement définitif, en évaluant les efforts agissant sur la structure, sous différentes combinaisons de charges, et nous définirons le ferrailage adéquat.

# *CHAPITRE I*

## *PRESENTATION DU PROJET*

**I-1 Introduction :**

L'Algérie est un pays de grande superficie, ce qui rend le déplacement difficile, d'où la nécessité d'élargir le réseau routier, 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.

Il est à signaler, qu'environ 85 % des volumes d'échanges (marchandises + voyageurs) en Algérie, se font par voie terrestre. En considérant les besoins importants de capacité du trafic, la solution optimale est d'offrir à ce dernier, à moyenne et longue distances, une infrastructure nouvelle adaptée à ces besoins et garder au réseau existant sa fonction de desserte.

Toutes ces données ont poussé les responsables à la réalisation du projet du siècle pour l'Algérie qu'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.

**I-2 Présentation de l'autoroute Est-ouest:**

Le projet Autoroute Est-Ouest est étendue sur une longueur de 1216 Km, réparti en trois zones (lot Est, lot ouest, lot centre). Il assure la liaison entre Annaba et Tlemcen avec la desserte des principaux pôles en touchant directement 24 wilayas.

L'Autoroute Est - Ouest participera aux liaisons Est - Ouest à l'intérieur d'une bande de 130 à 150 Km au nord du pays, incluant non seulement le littoral et la frange nord, mais également le nord de la zone des hauts plateaux. Elle s'inscrit dans le vaste projet de l'autoroute transe-maghrébine, devant couvrir une distance de près de 7000 Km.

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.
- Redynamiser l'activité du secteur BTP.
- Créer environ 100 000 emplois en phase travaux.
- Réduire les coûts d'exploitation des véhicules.
- Augmenter le gain de temps pour les usagers.
- Augmenter la sécurité dans les transports.
- Création d'un nouvel espace rentable et attractif pour l'investissement.



- Donner un essor aux échanges intermaghrébins.

### I.2.1 Les caractéristiques du projet de l'autoroute Est-Ouest [13]

Linéaire : 1216 Km

Profil en travers : 2x3 voies

Vitesse de base : 100 à 120 Km/h

Nombre d'échangeurs : 60 échangeurs environ (avec option de péage)

Équipements : Aires de repos, stations service, relais routiers et centres d'entretien et d'exploitation de l'autoroute.

### I.2.2 Tracé en plan [13]

Principales villes traversées par l'autoroute Est-West :

El Tarf , Annaba, Constantine, Chelgoum Laïd, Sétif, Bordj Bou Arreridj, Bouira, Alger  
Blida, Aïn Defla, Chlef, Relizane, Oran (par une pénétrante), Sidi Bel Abbés, Tlemcen.



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

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 sûr le tronçon, Larbaâta-Lakhdaria sur 27 km, qui comprend plusieurs viaducs d'accès et quatre tubes de tunnels.

Notre projet portera sur l'étude d'un tunnel réalisé dans le cadre du projet Autoroute Est-Ouest situé dans la wilaya de Boumerdes.

### I-3 Présentation de tunnel étudié [8]

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 d'Oued Had du bassin d'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 section 160m<sup>2</sup>, d'une longueur de 1750 m, avec une couverture de terrain qui atteint 170m.

Le tunnel est sectionné en trois parties :

- couverture=30m .....Section A
- couverture=100m.....Section B
- couverture=170m.....Section C

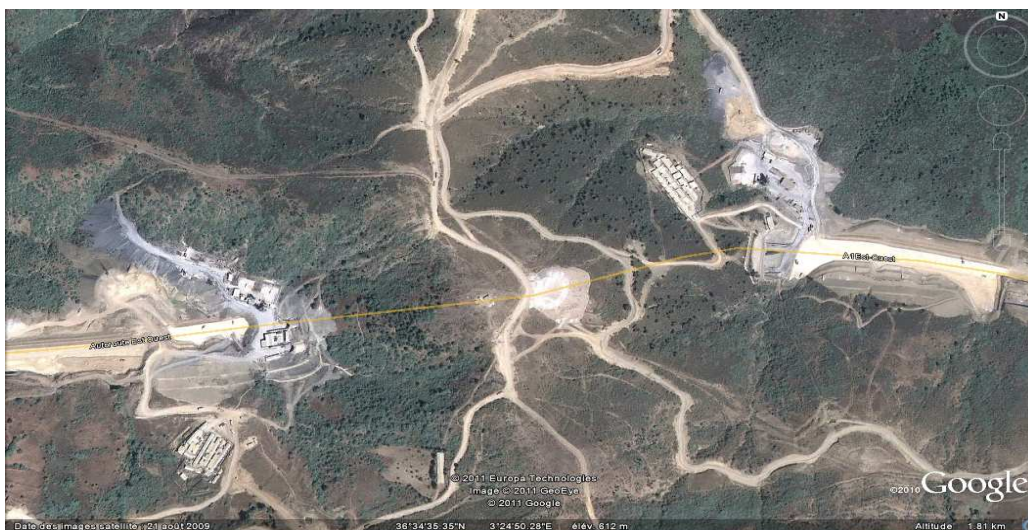
Nous allons étudier la section (A)

### I-4 Présentation technique de l'ouvrage :

Lors de la réalisation d'un tunnel, plusieurs facteurs sont à prendre en considération. D'abord, il faut réduire au maximum le coût du projet et il faut assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Tout cela est en relation directe avec le tracé en plan, le profil en long, et le gabarit du tunnel.

#### I-4-1 Tracé en plan :

Le tracé en plan du tunnel dépend du tracé en plan de l'autoroute Est-Ouest, mais son implantation exacte est fonction des conditions géographiques et hydrogéologiques



*Figure I.2 Tracé en plan de tunnel*

**I-4-2 Profil en long [9]**

Le profil en long d'un tunnel est conditionné par :

- La nature de terrain à traverser.
- L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités.
- La présence des accidents géologiques (zone faille avec venues d'eaux en charge, nécessitant un traitement à l'avance par injection).
- La nature et 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, les zones humides et les zones bâties. Il est important d'implanter les tunnels de haute montagne dans des couches suffisamment épaisse de roches saines, situées de préférence au dessus du niveau de la nappe d'eau souterraine.

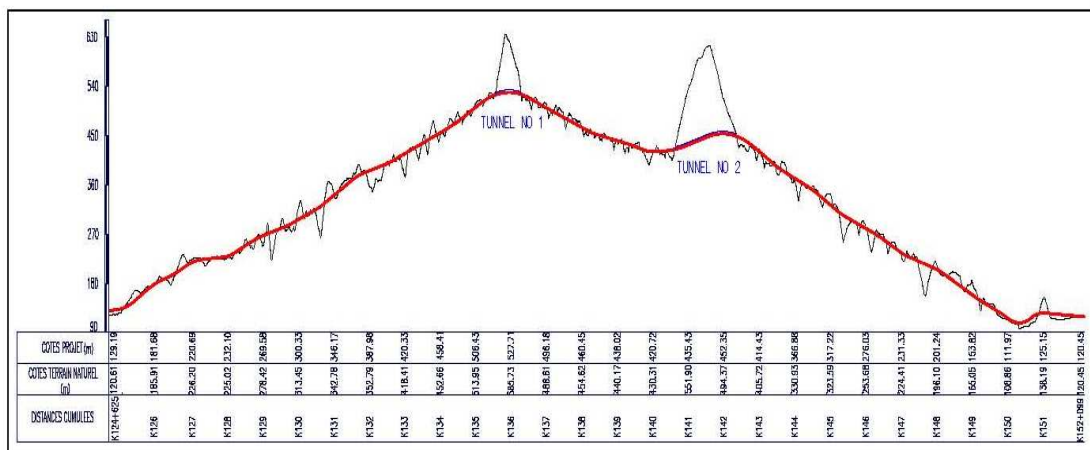


Figure I.3 profil en long de tunnel

**I-4-3 Choix de la section [1]**

Il faut rechercher un profil qui soit le plus uniforme possible tout au long de l'ouvrage pour des raisons de facilité d'exécution, sa section doit être déterminée sur la base des facteurs suivants :

- Les gabarits des véhicules qui emprunteront le tunnel et ceux des matériaux qui y seront transportés
- La nature du terrain, sa résistance, sa teneur en eau et les poussés géologiques du souterrain.

- La méthode de travail adoptée.
- Le matériau utilisé pour le revêtement, sa résistance, ainsi que les charges intérieures qu'il devra supporter.
- Le nombre de voies de circulation.

#### I-4-4 Gabarit libre [9]

De façon générale, un profil circulaire ou s'en approchant est le plus favorable, mais si le profil est rectangulaire, un tel profil n'est pas toujours économique car la section à excaver est plus importante que la section utile.

Par ailleurs, les facteurs suivants peuvent imposer un profil circulaire :

- La présence d'une forte charge piézométrique.
- La médiocrité des caractéristiques des terrains traversés.

Dans le choix du profil en travers, la méthode de construction est également un facteur à prendre en considération.

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

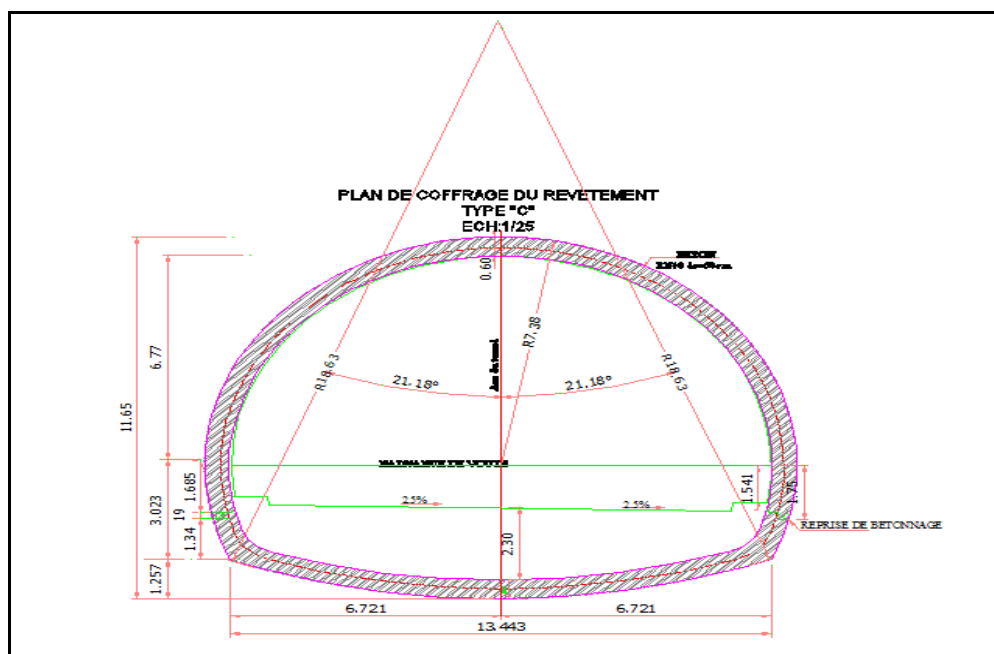


Figure I.4 section (A) de tunnel

**I.5 Conclusion**

On a adopté pour notre projet une section circulaire, située à l'entrée du tunnel avec une couverture de 30m. Ce choix est dû à la nature du terrain encaissant et sa vulnérabilité au séisme.

*CHAPITRE II*

*ETUDE ET  
RECONNAISSANCE  
DU SITE*

## **II.1 Introduction:**

Le creusement d'un tunnel entraîne une modification de l'état de contraintes, et de la déformation du terrain, qui peut aller jusqu'à mettre en cause la stabilité de l'excavation réalisée, ou à provoquer des désordres inadmissibles dans l'environnement du tunnel.

La réponse du terrain au creusement dépend, bien sûr, 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.

La nature et l'éloignement des constructions voisines sont à prendre en compte pour apprécier l'impact de l'ouvrage.

## **II.2 Reconnaissances géologiques [1]**

### **II.2.1 Objectifs :**

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

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

### **II.2.2 Moyens de reconnaissances géologiques**

Ces moyens sont nombreux, ils ne sont pas exclusifs aux reconnaissances géologiques pour l'étude d'un ouvrage souterrain :

#### **❖ Inventaire des données géologiques existantes**

Il est indispensable de réunir la quasi-totalité des données et documents existants sur le massif étudié, leur liste est généralement la suivante :

- Carte géologique (1 /50 000, 1 /25 000)
- Photographie aériennes (1 /15 000 environ)
- Document climatique et météorologique

- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ou situés à proximité
- Relevé de cavités souterraines

#### ❖ **Levé géologique de surface**

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

Le levé géologique doit comporter :

- Le levé des affleurements
- Inventaires des éléments concernant la tectonique (plissement, failles)
- L'étude des discontinuités (stratification, fissures,...) avec orientation réparties sur un diagramme

#### ❖ **Géophysique**

Les prospections géophysiques sont un complément habituel du levé géologique.

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

Les méthodes les plus couramment employées dans le cadre du projet d'ouvrage souterrain sont la sismique réflexion et la résistivité électrique. Des applications de ces méthodes sont utilisées en sondage.

#### ❖ **Téledétection**

Son but est la recherche, d'une manière générale, de toutes les informations de caractères structuraux tels que failles anciennes ou actives, anomalies mécaniques, cavités souterraines naturelles, etc....

Les informations provenant de l'interprétation d'un levé infrarouge thermique sont regroupées sur un document cartographique dont l'échelle est fonction de l'ouvrage concerné, mais aussi de la nature des accidents repérés.



### ❖ Sondages

Les renseignements tirés des sondages (en particulier des sondages carottés) sont de plus en plus précieux car ils permettent de voir la roche et de prélever des échantillons. Mais ils ne fournissent que des informations ponctuelles qui sont en général insuffisantes. En effet Le nombre de sondages est forcément limité vu leur coût élevé, surtout lorsque la couverture dépasse plusieurs centaines de mètres .l'exécution des sondages doit être envisagée en liaison étroites avec le levé géologique et les prospections géophysiques. Ils restent utilisés seuls quand on ne peut effectuer ni levé de surface ni géophysiques, par exemple en zone très urbanisée.

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

De plus les sondages permettent de prélever des échantillons aux fins d'essais de laboratoire et d'effectuer un certain nombre d'essais in situ (diagraphies, mesures de perméabilités in situ,...)

## II.3 Reconnaissances hydrogéologiques [1]

### II.3.1 Objectifs

Les reconnaissances et études hydrogéologiques doivent être effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques et elles ont pour but de déterminer :

- Les informations aquifères et les terrains imperméables
- Le régime hydraulique (nappes, circulations souterraines,...)
- La perméabilité des terrains

Ces renseignements permettent de définir :

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

### II.3.2 Moyens de reconnaissances hydrogéologiques

#### ❖ Inventaires des données existantes

Documents et études donnant des indications sur les nappes et les caractéristiques hydrauliques des terrains dans la zone concernée (sondages antérieurs, pompages, ...)

- Documents climatiques et météorologiques
- Archives de constructions et météorologiques
- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans les conditions analogues ou situés à proximité, puits de pompage en site urbain,...

#### ❖ Levé hydrogéologique de surface

Il est effectué en même temps que le levé géologique et peut comprendre :

- Le relevé des sources, puits,...
- Le relevé des zones d'infiltration
- Les mesures de débit des sources et puits (à répéter pour pouvoir prendre en compte les variations saisonnières)

Les synthèses des levés géologiques et hydrogéologiques figurent généralement sur le même document

#### ❖ Géophysique

La méthode de résistivité électrique peut servir pour la recherche des nappes, pour la recherche de la profondeur et de la continuité d'un horizon étanche (argileux ou marneux) sous une formation perméable (calcaire ou gréseuse par exemple).l'interprétation des données électriques est délicate .elles doivent être étalonnées par sondages.

#### ❖ Sondages

Les sondages, quelque soit leur type, vont permettre d'effectuer des observations et des mesures in situ très utiles a la compréhension de l'environnement hydrogéologique de l'ouvrage projeté .il s'agit principalement :

- D'observation pendant l'exécution du sondage comme pertes partielles ou totales du fluide de forage, venues d'eau dans le forage, traces de circulation d'eau repérées sur les

carottes,...

- De la pose de piézomètres pour préciser les niveaux de la ou des nappes, leur indépendance éventuelle, la réaction aux agents atmosphériques.
- D'essais in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe (extension, coefficient d'emménagement...)

## **II.4 Reconnaissances géotechniques [1]**

### **II.4.1 Objectifs**

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

Elles doivent permettre 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.4.2 Moyens de reconnaissances géotechniques**

#### **❖ Inventaires des données existantes**

- Document 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 différentes méthodes.

#### **❖ Sondages**

Ils vont permettre des mesures in situ et, éventuellement, des prélèvements d'échantillons (cas des sondages carottés) pour des essais de laboratoire.

Les principaux essais et mesures in situ sont :

- L'essai de pénétration statique peut donner des informations utilisables dans le cas d'un tunnel foré dans un sol ou une roche meuble et sous faible couverture et pour le

dimensionnement des ouvrages de tête situés dans des sols.

### ❖ **Essais de laboratoire**

On se bornera à citer les essais les plus utilisés dans le cadre des reconnaissances des ouvrages souterrains.

#### ➤ **Sols :**

Essais d'identification : masse volumique, teneur en eau naturelle, indices des vides, limites d'Atterberg, granulométrie et sédimentométrie, minéralogie.

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols et calculer la déformation de la surface : essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œdométriques, essais de gonflement, essais de compression simple,...

#### ➤ **Roche :**

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.

Essais triaxiaux, œdométriques, essais de gonflement, essais d'altérabilité, analyses minéralogiques pour les roches tendres et susceptibles d'évoluer rapidement (marnes, anhydrites,...)

Essais particuliers (abrasivité, forabilité,...) nécessaires à l'étude d'emploi de machines 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.

### ❖ **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.

Une telle galerie permet entre autres :

- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologiques détaillé.
- Observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type de venues d'eau

(ponctuelles ou diffuses), la mesure des débits en fonction de l'avancement du front de taille et des conditions météorologiques, il est possible d'exécuter des forages depuis la galerie qui permettront d'effectuer des mesures de perméabilité, de pression et de débit.

- Les essais et mesures géotechniques in situ
- Les mesures de déformations
- Les prélèvements d'échantillons pour essais de laboratoire



*Figure II-1 Exemple de galerie de reconnaissance*

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 Synthèses des éléments géologiques:**

L'ensemble des informations géologiques et hydrogéologiques doit être synthétisé sous forme d'une coupe géologique prévisionnelle établie suivant une surface verticale décrivant le tracé en plan.

Cette coupe doit faire apparaître toutes les unités géologiques concernées par le creusement ainsi que leurs relations géométriques et si possible cinématiques.

Au sein de chaque unité doit être représentée chacune des formations constitutives.

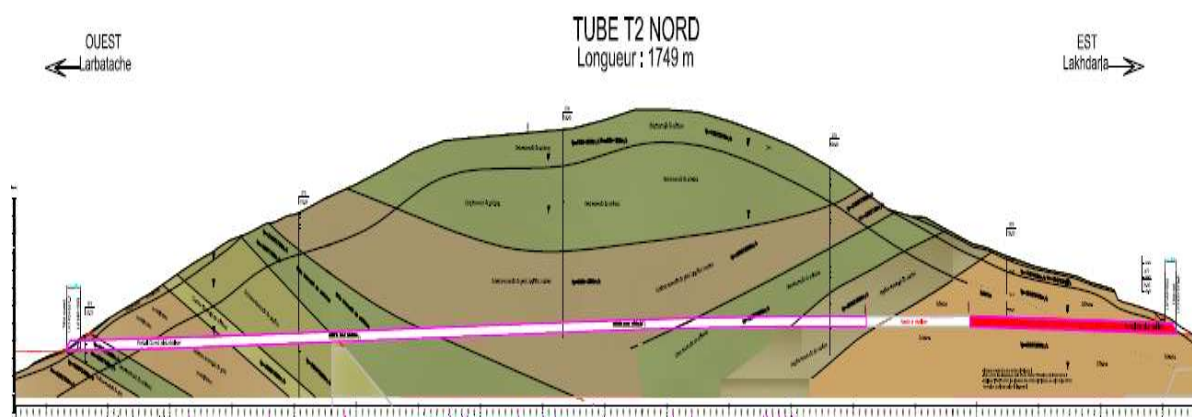
Les conditions hydrogéologiques connues sont également à reporter sur ce document.

Suivant l'état d'avancement des études, cette coupe géologique prévisionnelle établie à une échelle variant du 1/500 pour les tunnels courts (de l'ordre de quelques centaines de mètres) au







1/1000 pour les tunnels très longs (de l'ordre de plusieurs kilomètres) est à compléter par des coupes de détail exécutées au 1/200 sur les points particuliers : accidents, zones de têtes, attaque intermédiaire, puits de ventilation ou(et) par des coupes réalisées perpendiculairement au tracé susceptible d'aider à la compréhension des structures géologiques.

Le rapport de synthèse accompagnant cette coupe prévisionnelle doit souligner tout particulièrement :

- Le degré de confiance à accorder aux éléments figurés sur la coupe géologique, ainsi que les incertitudes majeures et le programme de reconnaissance le mieux adapté, compte tenu des conditions de terrain, pour lever ces incertitudes.
- La tectonique et l'état de contrainte en place doivent également être précisés.



*Figure II.2* Vue en profil géologique (TUBE T2)

	Castine intercalé de schiste		Schistes
	Schistes intercalé de grés		Schistes intercalé d'argilite
	Gré intercalé de schiste		Schistes intercalé de grés, argilite, castine

Le tracé est situé en bordure et le long de la mer Méditerrané, il se trouve dans la zone de convergence de plaque africaines et eurasiennes .Il traverse une zone de forte tectonique formée lors des plissements Alpains .Des failles de direction Nord Sud ont commandé le réseau hydrographique.

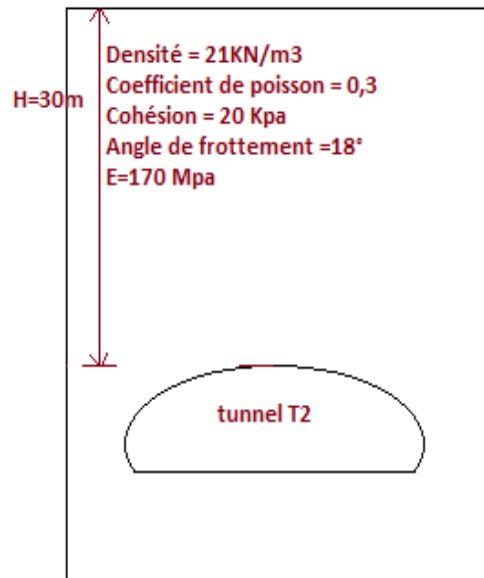
La région est dominée par les masses calcaires de Bouzegza .Au droit du projet, les vallées Est-Ouest de l'Oued Ferrah et la partie supérieure d'Oued Bouzegza correspondant à un anticlinal faillé dont le cœur constitué par des formations gréseuses et argileuses de type Flysch du Crétacé.

Les caractéristiques géotechniques des différentes sections constituant le terrain sont données dans le tableau suivant :

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

Section type	Localisation	Type de terrain	Epaisseur moyenne de terrain de couverture(m)	Valeur RMR	Classe de rocher	Densité KN/m <sup>3</sup>	Coefficient de poisson	Cohésion (Kpa)	Angle de frottement (degré)	Module de déformation moyenne Mpa
1	Zone portail Est	Argilites altérées avec des très minces lits de grès	30	< 15	5	21	0,3	20	18 à 20	170
2	Est	Argilites altérées avec des minces lits de grès cm à dm, avec des microplis	70	< 20	5	23	0,3	50	25	340
3	Partie centrale	Alternances bancs de grès et schistes argileuses	170	30 à 40	3,4 à 4	22	0,3	100	35	1000
4	Ouest	Alternances schistes bancs de grès et schistes argileuses	70	25 à 35	4 à 5	23	0,3	50	25 à 28	400
5	Zone portail Ouest	Schistes altérés avec des lits de grès fracturé et altérés	30	< 20	5	21	0,3	20	20 à 25	170

Les calculs seront faits selon la coupe suivante :



*Figure II.3 Profil du sol (Section A)*

## II-6 Conclusion:

La section (A) se situe dans un terrain constitué d'argilites altérées avec des très minces lits de grés, qu'est une roche tendre et friable avec une très faible résistance, de classe V (recommandations AFTES). La nappe phréatique est située à 30m en dessous de l'ouvrage.



# *CHAPITRE III*

## *TECHNIQUES DE CREUSEMENT*

### III-1 Introduction :

Chaque ouvrage à ses caractéristiques propres qui dépendent: Du lieu où il va être implanté, de la profondeur d'ancrage, de la géologie du site, du type du terrain encaissant et de la stabilité de l'ensemble terrain-ouvrage.

Les techniques utilisées pour le choix de la méthode de creusement des tunnels ont beaucoup évolué au cours de ces dernières années, grâce principalement à l'amélioration des études de reconnaissances géotechniques, géologiques, hydrogéologiques et aussi à la mécanisation des travaux d'abattage et de soutènement.

Dans certains cas, où la longueur de tunnel est importante, on aura recours à plusieurs moyens de creusement selon les difficultés rencontrées pendant l'excavation.

### III-2 Critères de choix de la méthode [1]

Le choix judicieux de la méthode de creusement utilisée dans notre projet est basé sur trois phases:

#### ❖ Première phase

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

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

Le processus de raisonnement qui en résulte, procédant par approximations successives doit aboutir à chaque stade à une appréciation du bilan économique d'ensemble de l'investissement.

Cette démarche, plus ou moins détaillée selon la complexité du projet étudié, aboutit à 2 ou 3 variantes techniques possibles.

#### ❖ Deuxième phase

Parmi les 2 ou 3 procédés de construction, qui assurent le mieux possible et dans un ordre décroissant d'importance les conditions suivantes :

- la sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction.
- une uniformité de méthode sur toute la longueur de l'ouvrage.

- la souplesse d'emploi.
- la limitation des nuisances engendrées sur l'environnement.

#### ❖ Troisième phase

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, du coût de la solution et aléas correspondants. Ainsi que l'insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution.

La solution proposée par les entreprises étant rarement la seule possible.

Il est souhaitable dans certains cas, d'autoriser les soumissionnaires à présenter des variantes d'exécution utilisant des méthodes particulières dont ils ont l'expérience ou des matériels déterminés en leur possession.

En zone urbaine, le maître d'œuvre doit définir avec précision les désordres tolérables en fonction de l'environnement local.

Et parmi les solutions proposées, on fait un choix qui convient le mieux à notre projet, et qui satisfait le mieux les exigences économiques, techniques et environnementales.

### III-3 Méthodes de creusements [1]

On distingue 3 méthodes:

- méthode à pleine section:
- méthode de la demi-section
- méthode de la section divisée

#### III-3-1 Méthode à pleine section

Cette méthode de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase.

Elle est 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 une machine à attaque ponctuelle. Dans le cas contraire la méthode nécessite de gros engins et devient extrêmement coûteuse.

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

L'inconvénient est que leur évacuation nécessite plusieurs reprises



*Figure III.1 Creusement en pleine section*

### **III-3-2 Méthode de la demi-section**

Cette méthode consiste à excaver dans une première phase la demi-section supérieure du tunnel suivant sa forme définitive.

La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 m.

Dans une deuxième phase, on procède à excaver la demi section inférieure appelée stross.

Cette technique est particulièrement conseillée pour les terrains hétérogènes de qualité moyenne, elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité vue la dimension réduite du front de taille.

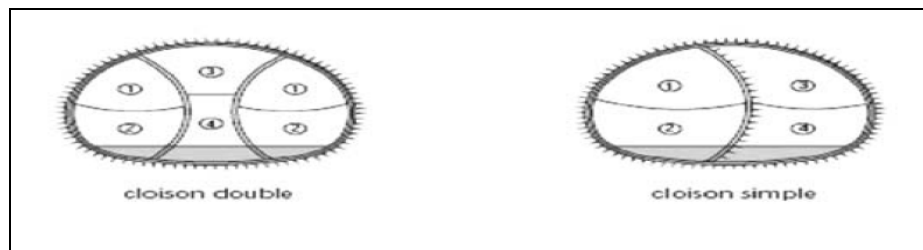


*Figure III.2 Creusement en demi-section*

### III-3-3 Méthode de la section divisée

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excavée est importante, ou dans le cas d'un terrain instable qui n'assure pas l'équilibre du front de taille avec une ouverture en demi section.

Avec un creusement en sections divisées, chaque phase de travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites ; dans ce cas la stabilité des sections excavées est maîtrisable et la décompression des terrains sus-jacents est limitée.

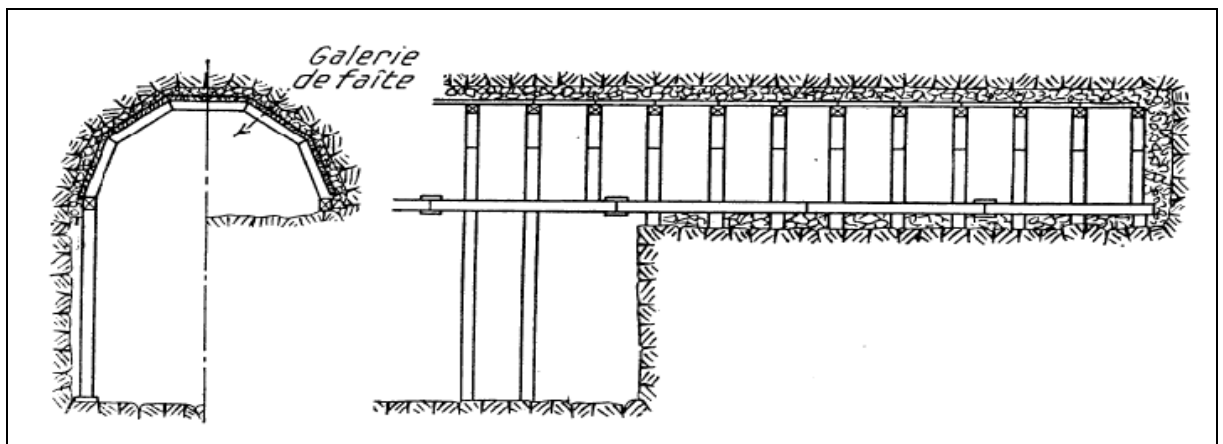


*Figure III.3 Creusement en section divisée*

Il existe plusieurs variantes de cette méthode :

#### ➤ Méthode de la galerie de faîte (Méthode Belge-Française) :

Le principe de cette méthode consiste à exécuter rapidement la voûte pour protéger le chantier par-dessous et de terminer le revêtement par pieds droits.



*Figure III.4 Méthode de la galerie de faîte*

#### a) Méthode des deux galeries :

La différence par rapport à la méthode belge française réside dans l'exécution de deux

galeries l'une sur l'axe supérieur et l'autre sur l'axe inférieur relié par un puits pour permettre l'évacuation des déblais.

**b) Méthode des trois galeries (Méthode Allemande) :**

Le principe de cette méthode consiste à creuser deux galeries de base de part et d'autre de la cunette de STROSS et une galerie au niveau de la calotte. Cette méthode est appropriée pour des tunnels de sections  $\geq 50\text{m}$ .

**c) Méthode contre voûté (Méthode Italienne) :**

Cette méthode est utilisée dans les terrains particulièrement instables développant d'importantes poussées latérales. On cherche par conséquent à :  
Créer des vides de dimensions réduites, procéder à leurs soutènements et exécuter leurs revêtements définitifs le plus rapidement possible.

Après l'exécution de la galerie de base :

On met en place le radier, on réalise la voûte du radier qui précède la mise en place des murs latéraux. La phase suivante consiste en l'excavation du rocher de la calotte et l'exécution de la voûte.

### **III-4 Techniques de creusement**

Le choix de la technique et des machines de creusement dépend de la nature du terrain rencontré, on peut distinguer deux types :

- Creusement dans les terrains meubles
- Creusement dans les terrains durs

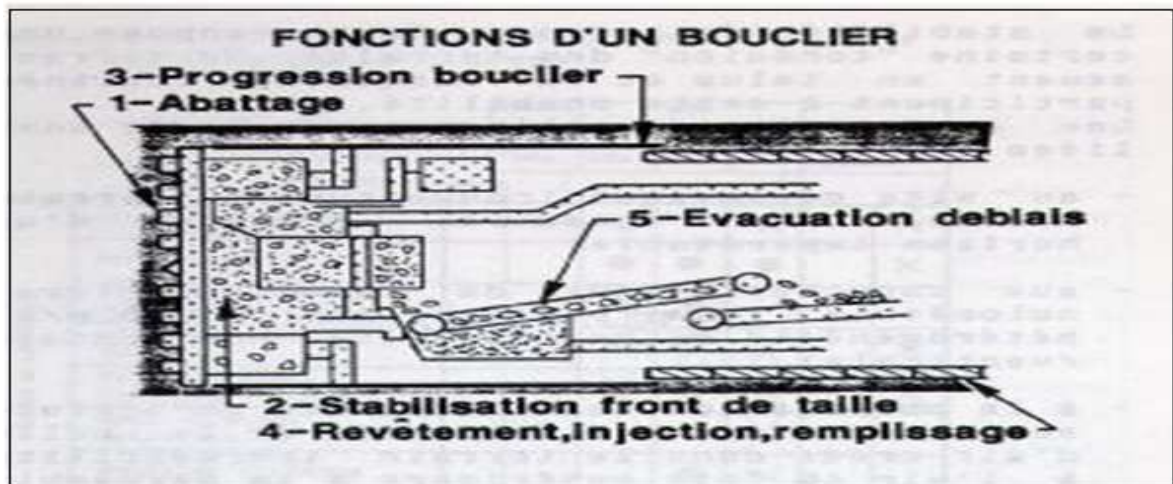
#### **III-4-1 Exécution du creusement dans les terrains meuble :**

Parmi les différentes machines on peut citer :

##### **III-4-1-1 Les boucliers**

Machines conçues pour forer les tunnels dans les sols et les terrains meubles et aquifères, elles comportent un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement.

La progression de la machine est généralement assurée par une série de vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière. Pour les autres boucliers appelés boucliers doubles, la prise d'appui s'effectue sur un bouclier auxiliaire.



*Figure III.5 Les fonctions d'un bouclier*

#### III-4-2 Exécution du creusement dans les terrains dur

Pour les terrains durs ou les roches on peut avoir deux types de creusement :

- Creusement mécanique
- Creusement en utilisant l'explosif

##### III-4-2-1 Creusement mécanique :

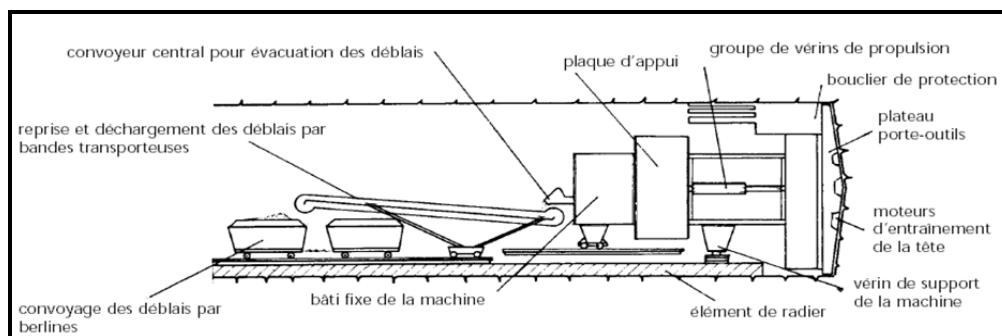
On distingue deux grandes familles :

- Machines à attaque globale :
- Machines à attaque partielle ou ponctuelles

##### ❖ Machines à attaque globale :

Machines qui attaquent en une seule passe la totalité de la section.

Elles sont conçues pour excaver des galeries circulaires avec un diamètre déterminé. Elles possèdent le plus souvent à l'avant un plateau circulaire rotatif égale à la section à excavée, le plateau appelé tête de forage, porte les outils de creusements.

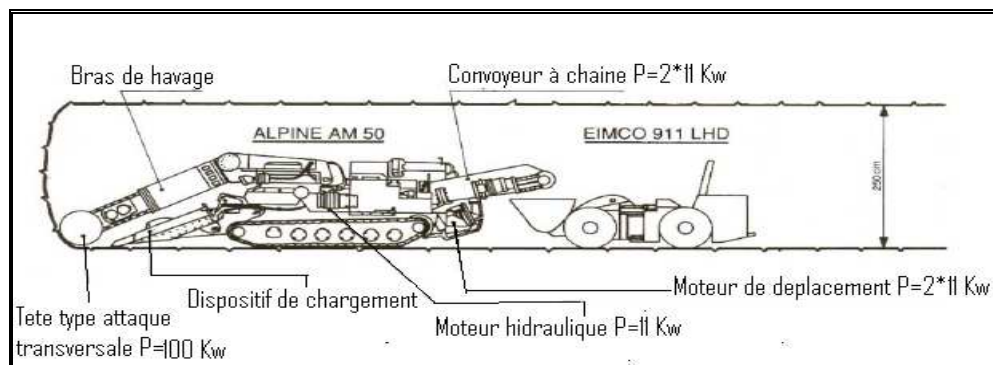


**Figure III.6** Machines à attaque globale

❖ **Machines à attaque partielle ou ponctuelle :**

Machines qui n'abattent qu'une partie de la section.

Elles permettent de creuser n'importe quel profil de dimension variable elles sont équipées d'une tête fraiseuse de faible dimension située à l'extrémité d'un bras mobile, le tout porté sur un châssis AUTOMOTEUR à roues ou à chenilles.



**Figure III.7** Machine à attaque ponctuelle

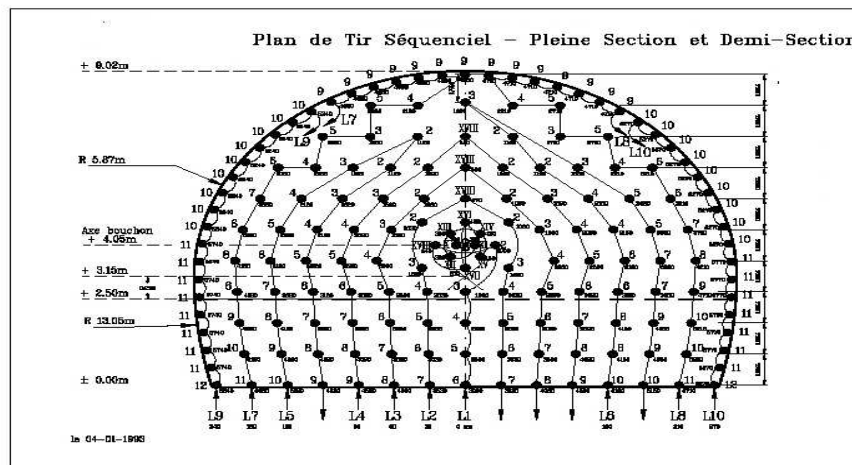
#### III-4-2-2 Creusement à l'explosif

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique.

L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes :

- Traçage et perforation du plan de tir
- Chargement des trous de mines et tir de la volée
- Ventilation et purge de l'excavation
- Evacuation des déblais du front de taille (marinage)





*Figure III.8 Plan de tir séquentiel*

### III-6 Autres méthodes de creusement

Voici quelques méthodes de creusement qui ont fait l'objet d'essais de laboratoire ou même de quelques applications industrielles et qui reposent sur des principes assez différents de l'explosif ou de l'excavation mécanique.

#### a) La percussion lourde

Consiste à lancer sur le front de taille un projectile dont l'impact provoque la fissuration et l'éclatement de la roche.

#### b) Le jet hydraulique

Consiste à réaliser des saignées dans la roche à l'aide d'un jet d'eau concentré à faible débit, mais à très forte pression.

#### c) La vibration

Elle a été également expérimentée et appliquée aux molettes d'un tunnelier. Les résultats sont assez encourageants, mais l'usure de telles machines risque d'être très rapide.

#### d) Le gradient thermique et la fusion.

L'action de la chaleur est plutôt réservée aux forages de petits diamètres, en raison de son très faible rendement énergétique.

D'une façon générale, si l'on compare les bilans énergétiques de ces différentes méthodes, on vérifie que les méthodes les plus économes sont celles dans lesquelles le matériau est découpé en morceaux aussi gros que possible. De ce point de vue, l'abattage

mécanique exige globalement trente-deux fois plus d'énergie que l'explosif. Mais d'autres critères interviennent de façon décisive en faveur de la mécanisation.

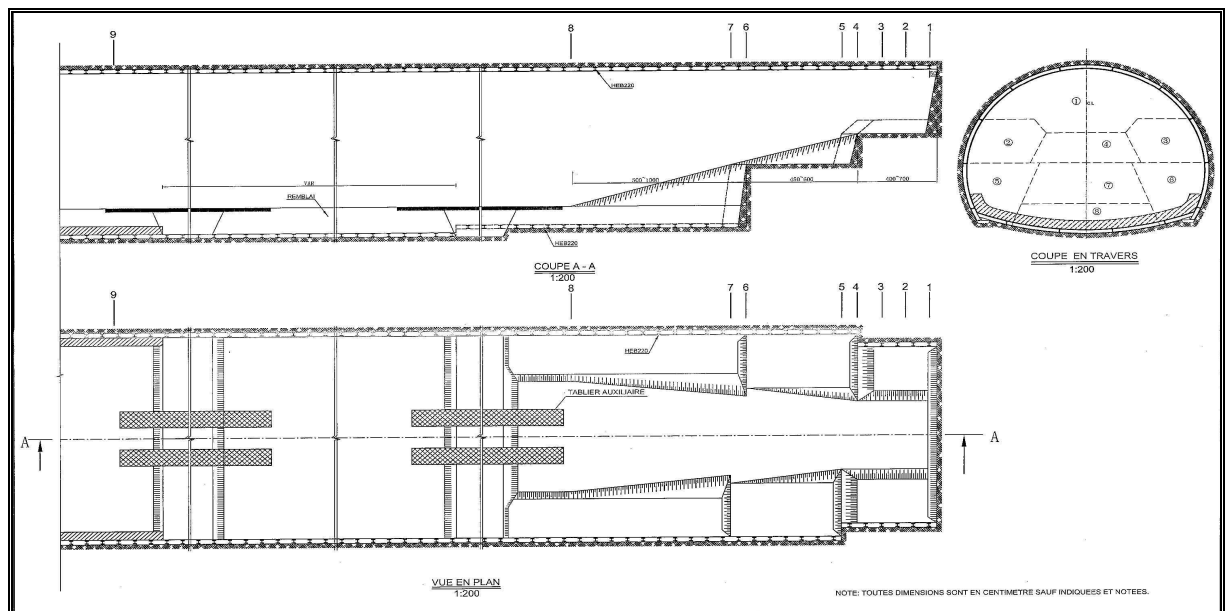
**III-7 Excavation pour notre projet :**

Les travaux d'excavation de notre tunnel (T2) ont été réalisés à l'aide des moyens mécaniques étant donné que les roches encaissantes sont tendres et friables, en général de classe V, mais on a utilisé aussi les explosifs dans certaines zones.

Au niveau du front Ouest, l'entreprise a utilisé comme moyens d'excavation au début des travaux la fraiseuse sans tapis roulant pour l'évacuation des déblais et la pelle mécanique et parfois le brise roche jusqu'au P.K 135+620. Au-delà de ce P.K, l'entreprise a favorisé l'utilisation du brise roche pour améliorer la cadence d'excavation et de marinage.

Au niveau du front Est, l'Entrepreneur a utilisé le marteau hydraulique et le godet de la pelle mécanique de type Caterpillar pour les excavations.

Le chargement des déblais est fait à l'aide de godet de pelles hydrauliques ou des chargeurs à déchargement latéral dans les camions à benne pour évacuer les déblais à proximité des portails.



*Figure III.9 Vue en plan et en coupes longitudinale et transversale des différentes phases d'excavation du tunnel T2*



**Figure III.10** Excavation en trois gradins

### III-8 Conclusion

Notre tunnel est étalé sur une longueur importante de 1750m, pour cela on a eu à excaver différents types de roches, d'où le recours aux différentes techniques d'explosif et de machines mécanique. Le creusement de notre ouvrage est effectué en section devisée (gradins).

# *CHAPITRE IV*

## *TECHNIQUES DE SOUTÈNEMENT*

## IV.1 Introduction

L'excavation d'un tunnel produit une altération dans l'état du terrain. Ceci entraîne des mouvements du terrain vers l'excavation afin de rétablir l'équilibre. Généralement pour éviter les éventuels risques d'éboulement on utilise un soutènement provisoire qui reprend les efforts dus à la libération des contraintes dans le sol à court terme. Le soutènement définitif quant à lui intervient à long terme.

Ce chapitre décrit brièvement les différents types de soutènement ainsi que les anomalies de mise en œuvre et les difficultés rencontrés.

## IV.2 Les différents types de soutènement [11]

### IV.2.1. Soutènement traditionnel:

#### III.2.1.1. Soutènement métallique:

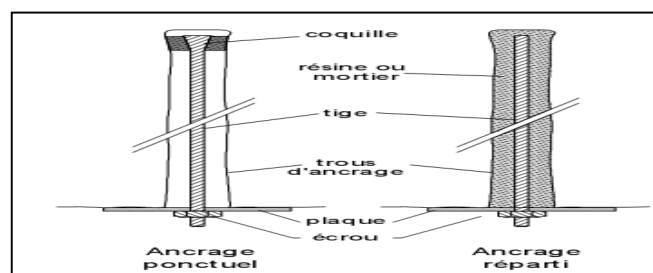
Le premier type de soutènement employé dans les souterrains est le soutènement métallique qui comprend 4 catégories principales :

#### a) Soutènement par boulons d'ancrage:

Ceux-ci sont de deux types : boulons à ancrage ponctuel, boulons à ancrage continu. Le choix entre ces deux types est essentiellement lié à la nature du terrain :

- le boulon à ancrage ponctuel, plus rapidement mis en place et moins coûteux, nécessite un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage.
- le boulon à ancrage continu peut être à effet immédiat ou différé, provisoire ou permanent.

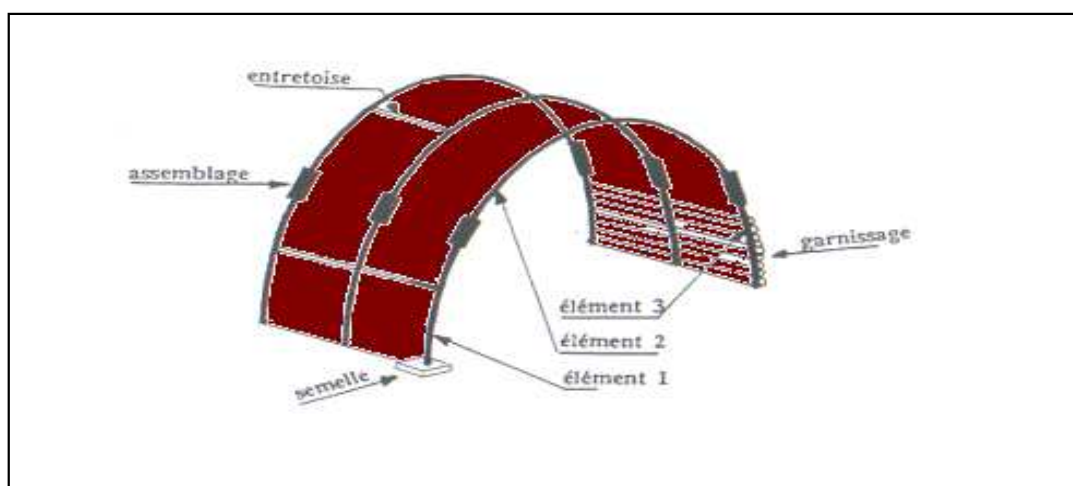
On utilise assez souvent un premier boulonnage immédiat et un deuxième boulonnage en dehors du cycle d'avancement.



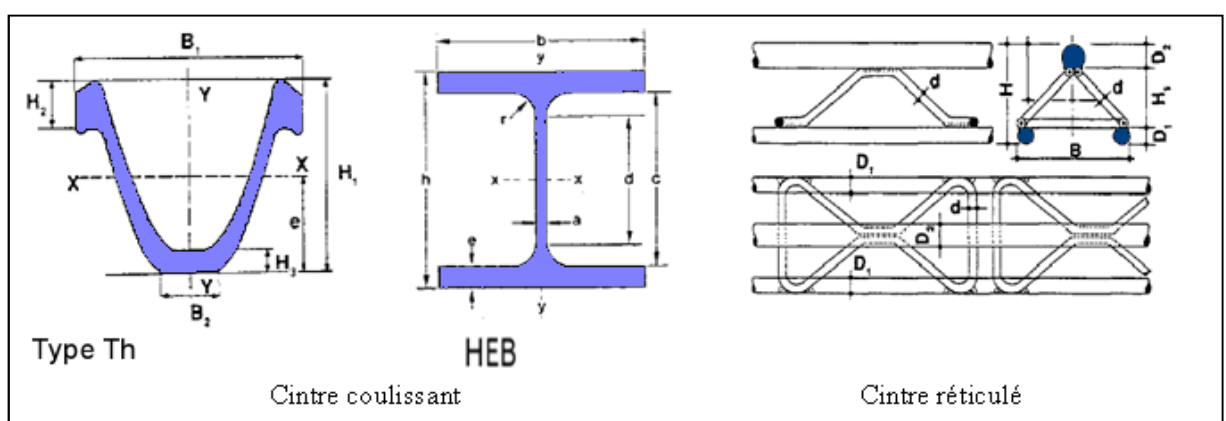
*Figure IV.1 Les boulons d'ancrage*

### b) Soutènement par cintre métallique

Ces cintres peuvent être des cintres lourds (H) ou réticulés pour les soutènements en grande section, ou des cintres plus légers (profilés TH, UPN) généralement en petite section. Les cintres réticulés présentent les deux avantages de facilité de mise en œuvre et de très bonne compatibilité avec le béton projeté. Leur emploi est déconseillé lorsque de fortes sollicitations sont prévisibles avant que le béton projeté puisse remplir son rôle. Le profil de la section doit bien sûr être suffisamment régulier (pas de hors profil trop important).



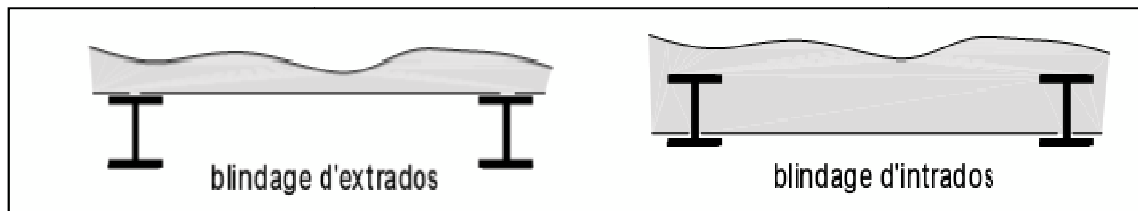
*Figure IV.2 : Soutènement par cintres*



*Figure IV.3 : Les cintres utilisés*

### c) Soutènement par blindage

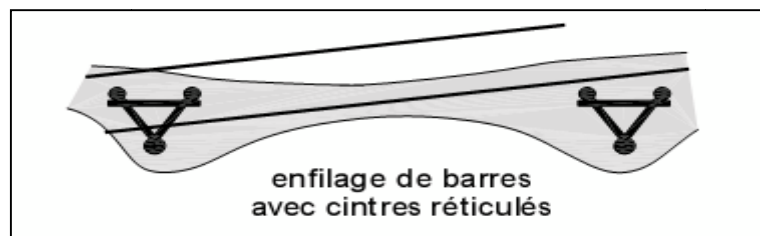
Les plaques de blindage sont mises, jointives ou non, entre les cintres et le terrain. Elles peuvent parfois être tenues par des boulons. Elles peuvent également être liaisonnées entre elles, les cintres ne servant qu'à leur montage et sont ensuite retirés après remplissage entre plaques et terrain.



*Figure IV.4 Soutènement par blindage*

### d) Soutènement par enfilage

Les plaques barres ou rails (plus épaisses que les plaques de blindage) sont ici foncées dans le terrain préalablement à l'excavation de celui-ci.



*Figure IV.5 enfilage*

### III.2.1.2. Soutènement en béton

Le soutènement peut être aussi utilisé en tout ou partie avec du béton préfabriqué ou non. Les types de soutènement utilisant le béton sont les suivants :

#### a) Béton projeté

Il est très souvent utilisé en complément du soutènement métallique (boulons, cintres réticulés) ou en remplacement du blindage métallique. Il peut être renforcé par des fibres métalliques, voire par un treillis.

**b) Pré revêtement coffré**

Utilisé soit sur de très courtes longueurs, soit en complément d'un soutènement par cintres métalliques pour renforcer ceux-ci. Ce pré-revêtement peut être réalisé avec un coffrage traditionnel ou avec des couchis métalliques jouant ce rôle de coffrage.

Un revêtement définitif est ensuite mis en place à l'intrados du pré revêtement.

**c) Revêtement à l'avancement**

Le revêtement définitif du tunnel joue alors un rôle de soutènement en complétant l'action du soutènement métallique. Une telle méthode permet éventuellement d'utiliser des cintres permettant une décompression du terrain et de récupérer ceux-ci avant bétonnage.

**d) Voussoirs métalliques ou en béton préfabriqué**

Ces voussoirs peuvent être mis en place à l'abri d'un bouclier ou directement à l'avancement (En général dans le cas de grandes ouvertures et de faible avancement).

Des voussoirs particuliers (généralement en fonte) peuvent être utilisés au droit des réservations.

**❖ Domaine d'application:**

En raison de leur diversité, les différents types de soutènements décrits dans ce chapitre permettent de traiter les problèmes posés par toutes les catégories de terrain, éventuellement après un traitement de consolidation ou d'étanchéité.

Le choix du soutènement n'est pas seulement lié aux exigences du terrain, mais aussi au souci de protection du personnel.

A l'exception des voussoirs, la décision de leur emploi peut être prise au fur et à mesure de l'avancement du chantier sans qu'il en résulte un délai important d'attente, à condition que leur application a été prévue au marché et au bordereau des prix et qu'on dispose d'une quantité suffisante d'approvisionnements.

**❖ Précautions d'emploi:**

Le principal problème posé par l'emploi de ces soutènements traditionnels est celui du choix du type et de la quantité de soutènement à utiliser en fonction des terrains rencontrés. Le choix qui appartient à l'entreprise doit être accepté par le maître d'œuvre. Pour éviter les désaccords fréquents à ce sujet, il convient généralement de veiller à ce que les prix de rémunération de ces différents types de soutènement soient



homogènes. Dans tous les cas, on veille à ce que le soutènement soit posé aussi rapidement que possible après l'excavation et soit bloqué au terrain. Par ailleurs, on doit veiller à la stabilité des assises des pieds de cintres ou du pré-revêtement.

#### ❖ Performances :

La mise en place d'un soutènement important au front de taille entraîne l'arrêt des autres phases du cycle de creusement. Il a donc une influence directe sur l'avancement du chantier. De ce fait, suivant le type de soutènement utilisé, le coût de l'excavation d'un tunnel peut varier de 1 à 4.

Par contre, les types de soutènement décrits dans ce chapitre (à l'exception des voussoirs) ne demandent pas un matériel de mise en place ou de fabrication de coût élevé. Leur coût reste donc sensiblement proportionnel à leur utilisation quelle que soit leur longueur d'application.

#### IV.2.2 Soutènement par la nouvelle méthode autrichienne

L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et par fois en section divisée 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. Le soutènement comprend:

- 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 ou de fibres métalliques) solidaire du terrain. Son rôle est de protéger le terrain contre l'altération, de créer une continuité entre les éléments du terrain, d'apporter une certaine pression radiale de confinement et de répartir les efforts rapportés aux têtes des ancrages.
- éventuellement, des cintres légers coulissants qui renforcent la coque de béton projeté.  
Le dispositif de mesure comprend essentiellement :

des mesures de déplacement par chaînes de convergence ( tassomètre, extensomètre), des mesures de contraintes au contact béton-terrain (mesures radiales) ou dans le béton lui-même (mesures tangentielles).

#### ❖ **Avantage:**

Cette méthode trouve son intérêt surtout dans les roches tendres. Dans ce type de

terrain aucune durée de résistance n'est à espérer sans installation d'un soutènement préalable de la voute par boulonnage et sans application du béton projeté au front de taille simultanément avec l'excavation. 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.

❖ **Domaine d'application:**

La nouvelle méthode autrichienne est, en fait, une méthode qui peut s'adapter à la plupart des terrains. Mais elle est limitée par :

- par le temps de décohéation des terrains, qui peut faire que la plus grande section auto-stable pendant la mise en place du soutènement n'a pas des dimensions suffisantes pour des raisons pratiques (mise en place des boulons) ou économiques;
- 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'eaux et/ou de la charge piézométrique qui empêchent la mise en place du béton projeté.

❖ **Précautions d'emploi :**

On doit veiller à utiliser une méthode d'abattage perturbant aussi peu que possible le terrain encaissant, qui devra participer, de manière importante, au soutènement de l'excavation. Pour cela, on utilisera de préférence des moyens d'abattage mécaniques (machines ponctuelles...) ou des plans de tir avec découpage soigné.

On s'attachera à rechercher une efficacité maximale du soutènement, en particulier, en ce qui concerne le béton projeté (contrôles de résistance et d'adhérence) et des boulons (essais d'arrachement). Le soutènement devra être mis en place aussi rapidement

que possible après l'ouverture de l'excavation.

Même si l'on attaque par section divisée, on cherchera à réaliser le plus rapidement possible la totalité de la section.

Les mesures effectuées systématiquement en section courante doivent être renforcées dans les zones singulières (passage à une nature de terrain plus mauvaise, têtes, zone urbaine...). Les résultats de ces mesures doivent pouvoir être interprétés immédiatement pour adapter les épaisseurs de béton projeté, l'espacement et la longueur des boulons, la succession des phases.

On doit vérifier la stabilisation dans le temps des déformations. Dans le cas contraire, il faut décider d'un soutènement complémentaire (doublement et/ou allongement des boulons, fermeture rapide du soutènement en radier, etc...).

Pour les mesures, les coûts d'achat des appareils ne sont pas très élevés. Mais les soins à apporter à leur mise en place, à leur protection contre les destructions accidentelles, à l'exécution des mesures et à leurs interprétations, nécessitent une grande vigilance.

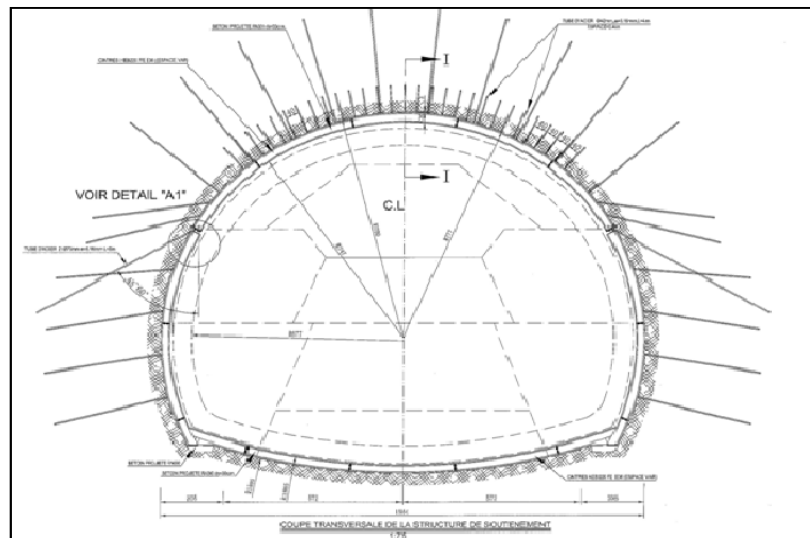
Enfin la Nouvelle Méthode Autrichienne demande une entreprise ayant une expérience suffisante dans ce domaine à tous les niveaux (conception, direction de chantier et exécution).

### **IV.3 Choix de soutènement pour la section A [8]**

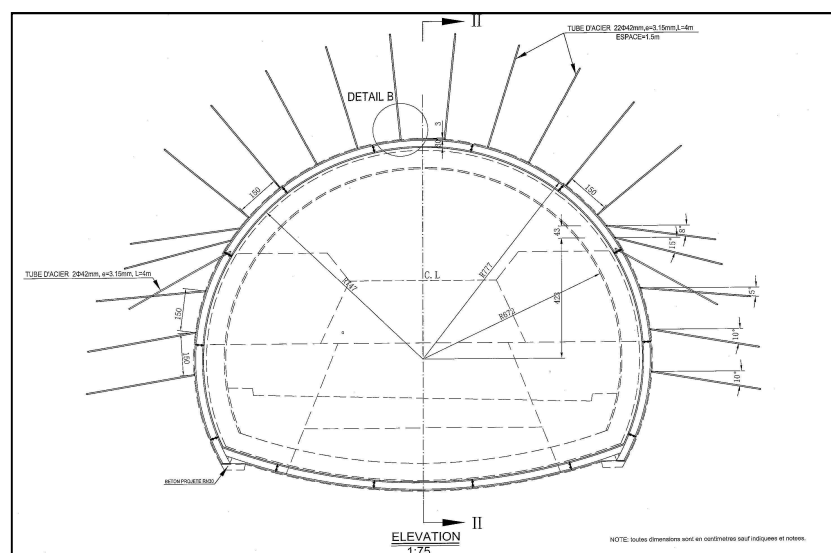
Le soutènement est constitué comme suit:

- Cintres métalliques
- Béton projeté
- Treillis métallique
- Boulons SN et tubes d'ancrages
- Barres et tubes d'acier inclinés en voûte parapluie

Le type de soutènement utilisé est le S3 au front Ouest pour les deux tubes avec l'ajout d'un radier provisoire entre le Stross 1 et le Stross 2, alors qu'au front Est, le type de soutènement utilisé au début est le S4 sans radier provisoire sur une longueur de 180 m environ puis avec ajout d'un radier provisoire avec des profilés HEB 220.



**Figure IV.6** Type de soutènement S3 : Phases d'excavation et de soutènement provisoire sans radier provisoire avec voûte en parapluie



**Figure IV.7** Type de soutènement S4 : Phases d'excavation et de soutènement provisoire sans radier provisoire et sans voûte parapluie

#### ❖ Béton projeté (RN30)

Le béton projeté est appliqué manuellement à l'aide de pompe à béton projeté à voie humide. La fabrication du béton est faite à la centrale à béton située juste à proximité des portails. Le transport du béton est réalisé à l'aide de toupie.

La mise en œuvre du béton projeté pour le soutènement provisoire a été faite au début des travaux en une seule couche et ce suite à la mise en place des deux nappes du treillis

soudé fixées sur les cintres. L'Entrepreneur a appliqué le béton projeté en deux couches. La première a été appliquée juste après l'excavation d'épaisseur variant de 3 à 7 cm alors que la deuxième après la mise en place des deux nappes du treillis.



*Figure III.8 Application du béton projeté au front et sur les parois à l'aide de la lance manuellement :*

#### ❖ **Cintres métalliques**

Deux types de cintres ont été mis en place. Au début des travaux, les cintres mis en place sont de type réticulés au front Ouest mais suite aux problèmes de déformations des parois, L'Entrepreneur les a remplacés par des cintres lourds type HEB 220 livrés en 9 éléments et assemblés sur place à l'intérieur du tunnel au fur et à mesure du montage du cintre par des boulons et écrous. Les profilés des cintres sont de provenance de l'Espagne et d'Italie. Le découpage et le cintrage est fait en Algérie à l'usine de Hammadi.

L'espacement des cintres utilisé a été variable de 0,55 m minimum à un mètre maximum.

#### ❖ **Treillis métallique**

Le treillis métallique d'épaisseur de 5,5 mm et de maillage 15 cm/15 cm est mis en double nappe. La première nappe est fixée à l'extrados du cintre et la deuxième nappe est

fixée à l'intrados du cintre. L'assemblage est réalisé généralement avec un recouvrement de 30 cm.

#### ❖ **Tubes d'acier**

Des tubes d'acier perforés de diamètre 42 mm, d'épaisseur 3,15mm et de longueur 4 m espacés de 40 cm, ont été mis en place pour fixer les pieds de cintres dans la zone de jonction des éléments de cintres ,entre la calotte et les piédroits et en avant du front d'excavation en voûte pour former un parapluie et ce à chaque deux cintres. Ce soutènement est utilisé dans le type **S3**, alors que pour le type de soutènement **S4**, ils ont été mis entre les cintres et en arrière du front. Ces tubes sont généralement injectés avec du coulis de ciment. Ces tubes ont été remplacés par la suite par des barres d'ancrages.

#### ❖ **Boulons d'ancrages SN**

Les boulons mis en place sont de type SN de longueur de 3 et 4 m et de diamètre 25mm et 32mm. Ces boulons ont remplacé les tubes. Ces boulons sont injectés avec du coulis de ciment avec un rapport E/C=0,4.

#### ➤ **Discussion du choix de soutènement :**

Deux types de soutènement ont été utilisés dans le tunnel T2, il s'agit du type **S3** et du type **S4**.

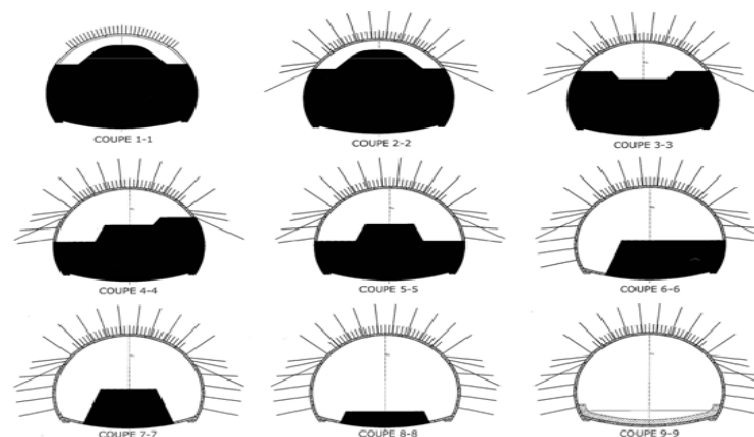
Suite aux déformations importantes enregistrées au début des travaux au front Est et pour faire face à ces déformations excessives, l'Entrepreneur a renforcé le soutènement par l'ajout d'un radier provisoire formé par des profilés HEB 180 puis par des HEB 220 et d'une couche de béton projeté d'épaisseur de 22 cm avec double nappe de treillis métallique ;

La seule différence entre ces deux types de soutènement est que dans le type **S3**, la voûte parapluie a été systématique à chaque deux cintres formée par des barres HA 32 mm ou des tubes de diamètre 42 mm et de longueur 4m, inclinés de 22°/H.

Ces types de soutènement ont été bien adaptés aux conditions géologiques rencontrées avec un espacement des cintres variant de 0,80 m à un mètre. Cependant l'espacement a été réduit de 55 cm au P.K 136+005 au tube Sud suite à la rencontre d'une zone présentant des conditions géologiques très défavorables.



**Figure IV.9** Excavation en 3 gradins: calotte avec merlon, Stross I supérieur, Stross II inférieur et un radier provisoire.



**Figure IV.10** Schéma des phases des séquences d'excavation en gradins et de soutènement S3 du Tunnel T2: Boulons en parapluie systématique à chaque deux cintre

#### IV.4 Revêtement [12]

Les matériaux les plus couramment utilisés pour la constitution des revêtements sont :

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

➤ les voussoirs préfabriqués en béton armé, qui sont utilisés en cas de réalisation d'un tunnel circulaire à l'aide d'un tunnelier. Une variante consiste à employer des voussoirs métalliques ou du béton extrudé. Le béton projeté est rarement utilisé dans les ouvrages neufs mais contribue beaucoup à la réparation ou à la constitution des revêtements des tunnels anciens.

#### IV.4.1 Fonction de revêtement:

Le revêtement peut jouer plusieurs fonctions :

1) **L'étanchéité** : le revêtement joue un rôle important dans l'étanchement de l'ouvrage :

➤ il assure l'étanchéité de surface (béton coffré dont les joints de reprise sont traités en joint d'étanchéité).

➤ il joue le rôle de support dans le cas d'étanchéité d'intrados.

➤ il assure à lui seul (voussoirs préfabriqués avec joints).

2) **Mécanique** : c'est la fonction la plus traditionnelle du revêtement, conçu pour garantir la stabilité à long terme de l'ouvrage.

➤ l'intrados d'un tunnel reste la seule partie visible. En fonction du type de tunnel, de sa géométrie, il convient de choisir un niveau de confort au quel contribuent la qualité des parements et leur éclairage.

➤ un revêtement lisse contribue à minimiser les pertes de charge, lorsque le tunnel possède un système de ventilation mécanique.

#### IV.4.2 Règle de conception du revêtement:

Il existe plusieurs règles de conception du revêtement dont les principales sont :

➤ se rapprocher de la forme circulaire et adopter en tout point une géométrie qui ne concentre pas les efforts.

➤ le revêtement peut être en plein cintré ou composé d'une sécession d'arcs de cercle, les points anguleux doivent être évités.



- assurer la continuité du contact entre le terrain encaissant et le revêtement, (ainsi ce contact augmente la capacité de transmission des efforts).
- dans le cas des roches évolutives, un radier contre-voûté doit être adopté pour contrecarrer la pression sur le radier. De plus, ce dernier a l'avantage de donner un meilleur raccordement avec les piédroits.
- pour optimiser les cadences du bétonnage, un décoffrage rapide est généralement recherché, cette disposition est compatible avec la condition de résistance du béton aux jeunes âges, soumis à des sollicitations faibles.
- les règles du décoffrage devraient théoriquement être déduites de la température de l'environnement, et du taux d'humidité, en générale le temps de décoffrage est le plus souvent, assujetti à une règle de résistance minimale.
- il est généralement recommandé en l'absence d'étanchéité à l'extrados, de respecter une longueur maximale de plot de béton n'excédant pas les huit mètres.
- le calcul de revêtement définitif se fera avec la méthode des réactions hyperstatiques, et comportera une partie dynamique. On retiendra ainsi les sollicitations obtenues du cas le plus défavorable pour le calcul de ferrailage.

#### IV.5 Revêtement définitif de notre projet [9]

Nous avons utilisé un béton armé, d'épaisseur  $e = 60\text{cm}$ . Avec les caractéristiques suivantes :

##### ❖ Béton :

$$F_{c28} = 40\text{KN/m}^2$$

La résistance caractéristique obtenu au Jième jour ( $J < 28\text{jours}$ ) est donnée par :

$$F_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83J} F_{c28}$$

Résistance au moment du décintrement (délai non inférieur à 3jours)

$$F_{c3} = 16,55 \text{ kN/m}^2$$

Résistance caractéristique à la traction à 28 jours :

$$F_{t28} = 3 \text{ KN/m}^2$$

Résistance de calcul

$$F_{cd} = \sigma_{bc} = 0,85 F_{cj}/\gamma = 22,67 \text{ KN/m}^2$$

Coefficient de poisson :  $\nu = 0,2$

Masse volumique du béton armé :  $d = 25 \text{ KN/m}^3$

Module d'élasticité :

- A long terme:  $E = 11000.f_{cj}^{1/3}$  —  $E_v = 37,62 \text{ GPa}$
- A court terme :  $E = 3700.f_{cj}^{1/3}$  —  $E_v = 12,65 \text{ GPa}$

❖ **Acier haute adhérence:**

Doit être conforme à la norme **NF A35-016** ; On adopte Fe E500, dont la résistance limite élastique est  $f_e = 500 \text{ MPa}$ , et la résistance à la traction est  $f_m = 550 \text{ MPa}$ .

## IV.6 Conclusion

Le soutènement provisoire a été réalisé par la nouvelle méthode Autrichienne, dans le but de le mettre en place aussi rapidement que possible, étant donné que la roche est tendre, et vu que dans ce type de terrain aucune durée de résistance n'est à espérer sans l'installation d'un soutènement préalable.

Les mauvaises conditions géologiques et géotechniques rencontrées, la grande dimension de tunnel et les déformations importantes enregistrées au début des travaux avec l'utilisation des cintres légers réticulés a rendu nécessaire le recours à un soutènement lourd.

Pour le revêtement définitif, le choix d'une voûte plein cintre et d'un radier contre voûté permet en principe d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

# *CHAPITRE V*

## *CALCUL DES CHARGES*

### **V-1 Introduction :**

Les principales charges agissant sur un ouvrage souterrain proviennent généralement des couches qui constituent le terrain (poussées géologiques), des pressions hydrostatiques, ainsi que l'effet sismique qui agit sur certaines parties de l'ouvrage.

Le calcul de ses sollicitations dépend de l'état de contrainte du massif avant le creusement de tunnel.

Ainsi pour faciliter la détermination des actions agissant sur l'ouvrage on va avoir recours aux hypothèses simplificatrices suivantes :

- Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope.
- La déformation est bidirectionnelle.
- Les actions extérieures considérées sont dues aux poids des terres au dessus de l'ouvrage.

### **V.2) Méthodes de détermination des pressions souterraines [3,4]**

Les méthodes élaborées pour le calcul des différentes charges sont :

#### **V.3.1) Charges verticales :**

##### **V.3.1.1) Méthode de TERZAGHI :**

Cette théorie 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  $(\pi/2+\varphi/2)$  agissant le long des plans de glissement.

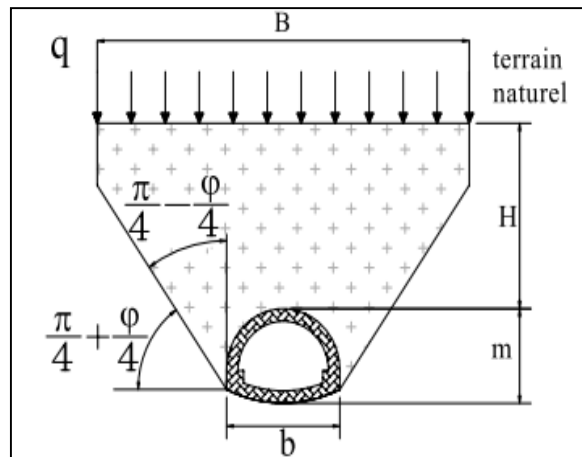


Figure V.1 : Les principales hypothèses de la théorie de TERZAGHI

H : la couverture.

m : la hauteur de l'excavation.

q : la surcharge en surface.

b : la largeur de l'excavation.

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)$$

La pression des terres verticale appliquée en voûte est égale à :

$$P_v = \frac{B\gamma - 2C}{2tg\theta} \left(1 - e^{-\frac{2kHtg\phi}{B}}\right) + qe^{-\frac{2H \tan\phi}{B}}$$

**V.3.1.2) Théorie de BIERBAÜMER**

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de roche délimitée par une parabole de hauteur h et que le massif aura tendance à glisser suivant un angle de  $(\pi/2 + \phi/2)$ .

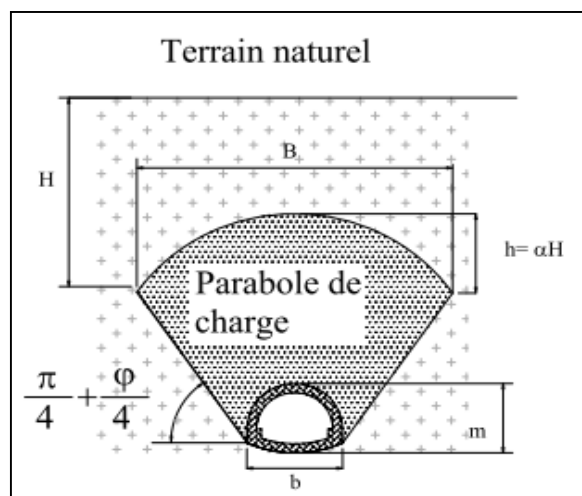


Figure V.2 : La poussée selon BIERBAUMER

La contrainte verticale est calculée par la formule suivante :

$$P_v = \gamma h = \gamma \alpha H$$

H: la couverture.

h: hauteur de parabole de charge.

$\alpha$  : coefficient de réduction.

Valeurs de  $\alpha$  en fonction de la couverture H :

- $H < 15m$                        $\alpha=1$
- $15m < \alpha < 200m$        $\alpha = 1 - \frac{Htg\theta \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4}-\frac{\theta}{2})}{B}$
- $H > 200m$                        $\alpha = (\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2})$

Avec :

$$B = b + 2htg(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}) \quad \text{Section fer à cheval rectangulaire}$$

$$B = 2R \operatorname{tg}(\frac{3\pi}{8} - \frac{\theta}{4}) \quad \text{Section circulaire}$$

R : Rayon circulaire de la parabole de charge.

**V.3.1.3) Théorie des poids des terres**

Cette méthode est valable pour des ouvrages situés à de faibles profondeurs. Elle suppose que l'ouvrage doit supporter l'ensemble des charges et surcharges au-dessus du tunnel. Elle est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de la voûte.

La contrainte verticale est calculée selon la formule suivante :

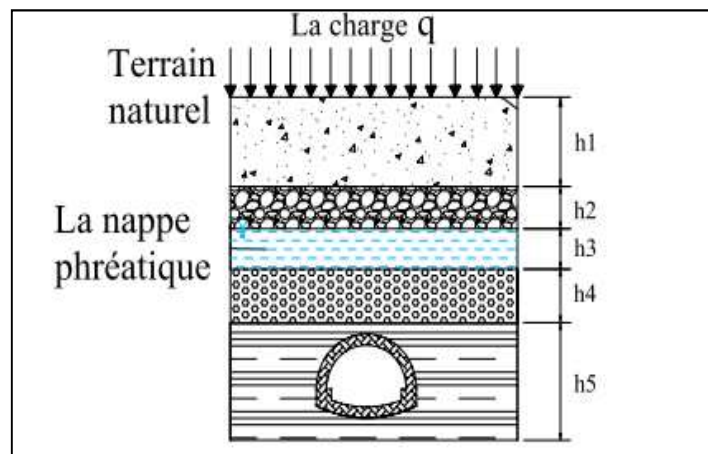


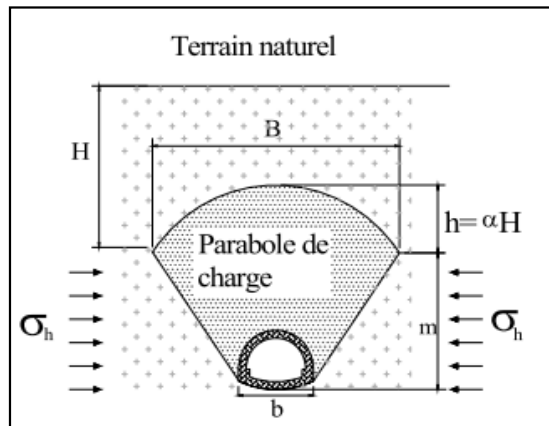
Figure V-3 Théorie des poids des terres

$$P_v = \sum h \gamma + q$$

**V.3.2) Charges horizontales:**

**V.3.2.1) Méthode de TERZAGHI :**

D'après la théorie de TERZAGHI la pression horizontale peut être calculée par les formules :



*Figure V.4 Méthode de TERZAGHI*

$Ph = 0,3\gamma (0,5m + Hp)$  Cas général avec  $H_p = \frac{b}{2\sin\theta}$

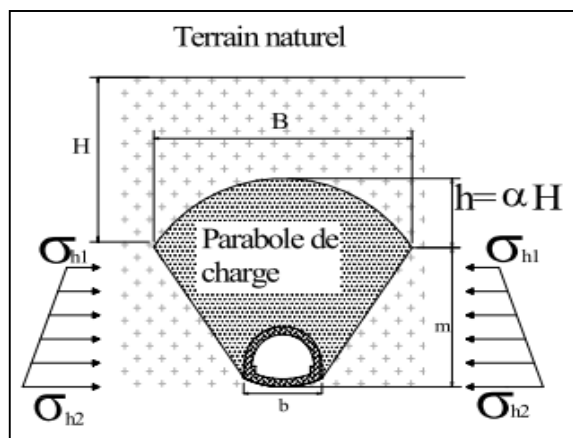
$Ph = \gamma H \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)$  Terrain granuleux

$Ph = \frac{\nu}{1-\nu} Pv$  Roche de bonne tenue

$H_p$  : Hauteur de la surcharge du terrain.

**V.3.2.2) Méthode soviétique:**

Cette dernière, considère la poussée latérale comme étant une charge trapézoïdale limitée par deux valeurs extrêmes situés au niveau de la calotte et du radier.



*Figure V-5 Méthode soviétique*

La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est :

$$P_{hl} = \gamma h p \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)$$

La poussée latérale au niveau du radier est :

$$P_{h2} = \gamma(h + hp) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)$$

Avec :

$$Hp = \frac{b}{2 \sin \theta}$$

### V.3.2.3) Méthode de COULOUMB-RANKINE

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

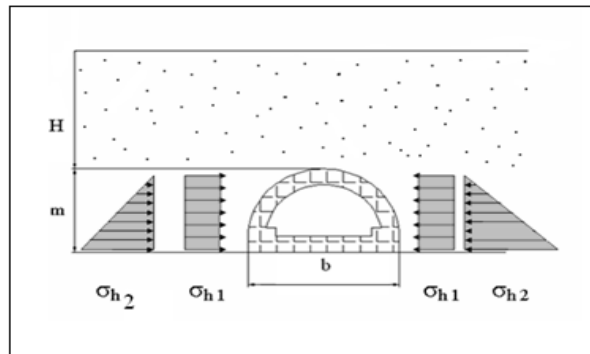


Figure V.6 Méthode de COULOUMB-RANKINE

**Au niveau de la calotte :**

$$P_{hl} = K_a P_v \quad \text{A court terme, (C'est le cas du soutènement provisoire).}$$

$$P_{hl} = K_0 P_v \quad \text{A long terme, (C'est le cas du revêtement définitif).}$$

Avec :

$P_v$  : Contrainte verticale de TERZAGHI.

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

$$K_0 = (1 - \sin \theta) X_1 X_2 X_3$$

$X_1$  : coefficient d'influence de la cohésion du terrain.

$X_2$  : coefficient d'influence de la genèse du terrain.

$X_3$  : coefficient rhéologique.



**Tableau V.1** : Coefficient d'influence

Nature de terrain	$X_1$	$X_2$	$X_3$
Remblais	1.00	1.00	1.00
Argile	0.70	1.00	0.50
Sable	1.00	1.00	1.00
Marne	0.70	1.00	0.70

**Au niveau de pied droit :**

$$P_h = P_{h1} + P_{h2}$$

Avec

$$P_{h2} = r(h + hp) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)$$

#### V.4) Calcul des charges pour notre projet

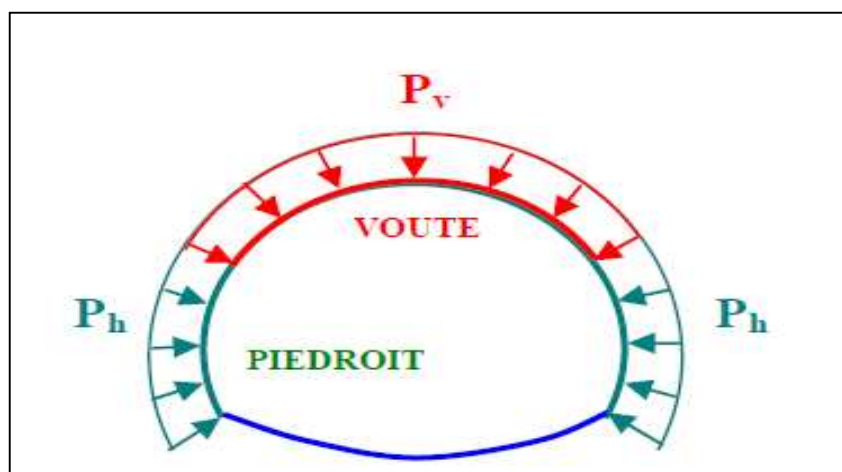
Le calcul du chargement se fera pour la demi-section supérieure (soutènement provisoire) et la section globale (revêtement définitif).

**Données du projet :**

**Tableau V.2** Données du projet

H(m)	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	C(kpa)	$\theta$ (°)	$\nu$	b(m)	m1(m)	m2(m)
30	21	20	18	0.3	13.5	7.37	11.65

##### V.4.1) Application au soutènement provisoire



**Figure V.7** Pressions des terres

## a) Charges verticales :

## ➤ Méthode de TERZAGHI :

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) = 13.5 + 2 \times 7.37 \times \text{tg}(45-9) = 24.20\text{m}$$

$$Pv = \frac{B\gamma - 2C}{2Ktg\theta} \left(1 - e^{-\frac{(2kHtg\theta)}{B}}\right) + qe^{-\frac{(2KH \tan\phi)}{B}} = \frac{24.20 \times 21 - 2 \times 20}{2 \times \text{tg}18} \left(1 - e^{-\frac{(2 \times 30 \times \text{tg}18)}{24.20}}\right)$$

$$Pv = 398.55 \text{KN/m}^2$$

$$q=0$$

Cette action est prise radialement en raison de la présence d'un complexe d'étanchéité en voûte.

## ➤ Théorème des poids des terres:

$$Pv = \sum h\gamma = 30 \times 21 = 630 \text{KN/m}^2$$

## ➤ Théorème de BIERBAÜMER :

$$B=24.2\text{m}$$

$$\alpha = 1 - \frac{Htg\theta \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)}{B} = 1 - \frac{30 \times \text{tg}18 \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2}\right)}{24.2} = 0.7873$$

$$h = H\alpha = 23.62\text{m}$$

$$Pv = 23.62 \times 21 = 496.05 \text{KN/m}^2$$

**Récapitulatif:**

Tableau V.3 Charges verticales (soutènement provisoire)

TERZAGHI	BIERBAÜMER	poids des terres
398.55	496.05	630

## b) Charges horizontales:

## ➤ Théorème de TERZAGHI :

$$Ph = 0,3\gamma (0,5\text{m} + H_p) \quad \text{avec } H_p = \frac{b}{2\sin\theta}$$

$$H_p = 22.96$$

$$Ph = 0,3 \times 21 (0,5 \times 7,37 + 22,96) = 167,87 \text{KN/m}^2$$

## ➤ Théorème des poids des terres:

$$Ph = K_a P_v$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) = 0.527$$

$$P_h = 0.527 \times 630 = 332.55 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Théorie Soviétique :**

*Au niveau de la calotte:*

$$P_{h1} = \gamma h p \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)$$

$$h p = 22.96$$

$$P_{h1} = 22.96 \times 21 \operatorname{tg}^2(36) - 2 \times 20 \operatorname{tg}(36) = 225.45 \text{ KN/m}^2$$

*Au niveau des pieds droit :*

$$P_{h2} = \gamma(h + h p) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) = 21(7.37 + 22.96) \operatorname{tg}^2 36 - 2 \times 20 \operatorname{tg} 36$$

$$P_{h2} = 307.15 \text{ kn/m}^2$$

➤ **Méthode de Coulomb-Rankine :**

*Au niveau de la calotte :*

$$K_a = 0.527$$

$$P_{h1} = 0.527 \times 398.55 = 210 \text{ KN/m}^2$$

*Au niveau du pied droit :*

$$P_{h2} = \gamma(h + h p) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) = 21 \times 7.37 \operatorname{tg}^2 36 - 2 \times 20 \operatorname{tg} 36 = 52.63 \text{ kn/m}^2$$

$$P_h = P_{h1} + P_{h2} = 262.63 \text{ KN/m}^2$$

**Récapitulatif:**

**Tableau V.4** Charge horizontales (soutènement)

poids des terres	TERZAGHI	Soviétique		Coulomb-Rankine	
		calotte	pied droit	calotte	pied droit
332.55	167,86	225.45	307.15	210	262.63

**V.4.2) Calcul des pressions agissant sur le soutènement de la structure globale (revêtement) :**

**a) Pression verticale**

➤ **Méthode de TERZAGHI**

La largeur de la voute de décharge :

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

$$B = 13.5 + 2 \times 11.65 \times \operatorname{tg}(36)$$

$$B=30.43\text{m}$$

On a :  $H=30\text{m}$ ,  $q=0$

La pression verticale est :

$$P_v = \frac{B\gamma - 2C}{2tg\theta} \left(1 - e^{\frac{-(2Htg\theta)}{B}}\right) + qe^{\frac{-(2Htg\theta)}{B}} = \frac{30,43 \times 21 - 2 \times 20}{2 \times tg18} \left(1 - e^{\frac{-(2 \times 30 \times tg18)}{30,43}}\right) = 436,39 \text{ Kn/m}^2$$

➤ **Théorie des pressions des terres**

$$P_v = \gamma h = 30 \times 21 = 630 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Théorie de BIERBAUMER**

La pression verticale est :  $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$

Pour une section de type fer à cheval :

$$B = b + 2m \tan(\pi/4 - \varphi/2) = 13.5 + 2 * 11.65 * tg(36) = 30,43$$

$$B=30.43\text{m}$$

$$\alpha = 1 - \frac{H tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B} = 1 - \frac{30 tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2}\right)}{30,43} = 0,831$$

$$\alpha=0.831$$

$$P_v = 21 \times 0.831 \times 30 = 523.47 \text{ KN/m}^2$$

**Récapitulatif**

**Tableau V.5** Charges verticales (revêtement)

TERZAGHI	BIERBAUMER	Poids des terres
436,39	523.47	630

**a) Pression horizontale**

➤ **Méthode de TERZAGHI**

$$P_h = 0,3\gamma (0,5m + H_p) \quad \text{avec } H_p = \frac{b}{2\sin\theta}$$

$$H_p = 22.96$$

$$P_h = 0,3 \times 21 (0,5 \times 11,65 + 22,96) = 181,34 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Théorie des pressions des terres**

$$P_h = K_a \sigma_v$$

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{2} \right) = 0.527$$

$$P_h = 0.527 * 630 = \mathbf{332.55KN/m^2}$$

➤ **L'expérience Soviétique**

**Au niveau de la calotte**

$$P_{h1} = \gamma h_p K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$P_{h1} = 21.84 * 21 * 0.527 - 2 * 20\sqrt{0.527} = \mathbf{212.7KN/m^2}$$

**Au niveau des pieds droits**

$$P_{h2} = \gamma(m + h_p) K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$P_{h2} = 21(11.65 + 21.84)0.527 - 2 * 20\sqrt{0.527} = \mathbf{341.6KN/m^2}$$

➤ **Théorie de Coulomb – Rankine**

**Au niveau de la calotte :**

$$P_{h1} = K_a \sigma_v = 0.527 * 436.39 = \mathbf{229.97KN/m^2}$$

**Au niveau des pieds droits :**

$$P_{h1} = \gamma m K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$P_{h1} = 21 * 11.65 * 0.527 - 2 * 20\sqrt{0.527} = \mathbf{100.1KN/m^2}$$

$$P_h = P_{h1} + P_{h2} = \mathbf{330.07KN/m^2}$$

**Récapitulatif :**

**Tableau V.6** Charges horizontales ( Revêtement)

<i>poils des terres</i>	<b>TERZAGHI</b>	<i>Soviétique</i>		<i>Coulomb-Rankine</i>	
		<i>calotte</i>	<i>pied droit</i>	<i>calotte</i>	<i>pied droit</i>
<i>332.55</i>	<i>181,34</i>	212.7	341.6	229.97	330.07

### V.4.3 Choix de la méthode [1]

#### ➤ Charges verticales :

La théorie de BIERBAUMER est applicable aux tunnels situés à une grande profondeur.

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

On opte pour la méthode de TERZAGHI car elle prend en compte les paramètres géotechniques et géologiques, elle est préconisée pour la couverture peu profonde du terrain, et c'est la plus adaptée aux exigences de la méthode des réactions hyperstatiques.

Pour la demi-section supérieure (soutènement provisoire)

$$P_v = 398.55 \text{ KN/m}^2$$

Pour la section globale (revêtement définitif)

$$P_v = 436.39 \text{ KN/m}^2$$

#### ➤ Charges horizontales :

Pour le calcul de la poussée horizontale, la charge sera au plus égale au produit de la charge verticale par le coefficient  $K_0$  des terres au repos ( $P_h = K_0 \cdot P_v$ ) et au moins égale à la pression à l'état-limite de poussée ( $P_h = K_a \cdot P_v$ ). On utilisera alors  $P_v \cdot K_0$  pour le dimensionnement afin d'être dans la sécurité.

Pour la demi-section supérieure (revêtement provisoire)

$$P_h = 275.39 \text{ KPa}$$

Pour la section globale (revêtement définitif)

$$P_h = 301.53 \text{ KPa}$$

### V.5 Poids propre $P_p$

La valeur du poids propre de la structure est obtenue à partir du poids volumique de la structure ( $25 \text{ kN/m}^3$ ).

Et on prendra aussi en considération le poids de corps de chaussée qui aura pour valeur  $20 \text{ kN/m}^3$

#### V.4.4 Pression de gonflement [9]

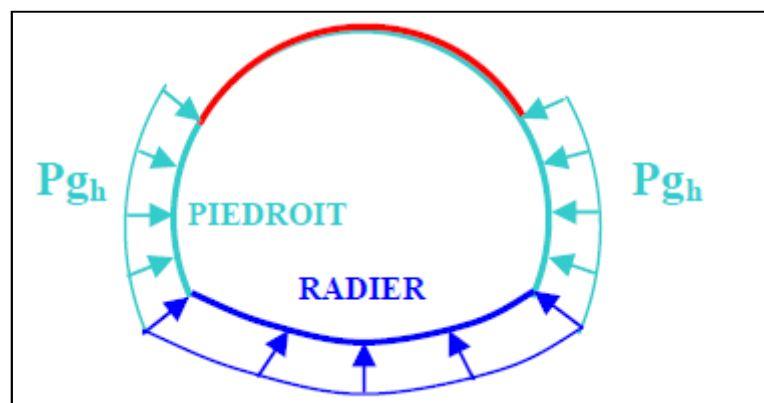
##### a) Pression de gonflement verticale $P_{gv}$

La pression verticale, supposée radiale, appliquée en radier est comprise entre

$$P_{gv_{\min}} = 0.3 \text{ MPa} \text{ et } P_{gv_{\max}} = 0.6 \text{ Mpa.}$$

##### b) Pression de gonflement horizontale $P_{gh}$

De même, la pression horizontale, supposée radiale, appliquée sur les piédroits est comprise entre  $P_{gh_{\min}} = 0.15 \text{ MPa}$  et  $P_{gh_{\max}} = 0.6 \text{ MPa}$ .



*Figure V.8 Pression de gonflement*

Des valeurs de pressions de l'ordre de 0.3 MPa paraissent des valeurs raisonnables pour les répartitions rencontrées.

En ce qui concerne des valeurs de pressions de l'ordre de 0.6 MPa ce ne sont pas aujourd'hui avérés et ils ne seront à prendre en compte que si les travaux mettent en évidence de tels comportements (par exemple : efforts horizontaux très importants dus au comportement mécanique défavorable des faciès schisteux- argileux).

#### V.4.5 Dièdre [2]

Dans certains cas, il peut être intéressant de modéliser la chute d'un bloc rocheux sur un soutènement/revêtement. Il faut alors vérifier la stabilité de la structure sous deux types de charge active :

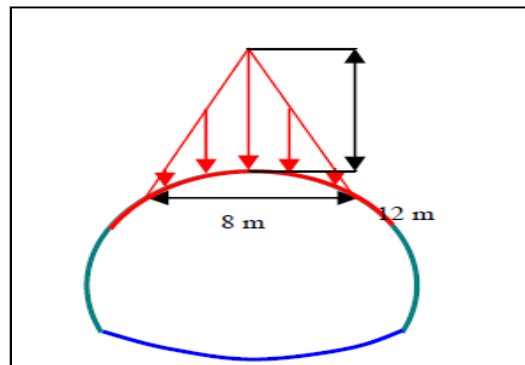
- Chute d'un bloc en voûte : On ne considère que le poids propre du bloc, situé en clef de voûte ;

➤ Chute d'un bloc en piedroit : Ce cas de charge dissymétrique est particulièrement défavorable. Il faut considérer le glissement du bloc sur une ou deux discontinuités.

a. **Dièdre local centre [9]**

➤ **Dièdre local centré maximal  $D_{cmax}$  :**

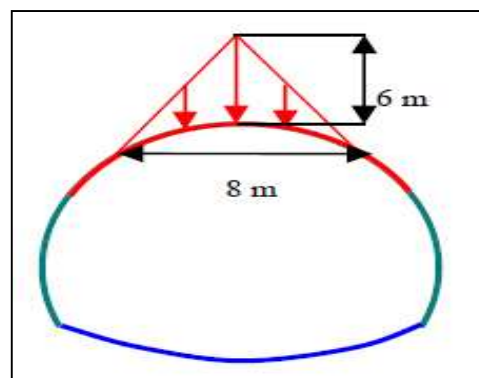
La charge de ce dièdre est égale à  $12 \times 21 \text{ kN/m}^2$ .



*Figure V.9 Dièdre local centré maximal*

➤ **Dièdre local centré moyen  $D_{cmoy}$  :**

La charge de ce dièdre est égale à  $6 \times 21 \text{ KN/m}^2$ .



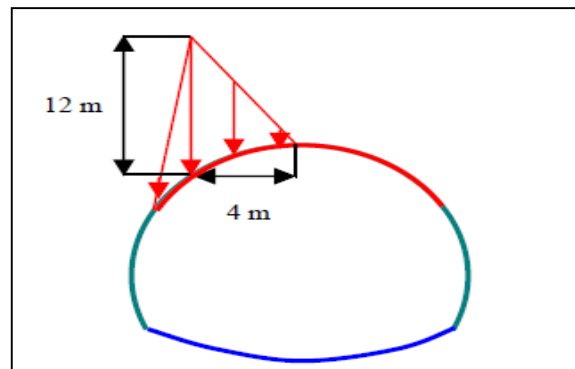
*Figure V.10 Dièdre local centré moyen  $D_{cmoy}$*

a. **Dièdre local décentré**

➤ **Dièdre local décentré maximal  $D_{dmax}$**

La charge de ce dièdre est égale à  $12 \times 21 \text{ KN/m}^2$ .

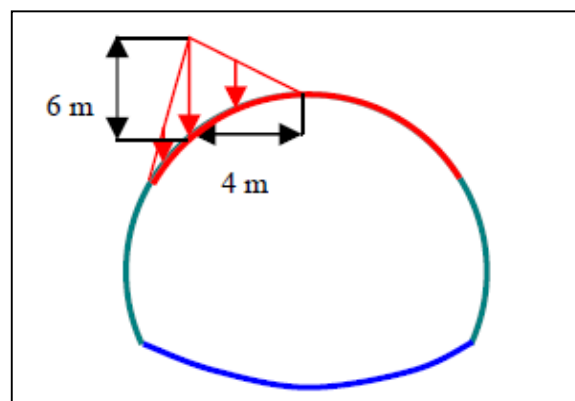




**Figure V.11** Dièdre local décentré maximal  $D_{dmax}$

➤ **Dièdre local décentré moyen  $D_{dmoy}$**

La charge de ce dièdre est égale à  $6 \times 21 \text{ KN/m}^2$ .



**Figure V.12** Dièdre local décentré moyen  $D_{dmoy}$

Ces cas de dièdres ne sont pas cumulables avec les cas de pression de gonflement.

### V.5 Conclusion :

On a opté pour le calcul des charges pour la méthode de TERZAGHI car elle prend en compte les paramètres géotechniques et géologiques, elle est préconisée pour la couverture peu profonde du terrain, et c'est la plus adaptée aux exigences de la méthode des réactions hyperstatiques.

# *CHAPITRE VI*

## *METHODE DE COVERGENCE- CONFINEMENT*

### VI.1 Introduction :

La méthode de Convergence-Confinement est née suite au succès de la NATM (New Austrian Tunneling method ) dans les années 70. Son élaboration complète remonte au tout début des années 80. C'est une méthode simplifiée d'analyse de l'interaction sol – structure; basée sur des hypothèses simplificatrices telles que :

- la géométrie de l'ouvrage ;
- l'anisotropie de comportement mécanique éventuel ;
- l'anisotropie des contraintes géostatiques.

Elle permet par contre de tenir compte de facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final du complexe terrain-soutènement, tel que :

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

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

Elle conduit à un pré dimensionnement satisfaisant du soutènement, à une orientation au stade de l'avant projet sur le choix des caractéristiques de soutènement et donne l'ordre de grandeur des déformations à atteindre.

### VI.2 Principe de la méthode [2]

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope  $P_0$ . Le déplacement radial  $u$  des parois de la galerie non encore excavée est évidemment nul.

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

- Hypothèse des déformations planes ;
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ( $K_0 = 1$ ) ;

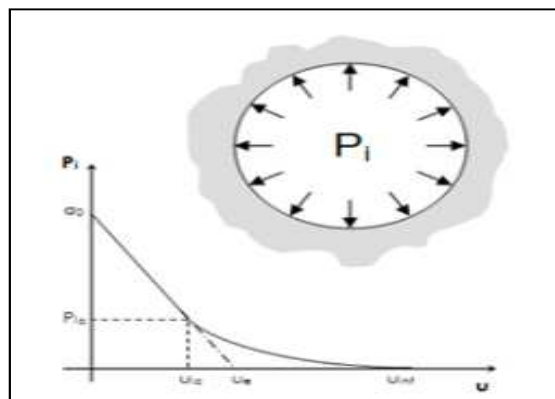
- Le tunnel est de section circulaire ;
- Le soutènement est composé d'un matériau homogène et isotrope ;
- Le champ de contraintes initiales est hydrostatique;
- Le soutènement est supposé exercer une pression radiale uniforme sur les parois de l'excavation.

L'état initial est défini par l'état de contrainte isotrope, tel que  $H$  est la hauteur de couverture et  $\gamma$  le poids volumique des terrains sus-jacents. La contrainte initiale dans le terrain est donc  $\sigma_0 = \gamma.H$

#### ❖ Comportement du massif :

Ensuite, en diminuant la pression initiale, on provoque un déplacement radial  $u$  correspondant à la décompression du terrain, avec  $0 \leq p_i \leq P_0$ .

Dans une première phase, le comportement du terrain est élastique, la courbe pression-déplacement est linéaire. Dans la deuxième phase, le critère de résistance du matériau du massif est atteint sur les parois de la cavité, une zone décomprimée apparaît autour du tunnel. Elle s'étend vers l'intérieur du tunnel au fur et à mesure que la pression  $P_i$  décroît. La courbe est appelée courbe caractéristique du terrain (courbe de convergence).

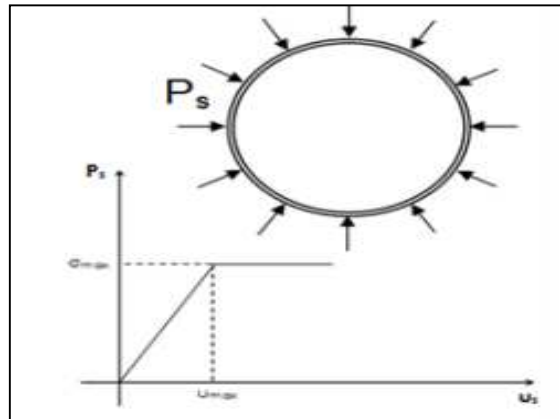


**Figure VI.1** Courbe de convergence

### ❖ Comportement du soutènement :

La figure VI.2 représente le comportement du soutènement et sa courbe est une droite si nous supposons que c'est un comportement élastique linéaire.

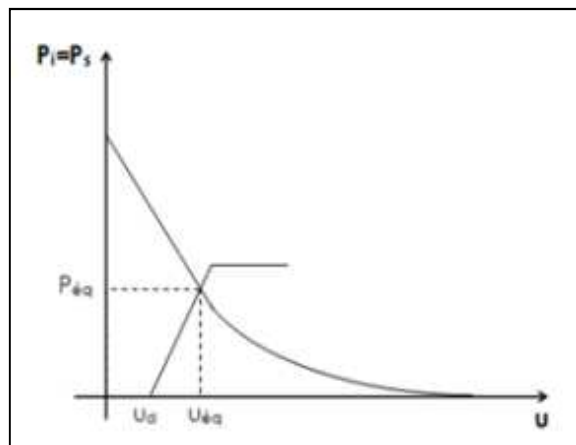
Son origine est décalée de la valeur  $u_{s0}$  pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.



*Figure VI.2 Courbe de confinement*

### ❖ L'équilibre final

Il permet de déterminer la pression de soutènement à l'équilibre, en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique.



*Figure VI.3 Courbe de l'assemblage*

### VI.3 Domaines d'application [2]

La méthode est essentiellement utilisée dans le cadre d'un pré-dimensionnement des soutènements.

Les hypothèses de base sont 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 est considéré 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 unidimensionnel, il faut que de part et d'autre de la section étudiée, le terrain soit identique sur un tronçon de quelques dizaines de mètre, et la distance entre la clé de voûte du tunnel et la surface topographique doit être au minimum égale à 4 fois le diamètre du tunnel,

### VI.4 Etapes de calcul d'un problème type [15]

- ❖ **Etape 1** : Courbe caractéristique du terrain.

1) Si :  $P_0 < \frac{Rc}{2}$  : calcul du déplacement à la paroi pour une pression de soutènement nul.

$$U_0 = \frac{1+\nu}{E} P_0 R$$

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

$$P = P_0$$

$$P = 0$$

$$U = 0$$

$$U = U_0 = \frac{1+\nu}{E} P_0 R$$

2) Si :  $P_0 > \frac{Rc}{2}$  : Calcul de la pression d'apparition de la zone en état limite de rupture  $P_a$ , du taux de dé-confinement  $\lambda_a$  et des déplacements à la paroi  $U_a$  correspondant :

$$P_a = P_0 (1 - \sin\theta) - C \cos\theta$$

$$\lambda_a = \frac{P_0 - P_a}{P_0}$$

$$U_a = U_c \lambda_a$$

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

- Pour  $P_a < P < P_0$  : 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 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

$$U_{s0} > 0,256 U_0$$

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

- ❖ **Etape 3** : Courbe caractéristique du soutènement.

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

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

$$K_b = \frac{E_b e}{(1-\nu^2)R}$$

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b e}{K_b}$$

- ❖ **Etape 4** : Equilibre final :

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et la courbe caractéristique du soutènement donne la pression 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 convergence-Confinement sur la section(A):

## a) Caractéristiques de terrain [8]

Tableau VI.1 caractéristiques de terrain

R(m)	E(MPa)	$\nu$	C(KPa)	$\phi(^{\circ})$	Rc(MPa)	$K_p$	$\gamma(\text{kn/m}^3)$	$P_0(\text{kPa})$
7.37	170	0.3	20	18	$Rc \leq 6 \text{ MPa}$	1.894	21	630

$P_0 = 630 \text{ KPa}$  (méthode des poids des terres)

Classe de roche : V (Recommandations AFTES)

$Rc \leq 6 \text{ MPa}$

$$K_p = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2}\right) = \text{tg}^2(54) = 1.894$$

## b) Caractéristiques de soutènement [8]

## ➤ Cintre :

Tableau VI.2 caractéristiques de cintre

Type de cintre	S(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	h(m)	E(MPa)	$\gamma(\text{Kn/m}^3)$	$\sigma_e$
HEB220	$9.1 \cdot 10^{-3}$	$8.09 \cdot 10^{-5}$	0.22	$2.1 \cdot 10^{-5}$	78	355

## ➤ Béton :

Tableau VI.3 caractéristiques de béton

e(m)	$E_b(\text{Mpa})$	$S_b(\text{m}^2)$	$I_b(\text{m}^4)$	$\gamma_b(\text{Kn/m}^3)$	$F_{c28}(\text{MPa})$
0.3	11500	0.322	$2.28 \cdot 10^{-3}$	25	30

## ➤ Boulon l'ancrage :

Boulons d'ancrage de type SN L = 3m/4m/6m HA25/HA32



Tableau VI.4 caractéristiques des boulons d'ancrage

	Qualité d'acier Fy/ft[N/mm <sup>2</sup> ]	Section nominale A[mm <sup>2</sup> ]	Limite élastique Fy[Kn]	Charge de rupture Ft[Kn]
HA25	500/550	491	246	270
HA32	500/550	804	402	442

## ❖ Etape I : Courbe caractéristique de terrain :

$$P_0 > \frac{Rc}{2}$$

On détermine le point de l'apparition de la fissure :

**Pa** : pression d'apparition de la zone en état limite de rupture.

$$Pa = P_0 (1 - \sin\theta) - C \cos\theta = 630 (1 - \sin 18) - 20 \cos 18 = \mathbf{416.29 \text{ Kpa}}$$

**λa** : taux de déconfinement

$$\lambda_a = \frac{P_0 - Pa}{P_0} = \frac{630 - 416.29}{630} = \mathbf{0.339}$$

**Ue** : convergence élastique

$$U_e = \frac{1+\nu}{E} \times P_0 \times R = \frac{1+0.3}{170000} \times 630 \times 7.37 = \mathbf{0.0355 \text{ m}}$$

$$= \mathbf{3.55 \text{ cm}}$$

$$U_a = U_e \lambda_a = 3.55 \times 0.339 = \mathbf{1.203 \text{ cm}}$$

- Pour  $Pa < p < P_0$  : La courbe caractéristique est un segment de droite.
- Pour  $p < Pa$  Calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement suivant :

$$\frac{rp}{R} = \left[ \frac{2}{Kp + 1} \frac{(Kp - 1)P_0 + Rc}{(1 - \lambda)(Kp - 1)P_0 + Rc} \right]^{\frac{1}{Kp - 1}}$$

Loi de comportement de type Drucker-Prager [8]

$$\frac{rp}{R} = \left[ \frac{427.224}{618.27 - 563.20\lambda} \right]^{1.11}$$

$$U(\lambda) = U_a \left( \frac{rp}{R} \right)^2$$

$$U(\lambda) = \mathbf{1.203 \times \left( \frac{rp}{R} \right)^2}$$

$$\text{Pour } \lambda > \lambda_a : P = (1 - \lambda) P_0$$

Tableau VI.5 Courbe caractéristique du terrain

$\lambda I$	0.4	0.45	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
<b>Pi (Kpa)</b>	378	346.50	315	252	189	126	63	0
<b>rp(<math>\lambda i</math>) (m)</b>	8.08	8.78	9.60	11.763	15.08	20.80	32.77	71.62
<b>U(<math>\lambda i</math>) (cm)</b>	1.44	1.70	2.04	3.06	5.04	9.58	23.78	113.60

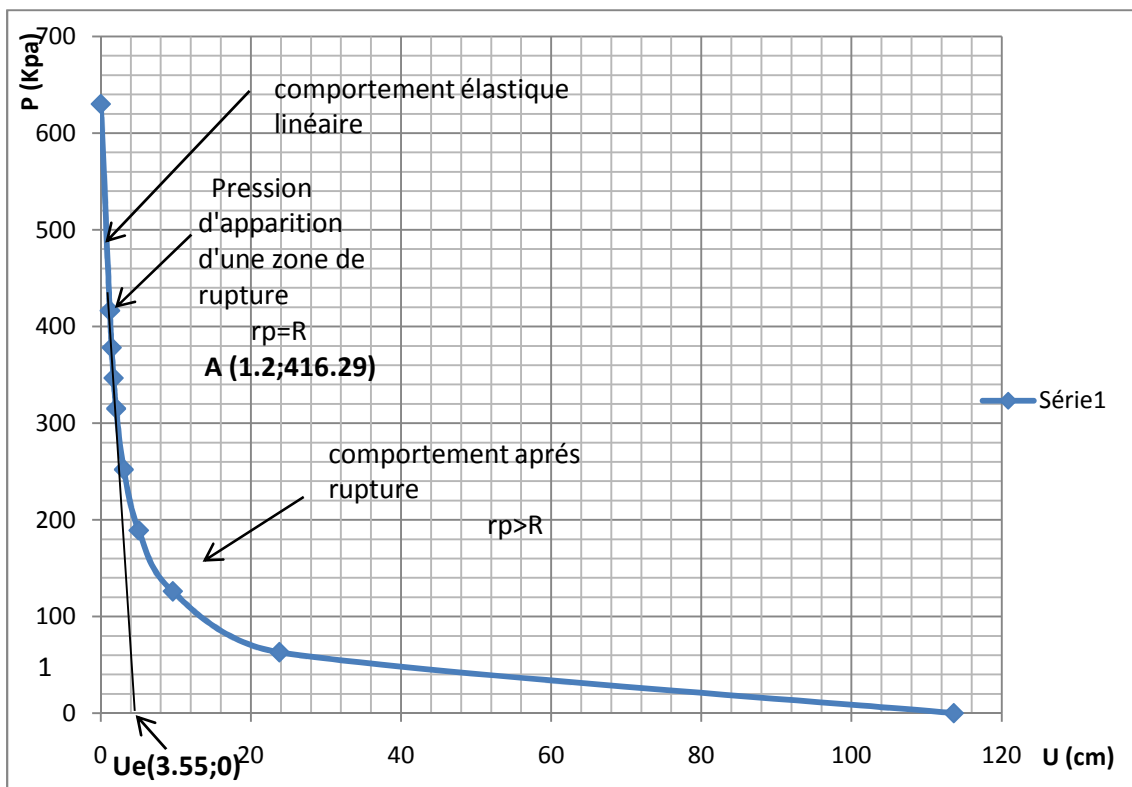


Figure VI.4 Courbe caractéristique du terrain

❖ **Etape II :** Convergence acquise à la paroi au moment de mise en place de soutènement :

$$U_{s0} > 0.265 U_0 = 0,265 \times 35,5 = 9,40 \text{ mm}$$

Soit généralement plus du 1/3 du déplacement élastique à P=0.

$$U_{s0} = 11,83 \text{ mm}$$

❖ **Etape III :** Courbe caractéristique de soutènement

a) **Cintre :** pour e=1m

$$\text{Raideur : } K_c = \frac{Ea s}{e R} = \frac{2.1 \cdot 10^5 \times 9.1 \cdot 10^{-3}}{1 \times 7.37} = 259.294 \text{ MPa}$$

$$\text{Pression Max de soutènement : } P_c^{max} = \frac{S \sigma a}{R.e} = \frac{9.1 \cdot 10^{-3} \times 355}{7.33 \times 1} = \mathbf{0.438 \text{ MPa}}$$

$$U_c = \frac{P_c^{max} \times R}{Kc} = \frac{0.438 \times 7.37}{259.294} = \mathbf{0.0124 \text{ m} = 1.24 \text{ cm}}$$

**b) Béton projeté:**

$$\text{Raideur : } K_b = \frac{Eb e}{(1-\nu^2)R} = \frac{11500 \times 0.3}{(1-0.3^2)7.37} = \mathbf{487.618 \text{ MPa}}$$

$$\text{Pression Max de soutènement : } P_b^{max} = \frac{\sigma b e}{Kb} = \frac{17 \times 0.3}{487.618} = \mathbf{0.691 \text{ MPa}}$$

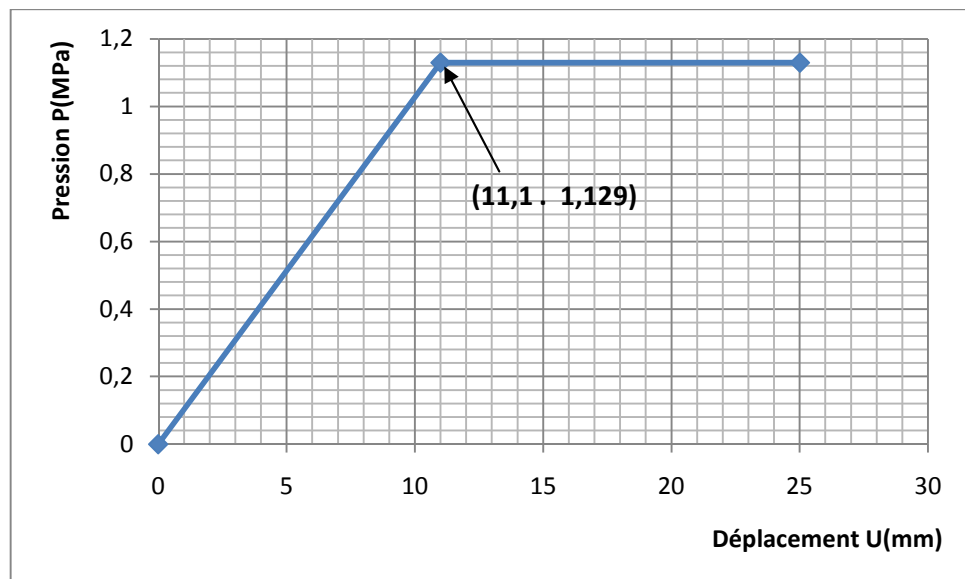
$$U_b = \frac{P_b^{max} \times R}{Kc} = \frac{0.691 \times 7.37}{487.618} = \mathbf{0.014 \text{ m} = 1.04 \text{ cm}}$$

**c) Béton-Cintre :**

$$U_{c+b} = (P_c^{max} + P_b^{max}) \cdot \frac{R}{Kc+Kb} = (0.438 + 0.691) \times \frac{7.37}{259.294 + 487.618} = \mathbf{0,0111m}$$

$$= \mathbf{11,1mm}$$

$$P_c^{max} + P_b^{max} = \mathbf{1,129 \text{ MPa}}$$



*Figure. VI.5 Courbe de confinement (soutènement)*

✓ **Remarque :**

**d) Boulon d'ancrage [8]**

Selon la plupart des auteurs, l'action de soutènement de ces boulons réside dans le renforcement interne de la roche, la présence de ces boulons limite en particulier les effets de dilatation.

Il en résulte une amélioration des caractéristiques résiduelles  $C$  et  $\phi$  de la roche qui entraîne une modification de la courbe caractéristique du terrain.

On a les clous HA25/HA32 qui travaillent à la traction :

$$T_R (\text{HA25}) = \sigma_{\text{ult}} \pi R^2 = 435 \times 3.14 \times (0.0125)^2 = 213 \text{ KN}$$

$$T_R (\text{HA32}) = \sigma_{\text{ult}} \pi R^2 = 435 \times 3.14 \times (0.016)^2 = 349 \text{ KN}$$

Les valeurs de  $\tau$  pour les boulons et les clous sont prises égales à 20 KPa dans les éboulis et altération.

La résistance du scellement sera

$$Q_s = 2 \pi \tau D x L / 1.4$$

$$\text{Avec } D1 = 0.076$$

$$D2 = 0.108$$

*Tableau V.6 Résistance du scellement*

<b>L(m)</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>6</b>
Q <sub>s</sub> (HA25) (Kn)	/	27.27	40.90
Q <sub>s</sub> (HA32) (Kn)	29.06	38.75	58.13

Le gain de cohésion du sol autour de la section est appliqué à 75% de la longueur des boulons, c'est-à-dire 3m

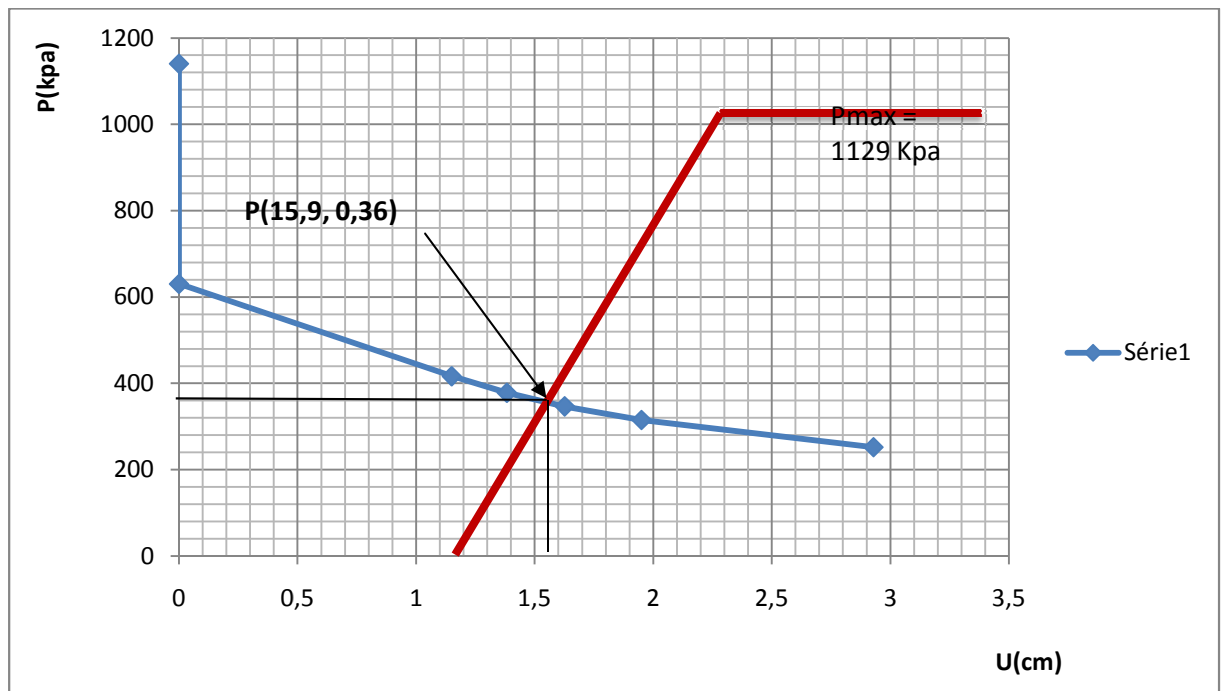
$$C = \frac{\min(TR; Q_s)}{St Sl} \times \frac{(1 + \sin\theta)}{2 \cos\theta} = \frac{27}{2 \times 0.4} \times \frac{1 + \sin 18}{2 \cos 18} = 23.22 \text{ kPa}$$

Donc le gain en cohésion est de : **23.22 KPa**

❖ **Vérification de soutènement:**

$$\text{On a : } P_{\text{max}} = P_c^{\text{max}} + P_b^{\text{max}} = 0,438 + 0,691 = \mathbf{1,129 \text{ KPa}}$$

$$P_0 = 0,630 \text{ MPa} < P_{\text{max}} = 1,129 \text{ MPa}$$

❖ **Etape VI : Equilibre final**

*Figure VI.8 Courbe de convergence – Confinement*

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

$$(U_{eq}, P_{eq}) = (15,9\text{mm}, 0,36\text{MPa})$$

## VI.6 Conclusion :

L'application de la méthode convergence-confinement à la section A, détermine la pression de soutènement à l'équilibre, qui vérifie sa stabilité. On a abouti en conséquence à des déformations acceptables. Cet ensemble d'information va nous permettre de contrôler les mesures de convergence effectuées sur le site et les comparer aux résultats obtenus.

# *CHAPITRE VII*

## *CALCUL DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE*

### VII.1 Introduction :

le soutènement provisoire doit garantir la stabilité des parois d'excavation contre d'éventuels risques d'éboulement 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 horizontales et verticales.

On va procéder dans ce chapitre à la modélisation de 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 Vérification préliminaire de soutènement provisoire [3]

Le soutènement provisoire peut être défini analytiquement comme un cintre en forme d'arc porteur encastré à ses deux extrémités, les efforts qui entrent dans le calcul sont les poussées verticales et horizontales.

Si le soutènement provisoire ne vérifie pas la stabilité du terrain, on peut réduire l'espacement des cintres, ou bien opter pour un autre type.

#### VII.2.1 Définition des charges agissant sur l'ouvrage

##### a) La charge verticale

Nous admettons comme première approximation que les charges verticales sont uniformément réparties sur la portée de l'arc, donc la charge verticale sera calculée par la formule suivante :

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{lk}$$

$Q_0$  : partie uniforme de la pression géologique

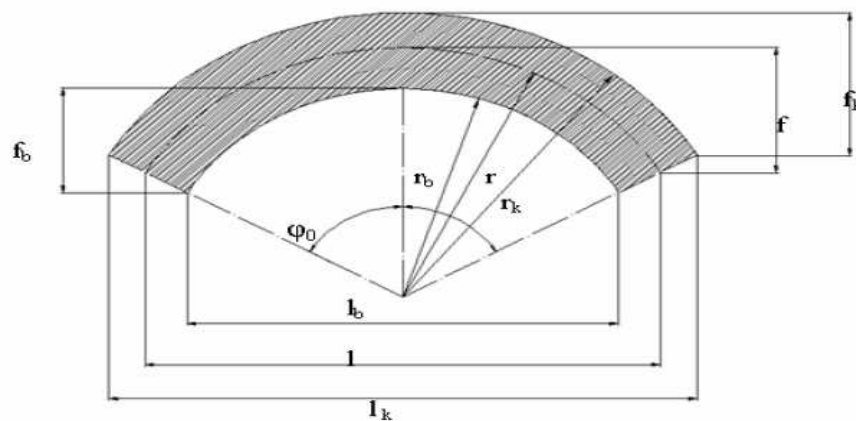
$$Q_0 = (\sum hx + q).a = (21 \times 30) \times 1 = 630 \text{KPa}$$

$\Delta G$  : Partie de la charge d'intensité variable

$$\Delta G = \left(\frac{F_k \cdot l_k}{3} \cdot r\right) \cdot a = \left(\frac{3.68 \times 12.76}{3} \times 21\right) \times 1 = \mathbf{329.14 \text{ KN/m}}$$

$$\varphi_0 = 120^\circ$$

$r_k = 7.37$	$f_k = 3.68$	$l_k = 12.76$
$r = 7.26$	$f = 3.63$	$l = 12.57$
$r_b = 7.15$	$f_b = 3.57$	



*Figure VII.1 Calotte*

Donc la charge vertical sera:

$$P_v = \frac{630 + 329.14}{12.76} = \mathbf{76.275 \text{ KN/m}^2}$$

**b) La charge horizontale :**

On la calcule par la formule de Colomb-Rankine

**b.1) Charge horizontale en clé de voûte :**

$$e_0 = (rH) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) = (21 \times 30) \operatorname{tg}^2(36) - 2c \operatorname{tg}(36) = \mathbf{303.49 \text{ KN/m}^2}$$

**b.2) Charge horizontale en pied droit :**

$$P_{h2} = r(h + hp) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) = (30 + 3.63) \times 21 \operatorname{tg}^2(36) - 2 \times 20 \operatorname{tg}(36)$$

$$P_{h2} = \mathbf{343.73 \text{ KN/m}^2}$$

Comme approximation complémentaire on admet qu'au lieu d'une répartition trapézoïdale, la pression est uniforme, on aura donc :



$$e = \frac{e_0 + e_1}{2} = \frac{303.49 + 343.73}{2} = 323.61 \text{ KN/m}^2$$

On admet comme valeur pour la pression horizontale :

$$P_h = e \frac{fk}{f} = 323.61 \times \frac{3.68}{3.63} = 328.51 \text{ KN/m}^2$$

### VII.2.2 Réactions d'appuis:

Au niveau de la naissance :

$$\frac{f}{l} = \frac{3.63}{12.57} = 0,28$$

Du tableau on aura

*Tableau VII.1 Les coefficients des réactions des appuis*

Rapport f/l	Moments à la naissance		Poussée à la naissance	
	$\alpha_m$	$\beta_m$	$\alpha_h$	$\beta_h$
<b>0,10</b>	0,00120	-0,00120	1,2750	-0,0750
<b>0,20</b>	0,00425	-0,00425	0,6335	-0,1085
<b>0,30</b>	0,01010	-0,01010	0,4415	-0,1749
<b>0,40</b>	0,01748	-0,01748	0,3385	0,2260
<b>0,50</b>	0,02668	0,02668	0,2801	-0,2801

➤ **Moments à la naissance :**

$$\alpha_m = 0,01010$$

$$\beta_m = -0,01010$$

➤ **Poussées à la naissance**

$$\alpha_h = 0,4415$$

$$\beta_h = -0,1749$$

Les réactions d'appuis seront :

a) **Sous les charges verticales :**

$$M_v = \alpha_m P_v l^2 = 0.01010 \times 76.27 \times (12.57)^2 = 121.2 \text{ KN.m}$$

$$H_v = \alpha_h P_v l = 0.4415 \times 76.27 \times 12.57 = 423.29 \text{ KN}$$

$$V_v = P_v \cdot \frac{l}{2} = 76.27 \times \frac{12.57}{2} = \mathbf{479.38 \text{ KN}}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} = \sqrt{(423.29)^2 + (479.38)^2} = \mathbf{639.52 \text{ KN}}$$

**b) Sous charges horizontales :**

$$M_h = B_m P_h l^2 = -0.01010 \times 328.51 \times (12.57)^2 = \mathbf{-524.25 \text{ KN.m}}$$

$$H_h = B_h P_h l = -0.1749 \times 328.51 \times 12.57 = \mathbf{-722.22 \text{ KN}}$$

$$V_h = \mathbf{0}$$

**c) Les sollicitations cumulées:**

$$M_f = M_v + M_h$$

$$H_f = H_v + H_h$$

$$V_f = V_v + V_h$$

**Remarque:**

- Les contraintes ne seront contrôlées qu'à la naissance.
- L'influence favorable des charges horizontales seront négligé.

On peut faire la vérification des contraintes de cintre à l'aide de la relation suivante

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{N_v}{A_v} + \frac{M_v}{W_v} < \sigma_e$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{639.52}{91 \times 10^{-4}} + \frac{121.72}{735.5 \times 10^{-6}} = 235769.78 \text{ KPa} = \mathbf{235.76 \text{ MPa}} < \sigma_e = \mathbf{355 \text{ MPa}}$$

On remarque que la contrainte est vérifiée, on utilisera donc le cintre HEB220 pour le reste de calcul.

## VII.2 Modélisation de soutènement provisoire :

### VII.2.1 La méthode des réactions hyperstatiques [2]

Le principe de cette méthode est d'étudier le comportement du soutènement (ou du revêtement) sous l'action de charges extérieures.

On réalise donc un calcul de structure classique à l'aide de logiciel de calcul Robot.

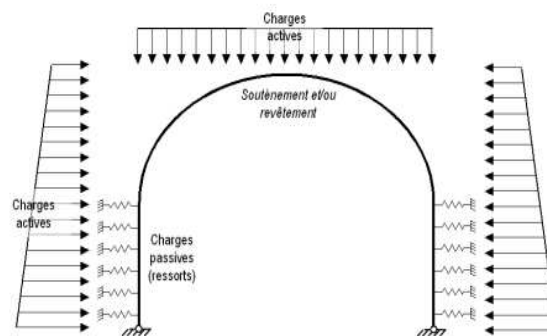
La géométrie du soutènement est rentrée précisément pour un mètre linéaire de galerie sous forme de poutres 2D, puis on vient lui appliquer un chargement, On distingue alors des charges dites actives, qui sont indépendantes de l'état de déformation, et des charges dites passives qui sont les réactions hyperstatiques issues de la déformation du soutènement.

La première catégorie regroupe la pression appliquée par le poids des terrains (verticale et horizontale), la pression hydrostatique si le tunnel traverse une nappe, le gonflement éventuel, le détachement d'un bloc, le poids propre du revêtement, la circulation routière à faible profondeur, etc. (déterminées dans le chapitre V).

Les secondes charges sont les réactions de butée du terrain (Fig. VII.2). Ces dernières sont considérées comme linéairement liées aux déplacements, ce qui permet de les modéliser par une série de ressorts, dont la rigidité  $K$  est issue des propriétés mécaniques de la roche ou du sol environnant.

Dont la valeur est calculée par la formule suivante :

$$K = \frac{E}{(1+\nu)R}$$



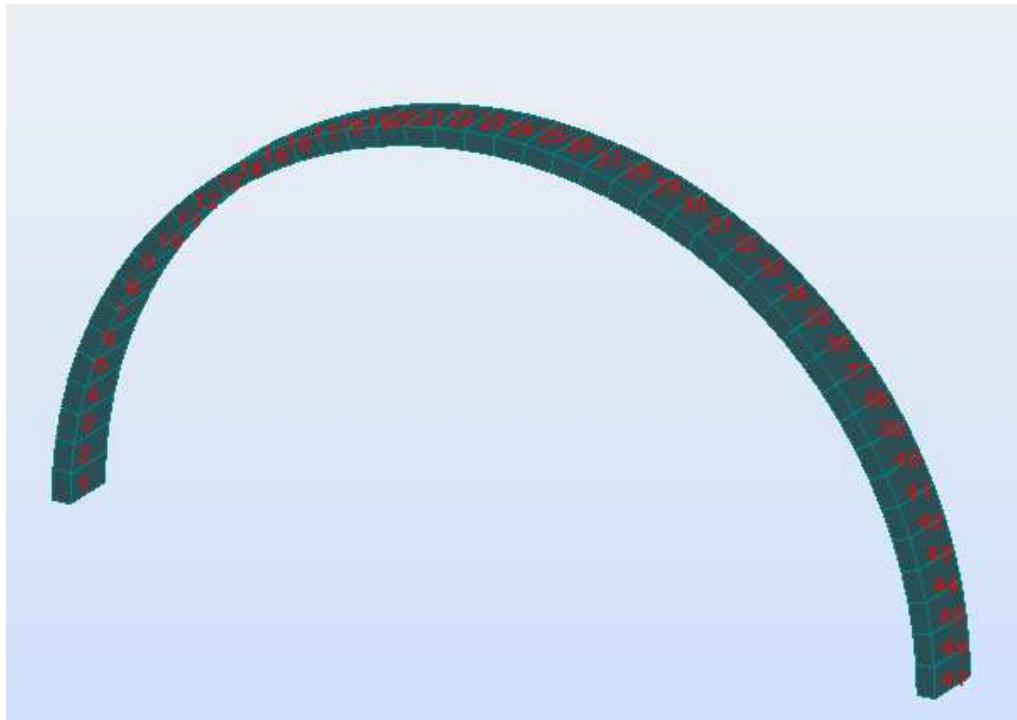
**Figure VII.2** Schéma d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (ressorts).

### VII.2.2 Modélisation de soutènement par le logiciel Robot :

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

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

Le béton projeté et le profilé HEB 220 seront modélisés en une section équivalente (élément Frame) qui aura 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  $K$ .



*Figure VII.3 Modèle de soutènement provisoire*

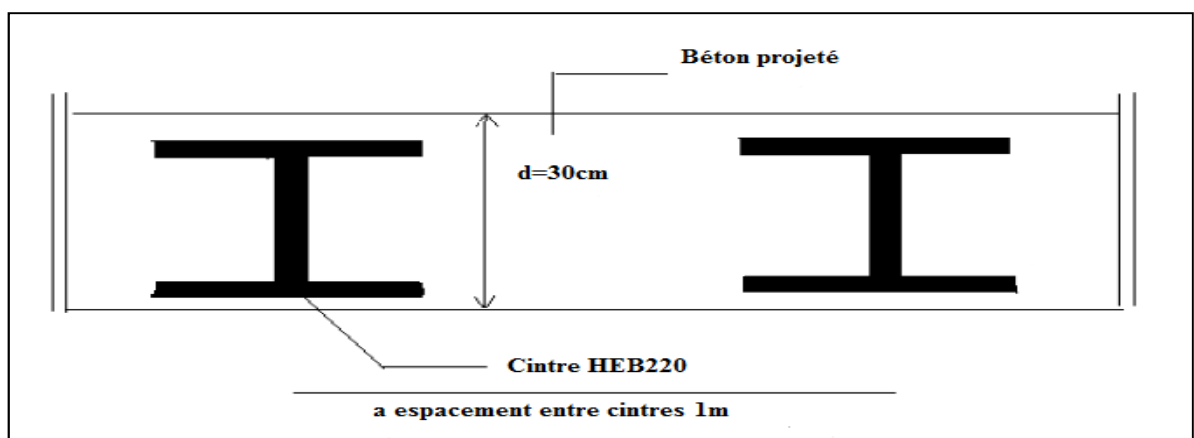
#### VII.2.2.1 Calcul de la section équivalente [3]

Si les contraintes ne sont pas vérifiées on peut jouer sur l'espacement entre les cintres ( $e=0,8\pm 0,2$ ), pour que le soutènement reprenne les efforts.

On peut aussi prévoir une contre voûte provisoire en HEB220 afin d'éviter des grandes déformations.

Pour des cintre HEB220 espacés de 1m et un béton projeté d'épaisseur  $e=30\text{cm}$

On aura :



*Figure VII.4 Coupe de soutènement provisoire*

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

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

a) **Béton projeté :**

$$EA = 11496 \times 0.3 = \mathbf{3448.8 \text{ Mn}}$$

$$EI = 11496 \times 225 \times 10^{-5} = \mathbf{25.86 \text{ Mn.m}^2}$$

b) **Cintre HEB220**

$$EA = 2.1 \times 10^5 \times 91 \times 10^{-4} = \mathbf{1911 \text{ Mn}}$$

$$EI = 2.1 \times 10^5 \times 8.09 \times 10^{-5} = \mathbf{16.98 \text{ Mn.m}^2}$$

On aura donc :

$$\sum E_i A_i = 5359.8 \text{ Mn}$$

$$\sum E_i I_i = 42.85 \text{ Mn. M}^2$$

$$E_{eq} e_{eq} = 5359.8$$

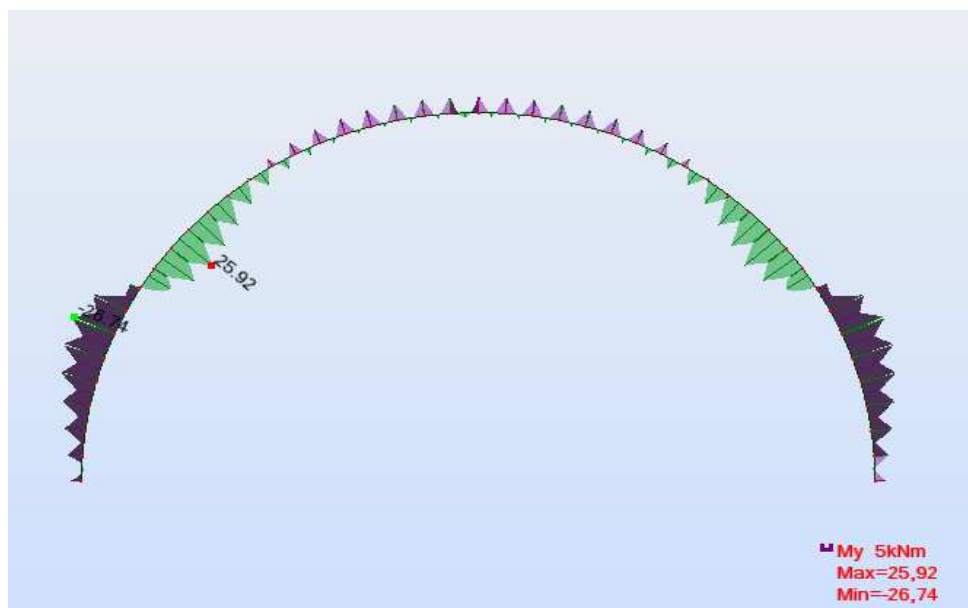
$$E_{eq} e_{eq}^3 = 12 \times 42.5 = 514.2$$

$$\rightarrow e_{eq} = \mathbf{30.9 \text{ cm}}$$

$$\rightarrow E_{eq} = \mathbf{17345.63 \text{ MPa}}$$

### VII.2.2.2 Diagrammes des efforts pour a=1m [13]

Les diagrammes sont définis dans les figures suivantes :



*Figure VII.5 Diagramme des moments*

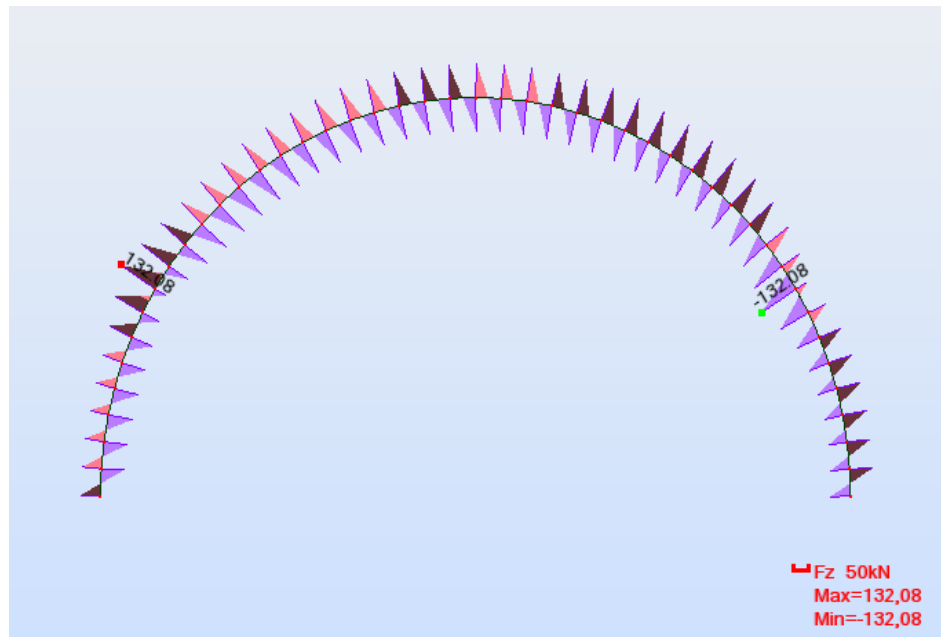


Figure VII.6 Diagramme de l'effort tranchant

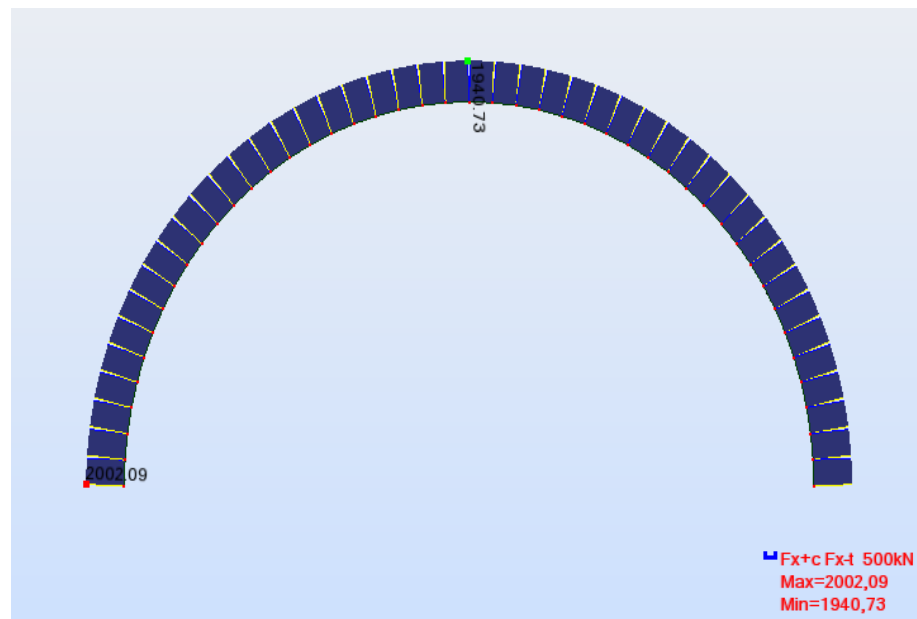


Figure VII.7 Diagramme des efforts normaux

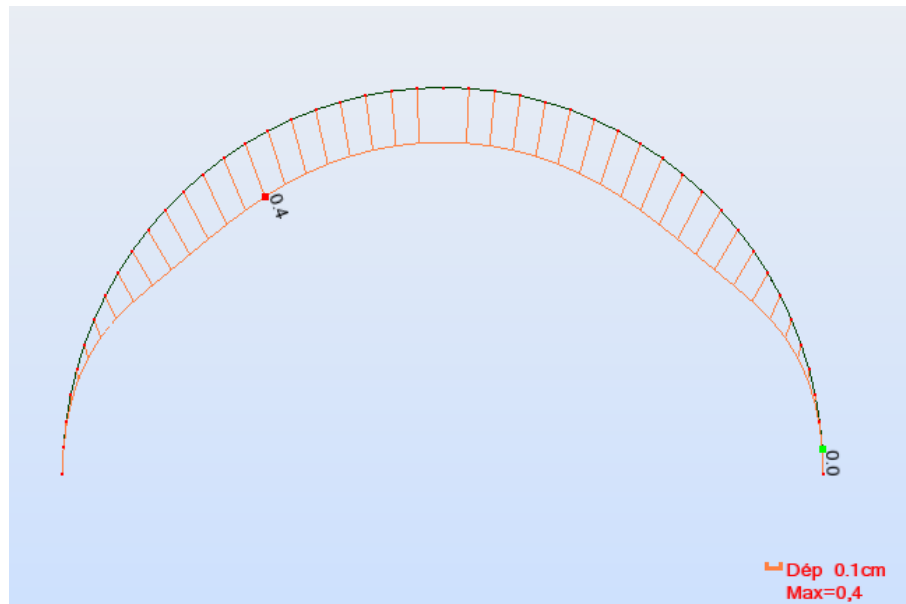


Figure VII.8 Diagramme des déformations

### VII.2.3 Répartition des efforts internes entre les cintres métallique et la voûte en béton projeté [3]

➤ **Rigidité du cintre métallique :**

1) à la compression :

$$E_s A_s' = \frac{E_s A_s}{a} \rightarrow E_s A_s = \frac{91 \times 10^{-4} \times 2.1 \times 10^5}{1} = \mathbf{1911 \text{ Mn}}$$

2) à la flexion :

$$E_s I_s' = \frac{E_s I_s}{a} \rightarrow E_s I_s = \frac{2.1 \times 10^5 \times 809 \times 10^{-5}}{1} = \mathbf{16.98 \text{ Mn}}$$

➤ **Rigidité du béton projeté :**

1) à la compression:

$$E_b A_b' = \frac{E_b (ab)}{a} = d E_b = \theta_n E_s A_s$$

$$\rightarrow \theta_n = \frac{E_b d}{E_s A_s'} = \frac{11496 \times 0,3}{1911} = \mathbf{1.80}$$

2) à la flexion:

$$E_b I_b' = \frac{E_b I_b}{a} = \frac{E_b \frac{ad^3}{12}}{a} = \frac{E_b d^3}{12}$$

$$E_b I_b' = \theta_m E_s I_s'$$

$$\rightarrow \theta_m = \frac{Eb Ib'}{Es Is'} = \frac{Eb d^3}{12 Es Is'}$$

$$\rightarrow \theta_m = \frac{11496 \times 0,3^3}{12 \times 16,98} = \mathbf{1,52}$$

#### VII.2.2.4 Les efforts agissant sûr chaque élément de soutènement :

##### 1. Sous la combinaison « G » :

$$M_{\max} = 26,74 \text{ KN.m}$$

$$N_{\max} = 2002,09 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 132,08 \text{ KN}$$

##### ➤ **cintre métallique :**

$$M_s = \frac{3}{3+\theta_m} M = \frac{3}{3+1,52} \times 26,74 = \mathbf{17,74 \text{ KN.m}}$$

$$N_s = \frac{3}{3+\theta_n} N = \frac{3}{3+1,8} \times 2002,09 = \mathbf{1251,30 \text{ KN}}$$

$$T_s = \frac{3}{3+\theta_n} T = \frac{3}{3+1,8} \times 132,08 = \mathbf{82,55 \text{ KN}}$$

##### ➤ **Béton projeté :**

$$M_b = \frac{\theta_m}{3+\theta_m} M = \frac{1,52}{3+1,52} \times 26,74 = \mathbf{8,99 \text{ KN.m}}$$

$$N_b = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} N = \frac{1,8}{3+1,8} \times 2002,09 = \mathbf{750,78 \text{ KN}}$$

$$T_b = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} T = \frac{1,8}{3+1,8} \times 132,08 = \mathbf{49,53 \text{ KN}}$$

*Tableau VII.2 Répartition des efforts sous « G »*

Efforts	Cintre	Béton
<b>M</b> (KN.m)	17,74	8,99
<b>N</b> (KN)	1251,30	750,78
<b>T</b> (KN)	82,55	49,53

##### 2. Sous la combinaison « 1,35G » :

**1,35** : Coefficient de sécurité.

$$M_{\max} = 36,09 \text{ KN.m}$$



$$N_{\max} = 2702,82 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 178,31 \text{ KN}$$

*Tableau VII.3 Répartition des efforts sous « 1,35G »*

Efforts	Cintre	Béton
<b>M</b> (KN.m)	23,92	12,12
<b>N</b> (KN)	1689,26	1013,55
<b>T</b> (KN)	111,44	66,86

## VII.2.4 Vérification des contraintes :

### 1. Sous la combinaison « G » :

#### a) Cintre métallique [7]

##### ➤ Fibres comprimées :

$$\sigma_s = \gamma \left( \frac{N_s}{A_c} + \frac{M_s}{w_c} \right) = 1,1 \left( \frac{1,251}{91 \times 10^{-4}} + \frac{0,017}{735,5 \times 10^{-6}} \right) = \mathbf{176,64 \text{ MPa}} < \sigma_{\text{sult}} = 308 \text{ MPa}$$

→Vérifie

$\gamma_R = 1.1$  coefficient de sécurité d'après l'EUROCODE

##### ➤ Fibres tendues :

$$\sigma_s = \gamma \left( \frac{N_s}{A_c} - \frac{M_s}{w_c} \right) = 1,1 \left( \frac{1,251}{91 \times 10^{-4}} - \frac{0,017}{735,5 \times 10^{-6}} \right) = \mathbf{125,79 \text{ MPa}} < \sigma_{\text{sult}} = 308 \text{ MPa}$$

→Vérifie

#### b) Béton projeté [6]

##### b.1) Calcul de la section équivalente béton projeté – treillis soudé :

$$I_{\text{eq}} = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$A_{\text{eq}} = bh + 15 A_s$$

b : Largeur de la section de béton projeté.

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

$A_s = 7\emptyset 8 = 3,51 \text{ cm}^2$  (section d'acier en treillis soudé 15x15cm<sup>2</sup>, pour un espacement de cintre de 1 mètres)

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

$$I_{eq} = \frac{1 \times 0,3^3}{12} + 15 \times 3,51 \times 10^{-4} \left( \frac{0,3}{2} - 0,26 \right)^2$$

$$I_{eq} = 23,13 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A_{eq} = 0,3 \times 1 + 15 \times 3,51 \times 10^{-4}$$

$$A_{eq} = 0,3052 \text{ m}^2$$

### b.2) Vérification à l'ELU :

#### ➤ Fibres comprimées :

$$\sigma_b = \gamma \left( \frac{Nb}{Ab} + \frac{Mb}{wb} \right)$$

Avec :

$$W_b = 0,015 \text{ cm}^3$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 1,5$$

$$F_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{1,5} = 0,85 \frac{30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{0,750}{0,3} + \frac{0,008}{0,015} \right) = 4,10 \text{ MPa} < F_{bu} = 17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifie}$$

#### ➤ Fibres tendues :

$$\sigma_b = \gamma \left( \frac{Nb}{A_{eq}} - \frac{Mb}{w_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_s$$

Avec :

$$W_{eq} = 0,015 \text{ m}^3$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{F_e}{r_s} = \frac{235}{1,15} = 204,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{0,750}{0,305} - \frac{0,008}{0,015} \right) = 2,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 204,34 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifie}$$

### b.3) Vérification à l'ELS (Fissuration préjudiciable):

#### ➤ Fibres comprimées :

$$\sigma_b = \left( \frac{Nb}{Ab} + \frac{Mb}{wb} \right) < \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \left( \frac{0,750}{0,3} + \frac{0,008}{0,015} \right) = 3,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vérifie}$$

➤ **Fibres tendues :**

$$\sigma_b = \left( \frac{Nb}{A_{eq}} - \frac{Mb}{w_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_s$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right) = 156,66 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6$$

$$\sigma_b = \left( \frac{0,750}{0,3052} - \frac{0,008}{0,015} \right) = 1,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 156,66 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vérifie}$$

### c) Vérification au cisaillement

#### C.1) Béton projeté [6]

$$\tau = \frac{Tb}{ad} < \tau_u$$

a : entre axe des cintres

d : hauteur utile de la section

$$d = 26 \text{ cm}$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{r_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa}$$

Avec :  $r = 1,5$

$$\tau = \frac{0,049}{1 \times 0,26} = 0,18 < \tau_u = 3 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vérifie}$$

#### C.2) Cintre Métallique [7]

$$\tau = \frac{T.S}{I_x \cdot \delta} < \tau_{\text{lim}}$$

I : Moment d'inertie

S : Moment statique de la demi-section

$\delta$  : épaisseur de l'âme du profil

$$\tau_{\text{lim}} = \frac{fy}{\sqrt{3}} = \frac{235}{\sqrt{3}} = 135,67 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{0,082 \times 414 \times 10^{-6}}{8,09 \times 10^{-5} \times 9,5 \times 10^{-3}} = \mathbf{44,17 \text{ MPa}} < \tau_{\text{lim}} = 135,67 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{\text{Vérifie}}$$

## 2. Sous la combinaison « 1.35G » :

### a) Cintre métallique [7]

#### ➤ Fibres comprimées :

$$\sigma_s = \gamma \left( \frac{Ns}{Ac} + \frac{Ms}{wc} \right) = 1,1 \left( \frac{1,689}{91 \times 10^{-4}} + \frac{0,023}{735,5 \times 10^{-6}} \right) = \mathbf{238,55 \text{ MPa}} < \sigma_{\text{sult}} = 308 \text{ MPa}$$

→Vérifie

#### ➤ Fibres tendues :

$$\sigma_s = \gamma \left( \frac{Ns}{Ac} - \frac{Ms}{wc} \right) = 1,1 \left( \frac{1,689}{91 \times 10^{-4}} - \frac{0,023}{735,5 \times 10^{-6}} \right) = \mathbf{169,76 \text{ MPa}} < \sigma_{\text{sult}} = 308 \text{ MPa}$$

→Vérifie

### b) Béton projeté [6]

#### b.1) Vérification à l'ELU :

#### ➤ Fibres comprimées :

$$\sigma_b = \gamma \left( \frac{Nb}{Ab} + \frac{Mb}{wb} \right)$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{1,013}{0,3} + \frac{0,012}{0,015} \right) = \mathbf{5,62 \text{ MPa}} < F_{bu} = 17 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{\text{Vérifie}}$$

#### ➤ Fibres tendues :

$$\sigma_b = \gamma \left( \frac{Nb}{A_{eq}} - \frac{Mb}{w_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{1,013}{0,305} - \frac{0,012}{0,015} \right) = \mathbf{3,40 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_s = 204,34 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{\text{Vérifie}}$$

#### b.2) Vérification à l'ELS (Fissuration préjudiciable):

#### ➤ Fibres comprimées :

$$\sigma_b = \left( \frac{Nb}{Ab} + \frac{Mb}{wb} \right) < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = \left( \frac{1,013}{0,3} + \frac{0,012}{0,015} \right) = 4,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vérifie}$$

➤ **Fibres tendues :**

$$\sigma_b = \left( \frac{Nb}{A_{eq}} - \frac{Mb}{w_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_b = \left( \frac{1,013}{0,3052} - \frac{0,012}{0,015} \right) = 2,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 156,66 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vérifie}$$

### c) Vérification au cisaillement

#### c.1) Béton projeté [6]

$$\tau = \frac{Tb}{ad} < \tau_u$$

$$\tau = \frac{0,066}{1 \times 0,26} = 0,25 < \tau_u = 3 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vérifie}$$

#### C.2) Cintre Métallique [7]

$$\tau = \frac{T.S}{Ix.\delta} < \tau_{lim}$$

$$\tau = \frac{0,111 \times 414 \times 10^{-6}}{8,09 \times 10^{-5} \times 9,5 \times 10^{-3}} = 59,79 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 135,67 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vérifie}$$

### VII.3 Conclusion :

Les contraintes et les déformations sont vérifiées pour un espacement de 1m entre les cintres métalliques HEB220, avec un béton projeté de 30cm d'épaisseur ; qui sont déterminés par les calculs effectués.

# *CHAPITRE VIII*

## *CALCUL DE REVETEMENT DEFINITIF*

### VIII.1 Introduction :

Après stabilisation des convergences, en mettant en place un soutènement provisoire, on doit prévoir un revêtement définitif du tunnel. Il a une fonction de résistance, car il doit reprendre les efforts à long terme (fluage, gonflement, ou pression hydrostatique) et ceux dus à la perte éventuelle de résistance du soutènement (rouille, vieillissement,...). Il a également une fonction de protection de l'étanchéité, de support des structures internes (panneaux, ventilateurs...) et en fin esthétique puisque c'est lui que les futurs usagers verront lors de leur passage.

### VIII.2 Modélisation de revêtement définitif :

La méthode utilisée est la méthode des réactions hyperstatiques. Le revêtement est simulé par un modèle à barres sous le logiciel ROBOT. Le comportement du revêtement est étudié sous l'action de charges extérieures en distinguant les charges actives (actions du terrain) des charges passives (réactions du terrain calculées selon des modèles de comportement élastoplastiques).

#### VIII.2.1 Description du modèle

##### ➤ Profils

On étudie, la section (A), les cas où l'épaisseur de revêtement en voûte est de 60 cm. Le tunnel est soumis à la poussée du sol, à la pression de gonflement, aux charges de dièdres et à l'action sismique selon le profil étudié, sous différentes combinaisons de ces efforts.

##### ➤ Géométrie

On modélise notre tunnel sous la forma suivante :

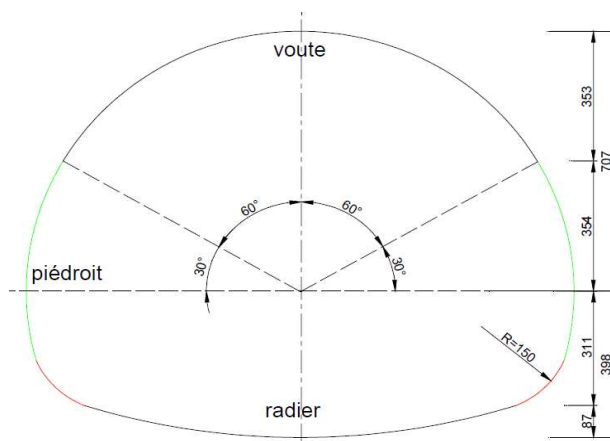


Figure VIII.1 Géométrie du modèle

En voûte et piédroits, l'épaisseur du revêtement est de 60 cm sauf pour les éléments 2~3 et 62~63 où l'épaisseur est de 45 cm pour tenir compte du drain longitudinal. En radier, l'épaisseur est de 60 cm.

➤ **Appuis et ressorts**

a) **Ressorts en voûte**

Au droit de chaque nœud de la voûte, on met en place des ressorts élastoplastiques perpendiculaires à la surface du revêtement, la composante horizontale étant nulle (il y'en a pas de frottement). La valeur de la raideur de la voûte est calculée par la formule suivante :

$$K_{\text{voûte}} = \frac{E}{(1+\nu)R_{\text{voûte}}}$$

$$K_{\text{voûte}} = 17719.41 \text{ KPa/m} \quad \text{pour } E = 170000 \text{ KPa}, R_{\text{voûte}} = 7.38 \text{ m}$$

Ces ressorts sont appliqués de l'élément 1 à l'élément 64.

b) **Ressorts en radier**

Au droit de chaque nœud du radier, on met en place des ressorts élastoplastiques perpendiculaires à la surface du revêtement munis d'une raideur  $K_{\text{radier}}$  ; selon les deux directions (puisque il y'a un frottement entre le sol et le radier).

$$K_{\text{radier}} = \frac{E}{(1+\nu)R_{\text{radier}}}$$

$$K_{\text{radier}} = 7019,28 \text{ KPa/m} \quad \text{pour } E = 170000 \text{ KPa}, R_{\text{radier}} = 18,63 \text{ m}$$

c) **Ressorts dans l'angle**

Au droit de chaque nœud des deux angles, on applique des ressorts élastiques. La raideur du ressort au point angulaire est égale à  $K_{\text{angle}}$  puis varie de façon linéaire jusqu'à la valeur du ressort élastoplastique en voûte ou en radier.

$$K_{\text{radier}} = \frac{E}{(1+\nu)R_{\text{radier}}}$$

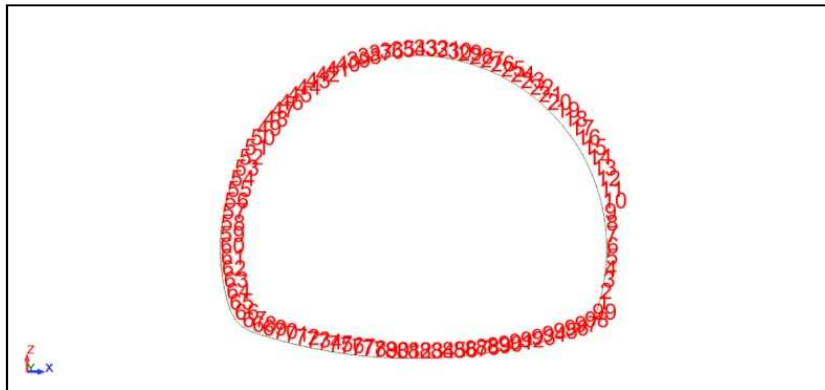
$$K_{\text{angle}} = 41510 \text{ KN} \quad \text{pour } E = 170000 \text{ KPa}$$

Ces ressorts sont appliqués aux éléments 97, 98,99 et aux éléments 65, 66,67.

➤ **Modèle**

Le modèle est constitué de 99 nœuds et éléments. Chaque élément de la voûte et chaque élément du radier mesure 41 cm. La voûte est considérée entre les nœuds 15 et 50, le radier entre les nœuds 65 et 99 et les piédroits entre les nœuds 1 et 14 ainsi que 51 et 64.





*Figure VIII.2 Numérotation des nœuds*



*Figure VIII.3 Modèle de revêtement définitif*

### VII.3 Calcul statique

Le calcul du chargement appliqué dans le cas statique a été calculé dans le chapitre 5, les charges sont illustrées dans le tableau suivant :

*Tableau VIII.1 : Charges agissant sur le revêtement*

Charges	Valeurs (KPa)
Charge verticale $P_v$	436,39
Charge horizontale $P_h$	301,53
Pression de gonflement verticale en radier $P_{gv}$	300
Pression de gonflement horizontale en pieds droits $P_{gh}$	150

Pression de gonflement horizontale à gauche Pgh gauche	150
Dièdre local centré moyen Dcmoy	126
Dièdre local décentré moyen Ddmoy	126

### VIII.3.1 Combinaisons [9]

➤ **CAS 1 :**

- a)  $P_p + P_{\text{terres}}$
- b)  $1,35 (P_p + P_{\text{terres}})$

➤ **CAS 2 :**  $P_p + P_{\text{terres}} + \text{Dièdre centré moyen } D_c \text{ moy (h = 6 m)}$

➤ **CAS 3 :**  $P_p + P_{\text{terres}} + \text{Dièdre décentré moyen } D_d \text{ moy (h = 6 m)}$

➤ **Cas 4:**  $P_p + P_{\text{terres}} + P_{\text{gh gauche}}$

➤ **Cas 5:**  $P_p + P_{\text{terres}} + P_{\text{gh}}$

➤ **Cas 6:**  $P_p + P_{\text{terres}} + P_{\text{gv}} + P_{\text{gh gauche}}$

➤ **Cas7:**  $P_p + P_{\text{terres}} + P_{\text{gv}} + P_{\text{gh}}$

### VIII.3.2 La valeur des efforts interne dans les sections les plus sollicitée [13]

➤ **CAS 1 :**  $P_p + P_{\text{terres}}$

a) **Sous la combinaison "G":**

**Tableau VII.2** Efforts internes (Cas « 1.a »)

Désignation de la Section	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
Calotte	3050.26	332.55	-566.77
Pied droit	3108.61	407.44	-681.86
Radier	3293.19	-520.37	-580.74

## b) Sous la combinaison "1,35G":

**Tableau VII.3** Efforts internes (Cas « 1.b »)

Désignation de la Section	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
Calotte	4117.85	448.94	-765.15
Pied droit	4196.63	550.04	-920.51
Radier	4445.80	-702.50	-784.00

➤ **CAS 2** :  $P_p + P_{\text{terres}} + \text{Dièdre centré moyen } D_{\text{cmoy}}$  ( $h = 6 \text{ m}$ )

**Tableau VII.4** Efforts internes (Cas 2)

Désignation de la Section	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
Calotte	3777.83	540.44	1061.59
Pied droit	3800.76	431.71	-1024.14
Radier	3980.58	-619.07	-720.57

➤ **CAS 3** :  $P_p + P_{\text{terres}} + \text{Dièdre décentré moyen } D_{\text{dmoy}}$  ( $h = 6 \text{ m}$ )

**Tableau VII.5** Efforts internes (Cas3)

Désignation de la Section	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
Calotte	3505.02	-488.71	904.09
Pied droit	3542.88	-430.04	-925.66
Radier	3709.75	-590.17	-654.07

➤ **Cas 4:**  $P_p + P_{\text{terres}} + P_{\text{gh}} \text{ gauche}$ **Tableau VII.6** Efforts internes (Cas 4)

Désignation de la Section	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
Calotte	3081.16	293.31	-515.06
Pied droit	3153.69	588.05	-602.56
Radier	3395.95	-545.94	697.98

➤ **Cas 5:**  $P_p + P_{\text{terres}} + P_{\text{gh}}$ **Tableau VII.7** Efforts internes (Cas 5)

Désignation de la Section	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
Calotte	3101.07	247.47	-384.55
Pied droit	3187.60	608.31	484.42
Radier	3441.56	-547.95	693.15

➤ **Cas 6:**  $P_p + P_{\text{terres}} + P_{\text{gv}} + P_{\text{gh}} \text{ gauche}$ **Tableau VII.8** Efforts internes (Cas 6)

Désignation de la Section	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
Calotte	3125.68	218.43	319.56
Pied droit	3285.46	704.03	952.99
Radier	3515.08	-876.47	1151.98

➤ **Cas7:**  $P_p + P_{\text{terres}} + P_{\text{gv}} + P_{\text{gh}}$

**Tableau VII.9** Efforts internes (Cas 7)

Désignation de la Section	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
Calotte	3145.59	173.89	231.51
Pied droit	3319.38	724.29	935.70
Radier	3557.87	-878.48	1142.89

### VII.3.3 Le ferrailage longitudinal

➤ **Sous la combinaison "G":**

Le ferrailage est défini dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.10 :** Ferrailage longitudinal sous G

Section	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Calotte	100	60	8	5	$A_s(\text{min})=5,5$		4ø14
Pied droit	100	60	8	5	0	6.5	4ø16
Radier	100	60	8	5	$A_s(\text{min})=5,5$		4ø14

➤ **Sous la combinaison "1,35G":**

Le ferrailage est défini dans le tableau suivant :

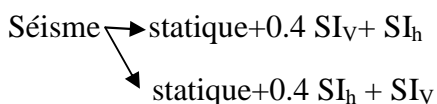
*Tableau VIII.11 : Ferrailage longitudinal sous 1,35G*

Section	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Calotte	100	60	8	5	8.0	5,5	4ø16 4ø14
Pied droit	100	60	8	5	18.5	10.4	6ø20 6ø16
Radier	100	60	8	5	10.4	5.5	6ø16 4ø14

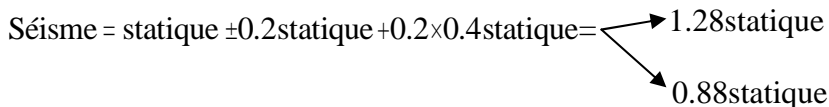
**VIII.4 ETUDE SISMIQUE:**

**VIII.4.1 Méthode de calcul :**

**1-Formule de NEW MARK:**



**2- Majoration de l'effort normale:**



En résumé la vérification au séisme se fait comme suit:

1. faire le calcul statique.
2. majorer les efforts statiques verticaux de 20% pour déterminer le séisme vertical.
3. le séisme horizontal est de 0.4 le séisme vertical et on vérifiera le déplacement ΔE<sub>h</sub> d'après la formule de **NEW MARK**
4. Refaire le même calcul avec 20% des efforts horizontaux et S<sub>V</sub> - 0.4S<sub>H</sub>
5. Faire les combinaisons d'après les formules de **NEW MARK**

En définitif la vérification se fera sous un chargement obtenu en majorant de 20% celui

obtenu dans le cas statique.

Les sollicitations sismiques sont données dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.12** Charges horizontales et verticales (Cas sismique)

CHARGE HORIZONTALE	CHARGE VERTICALE
Au niveau du Pied droit $P_h = 361.84 \text{ t/m}^2$	Au niveau de la Calotte $P_v = 523.67 \text{ KN/m}^2$

#### VIII.4.2 Efforts internes sous la combinaison "1,2G":

**Tableau VIII.13** Efforts internes (Cas sismique)

Désignation de la Section	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
Calotte	4363.95	475.05	-800.59
Pied droit	4430.12	587.46	-965.27
Radier	4691.87	-743.71	-829.15

#### VIII.4.3 Le ferrailage longitudinal

Le ferrailage est défini dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.14** Ferrailage longitudinal (Cas sismique)

Section	B (cm)	H (cm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix des barres
Calotte	100	60	11.9	5.4	4 $\phi$ 20 4 $\phi$ 14
Pied droit	100	60	23.5	10.1	5 $\phi$ 25 5 $\phi$ 16
Radier	100	60	15.1	5.6	4 $\phi$ 25 4 $\phi$ 14

**NB :** On remarque que le ferrailage obtenu dans le cas dynamique est plus important, il sera retenu pour le ferrailage du revêtement définitif.

### VIII.5 Calcul du Ferrailage transversal [6]

Pour le calcul du ferrailage transversal on a utilisé les formules données par le BAEL La contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$\tau_{lim} = \text{Min} \left[ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right]$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_{ct}}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{tj} k$$

$$A_t \text{ Droites} \rightarrow \alpha = 90^\circ$$

Diamètre des armatures

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \phi_1, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10} \right)$$

Espacement maximal

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}, 15\phi'_{1\text{min}})$$

Le calcul du ferrailage transversal se fera avec les sollicitations sismiques.

**Tableau VIII.15** Ferrailage transversal

Désignation de la Section	La contrainte tangentielle	Les armatures $A$ ( $cm^2$ )	L'espace $e$ ( $cm$ )
Calotte	0.88	1.27	20
pied droit	1.09	2.35	20
Radier	1.38	3.84	20

On adoptera comme ferrailage transversal des cadres Ø8, espacé de 20cm



VIII.6 Schémas de ferrailage de revêtement :

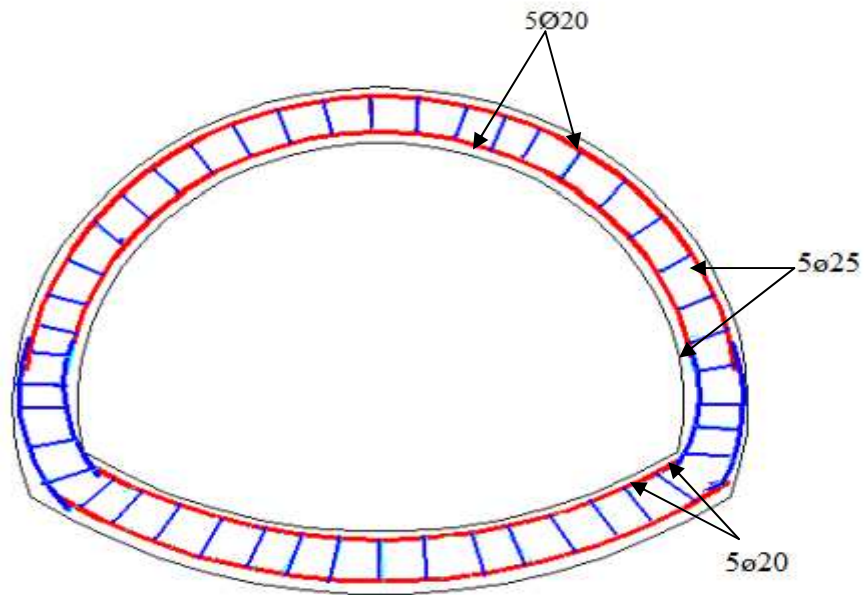


Figure VIII.3 Disposition de ferrailage dans les différents éléments

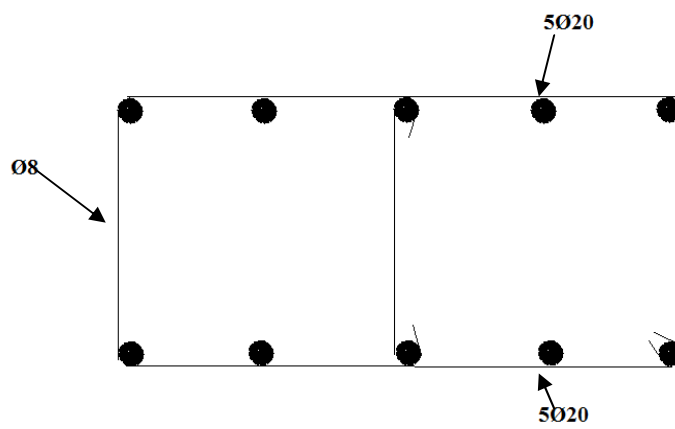


Figure VIII.4 Ferrailage de la voûte

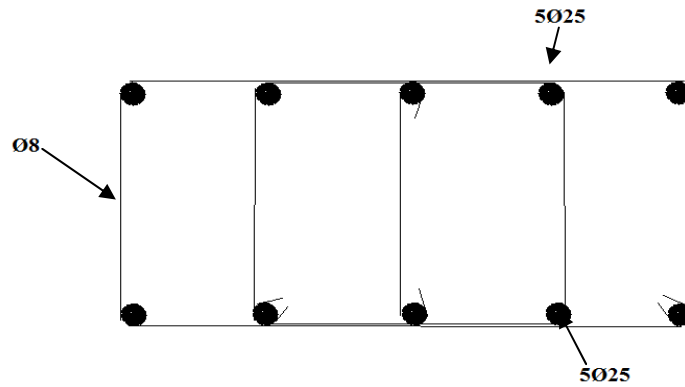


Figure VII.5 Ferrailage des pieds droits

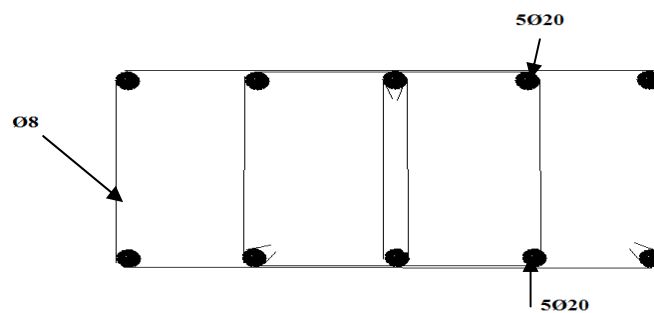


Figure VII.6 Ferrailage de radier

Tableau VIII.16 Récapitulatif de calcul des sections d'acier

Section	Section calculée (cm <sup>2</sup> )		Section adaptée (cm <sup>2</sup> )	
	A <sub>extrados</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>intrados</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>extrados</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>intrados</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Voûte	11.9	5.4	15,71 5Ø20 e=20cm	15,71 5Ø20 e=20cm
Pied droit	23.5	10,1	24,54 5Ø25 e=20cm	24,54 5Ø25 e=20cm
Radier	15.1	5,6	15,71 5Ø20 e=20cm	15,71 5Ø20 e=20cm

Où

$A_{\text{intradós}}$  est la section à disposer en intrados du revêtement.

$A_{\text{extrados}}$  est la section à disposer en extrados du revêtement.

### **VIII.7 Conclusion :**

Nous avons calculé le revêtement définitif en prenant en compte l'effet sismique, et on a adopté le ferrailage adéquat. Le choix d'une voûte plein cintre et d'un radier contre voûté permet en principe , d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

*CONCLUSION  
GENERALE*

## Conclusion générale

---

L'élaboration de ce travail nous a permis de découvrir les étapes de réalisation d'un tunnel et de se rendre compte de la complexité de l'étude à effectuer, la diversité des problèmes que l'on peut rencontrer et l'indispensabilité de faire appel à plusieurs disciplines, notamment la mécanique des sols et la résistance des matériaux....

On a adopté pour notre projet une section circulaire, située à l'entrée du tunnel avec une couverture de 30m. Ce choix est dû à la nature du terrain encaissant et sa vulnérabilité au séisme.

La section (A) se situe dans un terrain constitué d'argilites altérées avec des très minces lits de grés, qu'est une roche tendre et friable avec une très faible résistance, de classe V (recommandations AFTES). La nappe phréatique est située à 30m en dessous de l'ouvrage.

Notre tunnel est étalé sur une longueur importante de 1750m, pour cela on a eu à excaver différents types de roches, d'où le recours aux différentes techniques d'explosif et de machines mécanique. Le creusement de notre ouvrage est effectué en section devisée (gradins).

Le soutènement provisoire a été réalisé par la nouvelle méthode Autrichienne.

Les charges ont été calculées par la méthode de TERZAGHI.

L'application de la méthode convergence-confinement à la section A, détermine la pression de soutènement provisoire à l'équilibre, qui vérifie sa stabilité. On a abouti en conséquence à des déformations acceptables. Cet ensemble d'information va nous permettre de contrôler les mesures de convergence effectuées sur le site et les comparer aux résultats obtenus.

Les calculs de soutènement provisoire nous ont donné un espacement de 1m entre les cintres métalliques HEB220, avec un béton projeté de 30cm d'épaisseur. Vu que les contraintes sont vérifiées et les déformations sont acceptables.

## Conclusion générale

---

En fin, nous avons calculé le revêtement définitif en prenant en compte l'effet sismique, et on a adopté le ferrailage adéquat. Le choix d'une voûte plein cintre et d'un radier contre voûte permet en principe , d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Nous avons remarqué en réalisant ce modeste travail, qu'il n'existe pas de méthode spécifique pour chaque cas, mais c'est à l'ingénieur de faire des choix et de proposer des solutions, afin de mener à bien le travail.

On a constaté aussi l'importance de la reconnaissance du site, et que toutes les hypothèses du travail sont à base de ces résultats et s'ils ne sont pas représentatifs du terrain, ça peut engendrer des catastrophes.

Enfin, ce travail nous a permet de découvrir les ouvrages souterrains et de constater qu'il y'aura toujours une part imprévisible dans la connaissance des conditions naturelles et dans la prévision du comportement complexe tunnel-terrain encaissant, d'où la nécessité de faire appel à l'expérience et à l'analyse personnelle de l'ingénieur.

# ***Bibliographie***

[1] **A. BOUVERD, G.COLOMBERT, F.ESTEUILLE** « ouvrages souterrains Conception-Réalisation-Entretien ».

[2] **François. MARTIN, Adrien. SAÏTTA** « Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches ENS CACHAN».

[3] **C.CHERCHALI** «TUNNEL Calcul Soutènement Provisoire Tome I».OPU(1993).

[4] **C.CHERCHALI** «TUNNEL Calcul Revêtement Définitif Tome II ».OPU(1993).

[5] **S.BELKACEMI note de cours** « Mécanique Des Sols » ENP.ALGER 2010.

[6] **R.BOUTEMEUR note de cours** « Béton Armé & Béton Précontraint » ENP. Alger 2010.

[7] **HAMOUTENNE note de cours** « Charpente Métallique » ENP.ALGER 2007.

[8] **FICHE DE CONTROLE EXTERNE** : Note de calcul de soutènement provisoire de T1 et T2 100113-FCE-M3-TUN-RB-1470-VSO.

[9] **NOTE DE CALCUL DE REVETEMENT DEFINITIF DE T1 ET T2** : Agence nationale des autoroute-Autoroute Est-Ouest-M3.

[10] **DOSSIER PILOTE DES TUNNELS/GENIE CIVIL** : section 2(Géologie, Hydrogéologie, Géotechnique)

[11] **DOSSIER PILOTE DES TUNNELS/GENIE CIVIL** : section 4 (Procédés de creusement et de soutènement)

[12] **DOSSIER PILOTE DES TUNNELS/GENIE CIVIL** : section 5 (Etanchement et revêtement)

## **Sites internet :**

[13] [http:// www.algerie-monde.com /Algérie - L'autoroute Est-Ouest.htm](http://www.algerie-monde.com/Algérie-L'autoroute-Est-Ouest.htm)

[14] [http:// www.aftes.asso.fr](http://www.aftes.asso.fr), le site de l'AFTES

[15]<http://www.solem.ch/Tunnel/didacticiel/dimensionnement/analytiques/convergence-confinement/intro.htm>

## **Logiciel :**

[13] **ROBOT Structural Analysis Professional 2010.**

# *ANNEXES*



# *ANNEXE A*

Le lecteur trouvera ci-dessous une liste de quelques termes utilisés en travaux souterrains.

- **Auscultation** : instrumentation et mesure de grandeurs physiques permettant de comprendre et de maîtriser d'une part le comportement de l'ouvrage, d'autre part son incidence sur l'environnement (terrain, tunnel, ouvrages voisins).
- **Blindage** : enfilage de plaques métalliques ou de planches en bois entre les cintres de soutènement. Le blindage sert souvent de coffrage perdu lorsqu'il est accompagné d'un remplissage béton, il a également un rôle structurel de maintien.
- **Bouclier** : système de protection et de soutènement d'un tunnelier constitué le plus souvent d'un tube métallique épais à peu près du diamètre de la section excavée (syn. virole).
- **calotte** : partie supérieure d'un tunnel dans une excavation par demi-sections (section supérieure).
- **Cintre** : profilé métallique normalisé (IPE, HEA, HEB...) cintré selon la géométrie du tunnel et qui sert à soutenir le terrain.
- **Confinement** : application d'une pression sur les parois d'un tunnel, par le biais d'un soutènement principalement, dans le but de limiter les convergences et le déconfinement du terrain.
- **Convergence** : rétrécissement diamétral d'une section de tunnel.
- **Débouillage** : venue d'eau et/ou de matériaux meubles violente et inattendue suite à l'excavation du front de taille. 8BG Ingénieurs Conseil
- **Déconfinement** : réorganisation des contraintes autour du tunnel, de part et d'autre du front de taille. On dit que le terrain est entièrement déconfiné lorsqu'il a atteint son équilibre final.
- **Décousu** : zone de terrain proche du front de taille non soutenue.
- **Exhaure** : évacuation des eaux qui s'infiltreront naturellement dans le tunnel ou qui sont utilisées pour les besoins du chantier.
- **Front de taille** : zone où l'excavation se réalise, fin provisoire du tunnel en creusement. Souvent le terme désigne la paroi verticale de terrain.
- **Fontis** : cloche formée par l'effondrement des terrains de proche en proche verticalement. Dans le pire des cas les fontis peuvent se propager jusqu'en surface.
- **Injection** : terme générique désignant les techniques de substitution et de comblement des vides dans les terrains par un coulis durcissant. Les injections ont deux utilités : augmenter la résistance et/ou étancher.

- **Marinage** : évacuation des marins issus de l'excavation.
- **Marins** : déblais formés par l'excavation d'un pas d'avancement.
- **Pas d'avancement** : longueur de terrain excavée en une seule phase.
- **Plan de tir** : plan du front de taille où figurent les trous de forage, les déferents retards et micro-retards de détonateurs, les lignes de tir pour les tirs séquentiels ainsi que les quantités d'explosifs utilisées.
- **Rameau** : galerie reliant deux ouvrages souterrains (syn. inter tube) ;
- **Stross** : partie inférieure d'un tunnel dans une excavation par demi-sections (section inférieure).
- **Tunnelier** : machine pleine section destinée à réaliser des tunnels, pouvant aller du creusement à la pose du revêtement final. On parle aussi de TBM (Tunnel Boring Machine).
- **Volée** : pas d'avancement d'un tunnel creusé à l'explosif. La volée correspond à la longueur de forage des trous pour les explosifs.
- **Vousoir** : écaille de béton armé préfabriquée. Plusieurs voussoirs forment un anneau, et plusieurs anneaux forment le revêtement de certains tunnels.
- **Voûte-parapluie** : Voûte constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement ; la voûte peut également être constituée de colonnes de jet-grouting armées.
- **Voûte active** : Procédé consistant à réaliser une voûte constituée d'éléments de voussoirs préfabriqués mis en place par un portique de pose et mis en compression contre le terrain par l'intermédiaire d'une clé de voûte munie de vérins.
- **Radier** : Partie inférieure du tunnel située entre les deux piédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton.
- **Radier contre-voûté** : Radier bétonné en forme de voûte inversée, le point le plus bas du radier étant situé dans le plan de symétrie de l'ouvrage.
- **Pré-soutènement** : Soutènement mis en place à la périphérie de la section à excaver, en avant du front de taille (par exemple : prévoûte; voûte-parapluie).
- **Pré-voûte** : Voûte réalisée par mise en place de béton dans une saignée pratiquée dans le terrain en avant du front de taille selon le contour de la section à excaver.
- **Plein cintre** : Profil voûté dont la fibre moyenne de la voûte est un cercle.

- **Piédroits** : Parties verticales de la section transversale du tunnel, comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel.
- **Enfilage** : Soutènement réalisé avant abattage par enfoncement dans le terrain de barres ou profilés métalliques en contour de la future excavation.
- **Couverture** : Distance verticale mesurée entre la cote de la surface du terrain naturel et la cote de la clé de voûte. La couverture latérale est la plus petite distance entre la surface du versant et la paroi de l'excavation.
- **Cintre** : Support en forme d'arc réalisé au profil du tunnel et mis en place contre la paroi pour soutenir le terrain, soit directement avec des calages, soit par l'intermédiaire d'un blindage. Il est généralement en acier.
- **Cintre lourd** : Cintre réalisé à partir d'un profilé métallique (généralement de type IPN, HEA, HEB).
- **Cintre réticulé** : Cintre constitué de barres d'acier à haute limite élastique (généralement armatures pour béton armé) liaisonnées par des aciers secondaires constituant une "réticulation"
- **molettes d'un tunnelier** : Outil tournant librement sur un arbre solidaire de la tête de foration d'un tunnelier.
- **extensomètre** : Instrument qui mesure la variation d'une dimension linéaire. Aussi appelé « jauge de déformation » (et improprement « jauge de contrainte »). Souvent basé sur une technologie d'extensométrie.
- **béton extrudé**: mis en œuvre à l'aide de coffrages glissants.

# *ANNEXE B*



**Légende:**

X : très mal adopté bien qu'éventuellement possible

• : Particulièrement recommandé

□ : En principe possible

❖ **Classification selon le type de roche :**

Classe	Description	Terminologie
Am1	Pas de signe visibles d'altération, ou très légères traces d'altération	Sain
Am2	Les surfaces de discontinuités principales sont altérées, mais la roche ne l'est que légèrement altérée	Légèrement altérée
Am3	L'altération s'étend sur toute la masse rocheuse, mais la roche n'est pas faible	Moyennement altérée
Am4	L'altération s'étend sur toute la masse rocheuse, la roche est en grande partie faible	Très altérée
Am5	La roche est entièrement décomposée et très friable.	Complètement altérée

Catégories	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux		
			A enrage ponctuel	A enrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	congélation
Terrains susceptibles de délitage	X	•	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp ou O	•	•					
(1) Terrains susceptibles de dissolution	X	•	□	X	X	• Bl	• Bl	•	•					•
Terrains gonflants	X	• (2)							•					
Autres terrains														

**Légende:**

X : très mal adopté bien qu'éventuellement possible

• : Particulièrement recommandé

□ : En principe possible

Gr: avec grillage continu

Bp : avec béton projeté

B1 : avec blindage en bois ou métallique

(1): dans la mesure où ils sont placés dans les conditions où le risque existe (circulation d'eau)

(2): le béton n'est recommandé qu'en absence de circulation d'eau

### ❖ Classification selon la dimension de la galerie

Dimension de la galerie	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux		
			A enrage ponctuel	A enrage réparti	Barres foncées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	congélation
D<2.5m		X	X	X	X		•	•			•			
2.5m<D<10m														
D>10m		• Bo	•	•		X	Bo et Rev				X			

Pousse tube à exclure en principe pour D>4m

#### Légende:

D : largeur de la galerie

Bo: avec boulonnage obligatoire

Rev : avec mise en place rapprochée du revêtement définitif

X : très mal adopté bien qu'éventuellement possible

• : Particulièrement recommandé



❖ Classification selon la couverture du sol:

Catégories		Pas de soutènement	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux		
			A enrage ponctuel	A enrage réparti	Barres foncées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	congélation
R1 à R4	Couverture <math>\leq 4</math>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						<input checked="" type="checkbox"/>			
	CN1	<input checked="" type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>						<input checked="" type="checkbox"/>			
	CN3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Sf	Sf	<input type="checkbox"/>	X	Sf	Sf	Sf	X			
R5	Couverture <math>< 1,5 D</math>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
	$\sigma_0$ Modérée	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>									
	$\sigma_0 < 10 \text{ MPa}$	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Sf	Sf	Sf	Sf	Sf	<input checked="" type="checkbox"/>	Sf	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

**Légende :**

Sf : Avec soutènement éventuel du front.

CN1 :  $R > 4$  Comportement élastique. CN2:  $2 < R < 4$  Comportement élasto-plastique.

CN3:  $R < 2$  Comportement plastique.

Où R est le rapport entre la résistance en compression uniaxiale de la roche  $6c$  , et la contrainte géostatique  $6_0$  dans le massif à l'emplacement de l'ouvrage.

X : très mal adopté bien qu'éventuellement possible.

• : Particulièrement recommandé

❖ Classification selon l'environnement :

Environnement	Pas de soutènement	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux			
		A enrage ponctuel	A enrage réparti	Barres foncées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	congélation	
Sensibilité au tassement (ouvrages proches)	<input type="checkbox"/>	Ci ou Pm	Bp	Bp	Bp	Act	X	Enf	Bel		Inj			

**Légende :**

Ci : Avec cintres et éventuellement boulons pour terrains de classes R4a, R4, ou R4c

Bp : Avec béton projeté.

Act: Cintres actifs à vérins et éventuellement calages expansibles.

Inj : Injections de bourrages immédiats ou anneaux extensibles.

Bel: Avec bouclier. Enf : Avec enfilage.

Pm: Pré découpage mécanique pour terrains R2b à R5b

# *ANNEXE C*

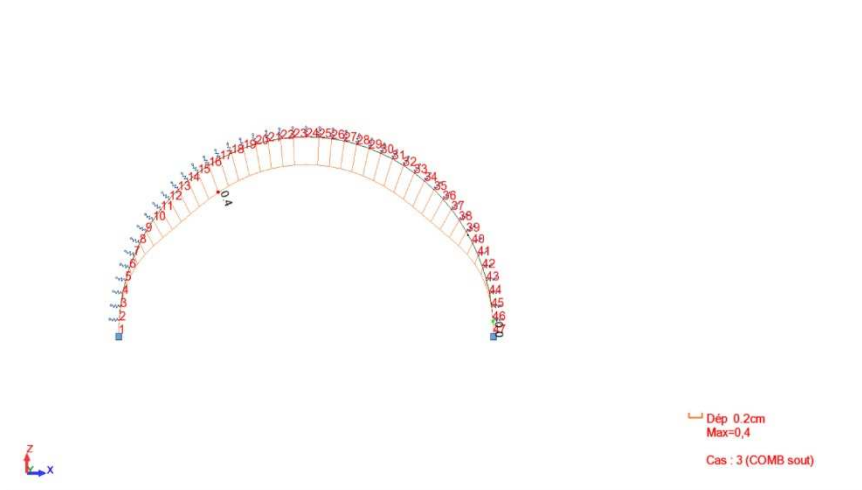
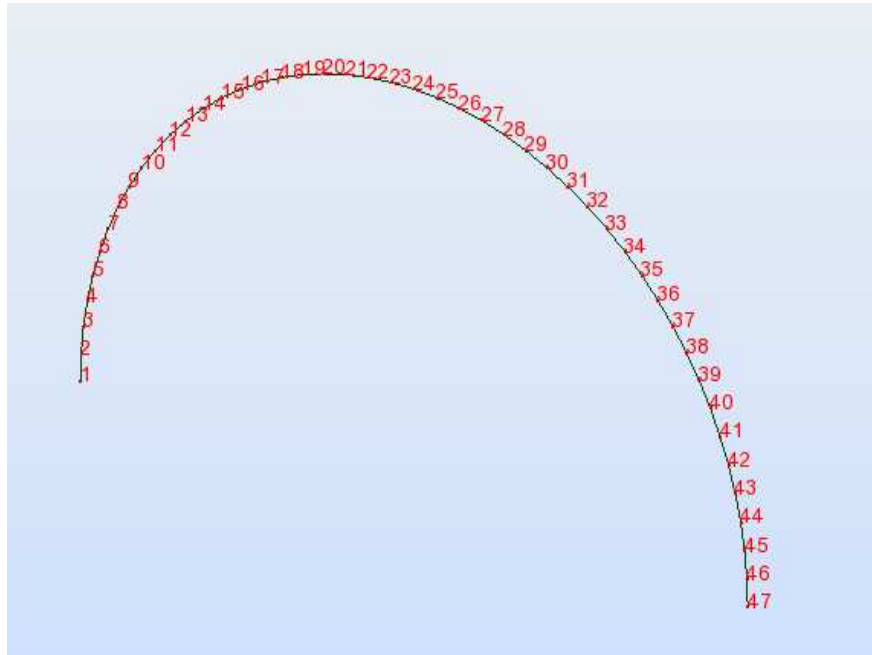


Figure C.1 Diagramme des déformations

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	0,2	0,0	0,0	0,0	0,001	0,0
<b>Noeud</b>	13	1	1	1	9	1
<b>Cas</b>	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)
<b>MIN</b>	-0,2	0,0	-0,4	0,0	-0,001	0,0
<b>Noeud</b>	35	1	24	1	39	1
<b>Cas</b>	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)

Tableau C.1 Déformation

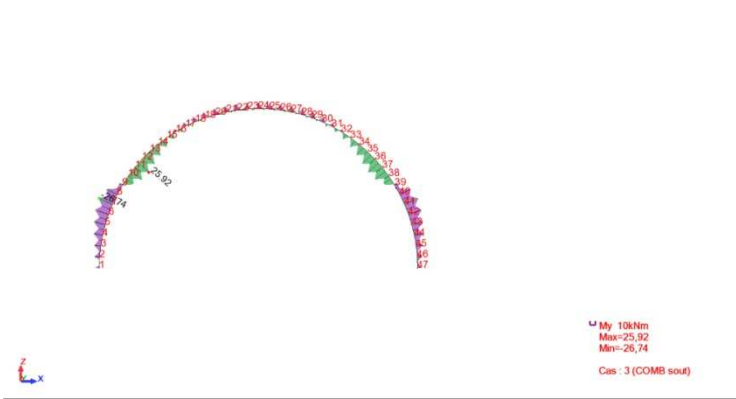


Figure C.2 Moments fléchissant

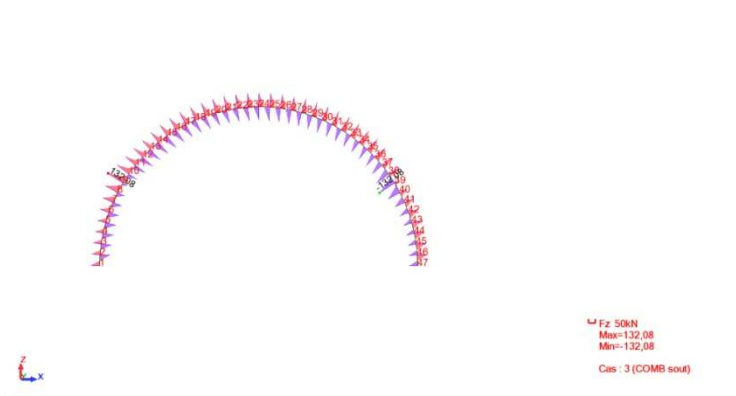


Figure C.3 Efforts tranchants

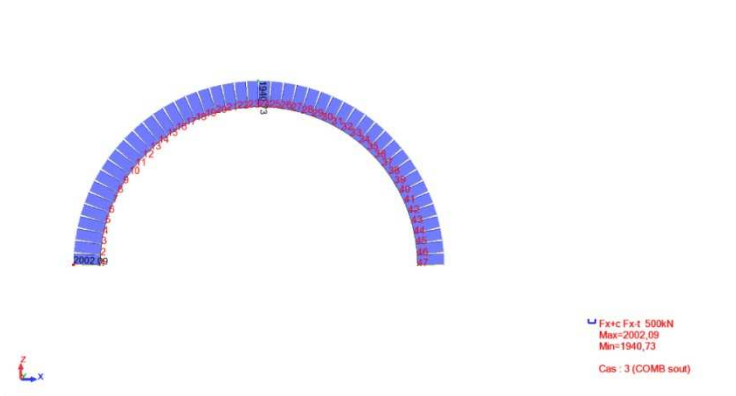


Figure C.3 Efforts normaux

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	2002,09	0,0	132,08	0,0	13,76	0,0
<b>Barre</b>	1	1	9	1	11	1
<b>Noeud</b>	1	1	9	1	11	1
<b>Cas</b>	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)
<b>MIN</b>	1940,73	0,0	-132,08	0,0	-26,74	0,0
<b>Barre</b>	23	1	38	1	7	1
<b>Noeud</b>	24	1	39	1	7	1
<b>Cas</b>	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)

Tableau C.2 Efforts

# *ANNEXE D*

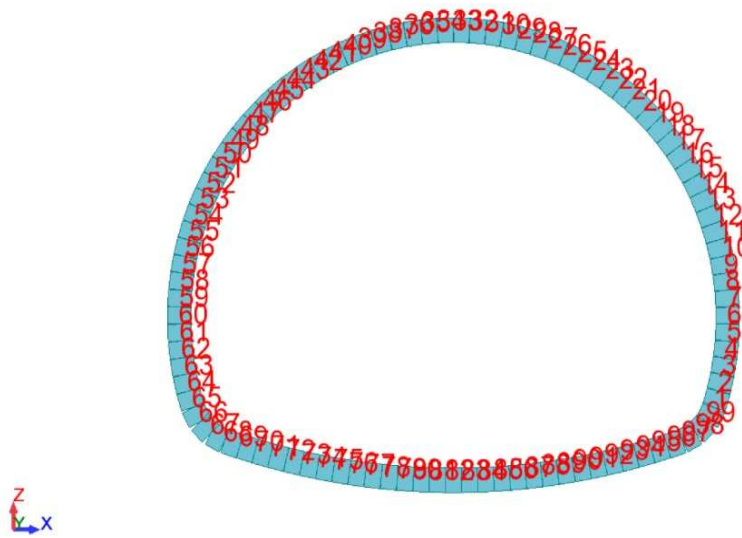


Figure D-1 Modèle de revêtement définitif

CAS 1 :a)  $P_p + P_{\text{terres "G"}}$

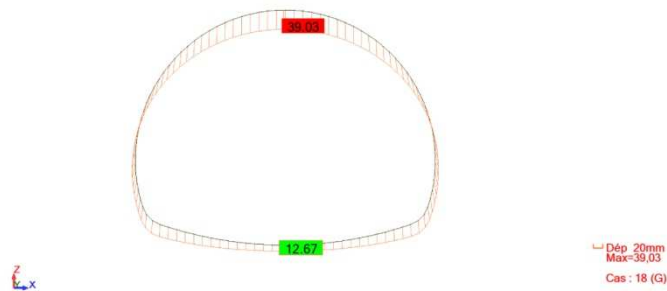


Figure D-2 La déformée de la section du tunnel

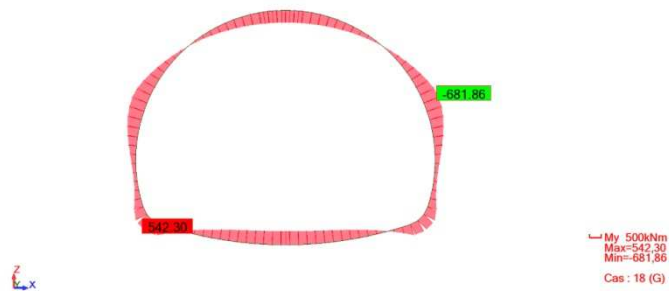


Figure D-3 Diagramme du moment fléchissant

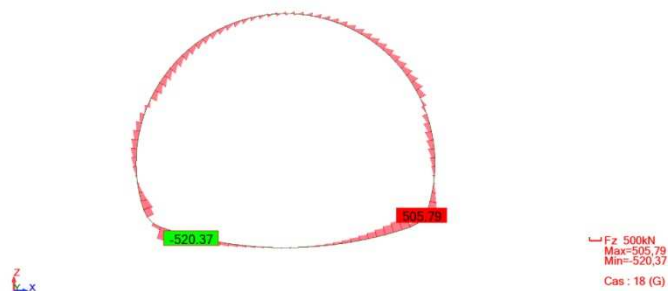


Figure D-4 Diagramme de l'effort tranchant



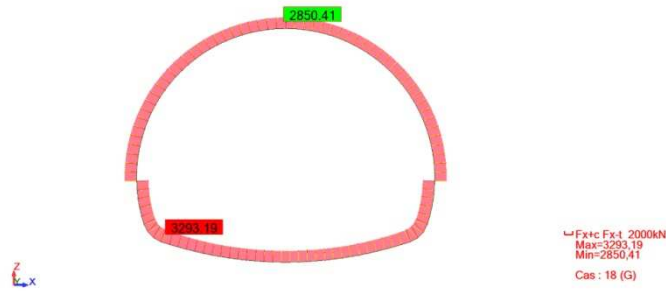


Figure D-5 Diagramme de l'effort normal

### Calcul des déformations

Le tableau suivant donne les déplacements et les rotations suivant les trois directions.

RZ [Rad]	RY [Rad]	RX [Rad]	UZ [mm]	UY [mm]	UX [mm]	
0,0	0,00	0,0	-12,65	0,0	7,59	<b>MAX</b>
1	94	1	83	1	11	<b>Nœud</b>
18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-0,00	0,0	-39,02	0,0	-7,80	<b>MIN</b>
1	71	1	33	1	55	<b>Nœud</b>
18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	<b>Cas</b>

Tableau D-1 déformations

### Calcul des efforts

MZ [kNm]	MY [kNm]	MX [kNm]	FZ [kN]	FY [kN]	FX [kN]	
0,0	542,30	0,0	505,79	0,0	3293,19	<b>MAX</b>
1	66	1	96	1	67	<b>Barre</b>
1	67	1	96	1	68	<b>Nœud</b>
18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-681,86	0,0	-520,37	0,0	2850,41	<b>MIN</b>
1	13	1	68	1	33	<b>Barre</b>
1	13	1	69	1	33	<b>Nœud</b>
18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	<b>Cas</b>

Tableau D-2 Efforts internes

## CAS 1 : b) 1,35(Pp + Pterres) "1,35G"

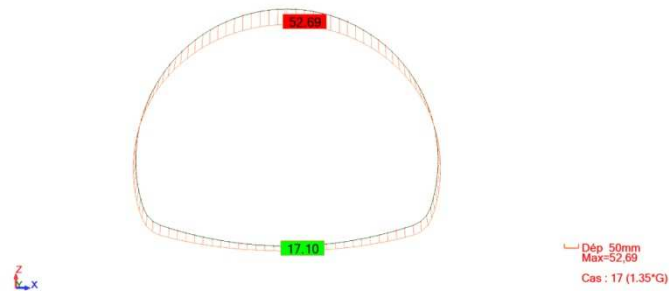


Figure D-6 La déformée de la section du tunnel

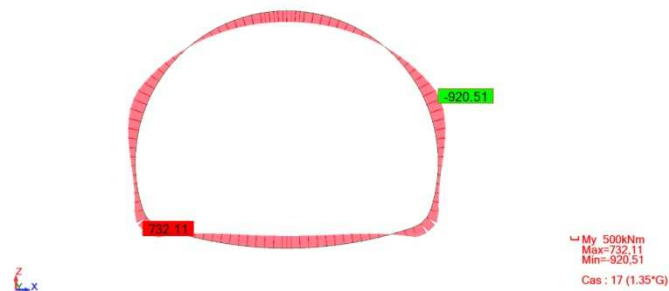


Figure D-7 Diagramme du moment fléchissant

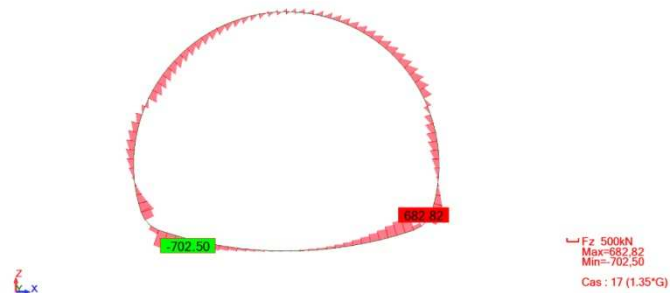


Figure D-8 Diagramme de l'effort tranchant

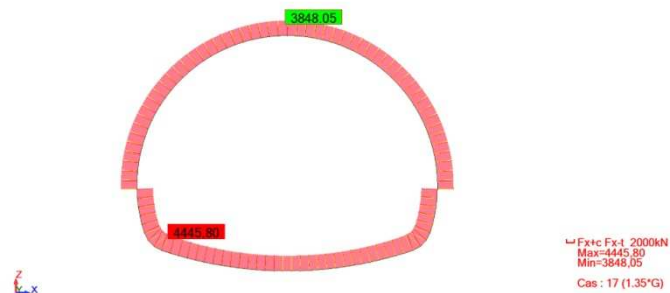


Figure D-9 Diagramme de l'effort normal

### Calcul des déformations

Le tableau suivant donne les déplacements et les rotations suivant les trois directions.

RZ [Rad]	RY [Rad]	RX [Rad]	UZ [mm]	UY [mm]	UX [mm]	
0,0	0,00	0,0	-17,08	0,0	10,25	<b>MAX</b>
1	94	1	83	1	11	<b>Nœud</b>
17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-0,00	0,0	-52,68	0,0	-10,53	<b>MIN</b>
1	71	1	33	1	55	<b>Nœud</b>
17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	<b>Cas</b>

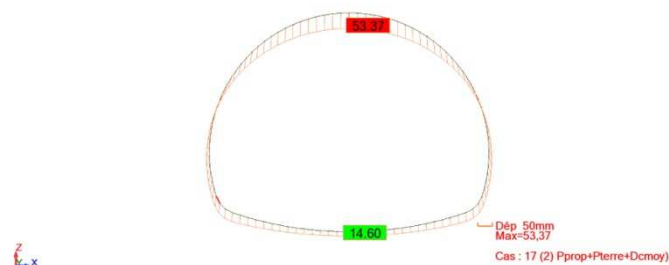
**Tableau D-3** déformations

### Calcul des efforts

MZ [kNm]	MY [kNm]	MX [kNm]	FZ [kN]	FY [kN]	FX [kN]	
0,0	732,11	0,0	682,82	0,0	4445,80	<b>MAX</b>
1	66	1	96	1	67	<b>Barre</b>
1	67	1	96	1	68	<b>Nœud</b>
17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-920,51	0,0	-702,50	0,0	3848,05	<b>MIN</b>
1	13	1	68	1	33	<b>Barre</b>
1	13	1	69	1	33	<b>Nœud</b>
17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	<b>Cas</b>

**Tableau D-4** Efforts internes

### CAS 2 : P<sub>p</sub> + P<sub>terres</sub> + Dièdre centré moyen D<sub>cmoy</sub> (h = 6 m)



**Figure D-10** La déformée de la section du tunnel

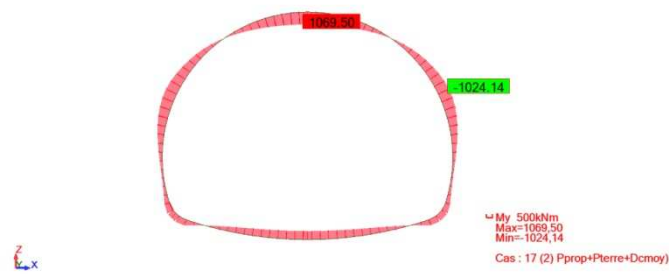


Figure D-11 Diagramme du moment fléchissant

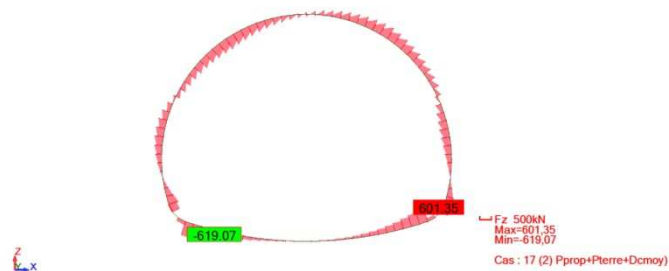


Figure D-12 Diagramme de l'effort tranchant

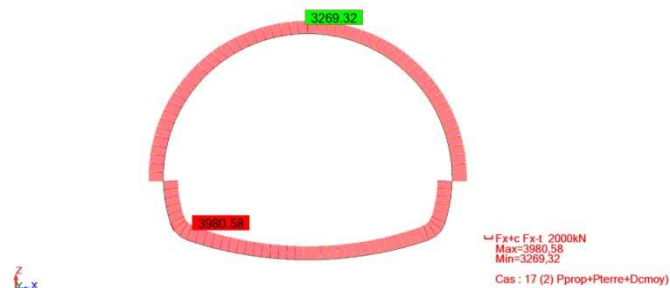


Figure D-13 Diagramme de l'effort normal

### Calcul des déformations

Le tableau suivant donne les déplacements et les rotations suivant les trois directions.

RZ [Rad]	RY [Rad]	RX [Rad]	UZ [mm]	UY [mm]	UX [mm]	
0,0	0,00	0,0	-14,57	0,0	12,15	<b>MAX</b>
1	43	1	83	1	12	<b>Nœud</b>
17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-0,00	0,0	-53,37	0,0	-12,44	<b>MIN</b>
1	23	1	33	1	54	<b>Nœud</b>
17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	<b>Cas</b>

Tableau D-5 déformations

## Calcul des efforts

MZ [kNm]	MY [kNm]	MX [kNm]	FZ [kN]	FY [kN]	FX [kN]	
0,0	1061,59	0,0	601,35	0,0	3980,58	<b>MAX</b>
1	32	1	96	1	67	<b>Barre</b>
1	33	1	96	1	68	<b>Noeud</b>
17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-1024,14	0,0	-619,07	0,0	3269,32	<b>MIN</b>
1	13	1	68	1	33	<b>Barre</b>
1	14	1	69	1	33	<b>Noeud</b>
17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	17 (C)	<b>Cas</b>

Tableau D-6 Efforts internes

## CAS 3 : Pp + Pterres+ Dièdre décentré moyen Ddmoy (h = 6 m)

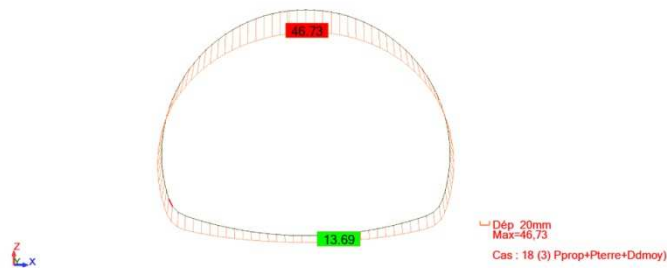


Figure D-14 La déformée de la section du tunnel

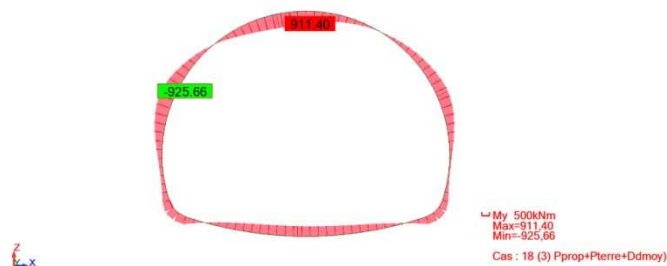


Figure D-15 Diagramme du moment fléchissant

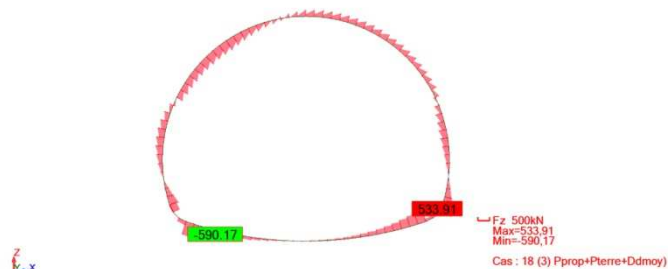


Figure D-16 Diagramme de l'effort tranchant

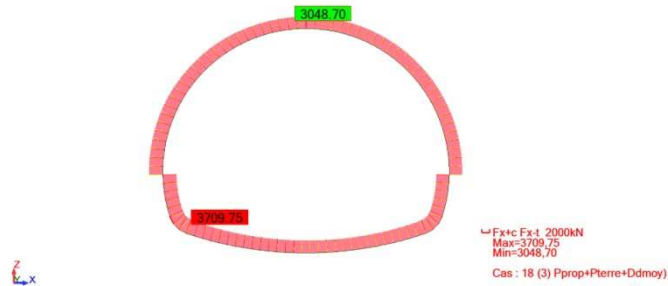


Figure D-17 Diagramme de l'effort normal

### Calcul des déformations

Le tableau suivant donne les déplacements et les rotations suivant les trois directions.

RZ [Rad]	RY [Rad]	RX [Rad]	UZ [mm]	UY [mm]	UX [mm]	
0,0	0,00	0,0	-13,59	0,0	9,67	<b>MAX</b>
1	45	1	83	1	12	<b>Nœud</b>
18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-0,00	0,0	-46,73	0,0	-10,29	<b>MIN</b>
1	70	1	35	1	55	<b>Nœud</b>
18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	<b>Cas</b>

Tableau D-7 déformations

### Calcul des efforts

MZ [kNm]	MY [kNm]	MX [kNm]	FZ [kN]	FY [kN]	FX [kN]	
0,0	904,09	0,0	533,91	0,0	3709,75	<b>MAX</b>
1	35	1	96	1	67	<b>Barre</b>
1	36	1	96	1	68	<b>Nœud</b>
18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-925,66	0,0	-590,17	0,0	3048,70	<b>MIN</b>
1	52	1	68	1	34	<b>Barre</b>
1	53	1	69	1	34	<b>Nœud</b>
18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	18 (C)	<b>Cas</b>

Tableau D-8 Efforts internes

### Cas 4: $P_p + P_{\text{terres}} + P_{\text{gh gauche}}$

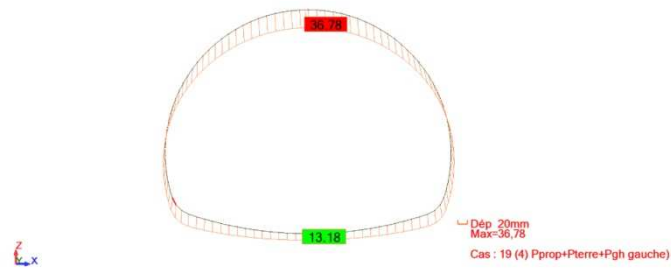


Figure D-18 La déformée de la section du tunnel

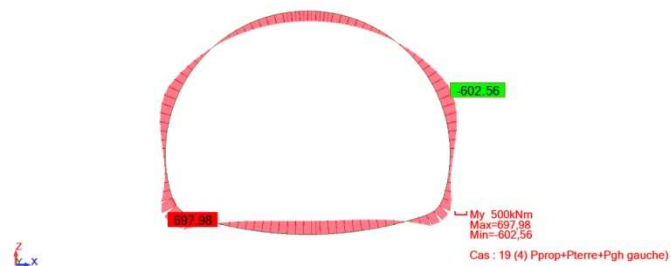


Figure D-19 Diagramme du moment fléchissant

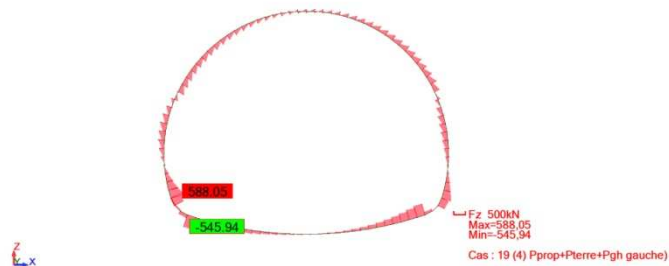


Figure D-20 Diagramme de l'effort tranchant

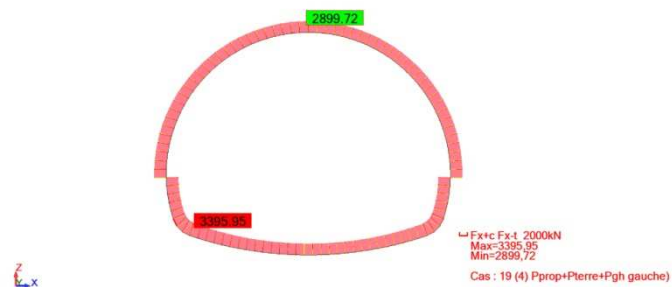


Figure D-21 Diagramme de l'effort normal

### Calcul des déformations

Le tableau suivant donne les déplacements et les rotations suivant les trois directions.

RZ [Rad]	RY [Rad]	RX [Rad]	UZ [mm]	UY [mm]	UX [mm]	
0,0	0,00	0,0	-13,12	0,0	8,21	<b>MAX</b>
1	94	1	83	1	12	<b>Nœud</b>
19 (C)	19 (C)	19 (C)	19 (C)	19 (C)	19 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-0,00	0,0	-36,69	0,0	-4,19	<b>MIN</b>
1	71	1	33	1	56	<b>Nœud</b>
19 (C)	19 (C)	19 (C)	19 (C)	19 (C)	19 (C)	<b>Cas</b>

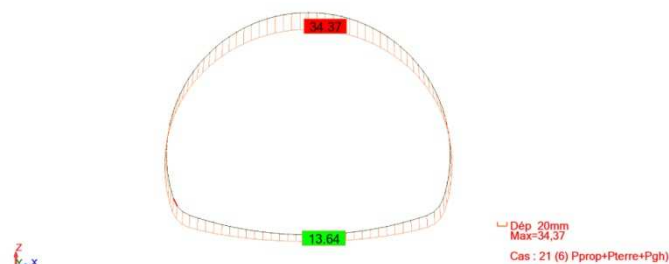
**Tableau D-9** déformations

### Calcul des efforts

MZ [kNm]	MY [kNm]	MX [kNm]	FZ [kN]	FY [kN]	FX [kN]	
0,0	697,98	0,0	588,05	0,0	3395,95	<b>MAX</b>
1	66	1	64	1	67	<b>Barre</b>
1	67	1	65	1	68	<b>Nœud</b>
19 (C)	19 (C)	19 (C)	19 (C)	19 (C)	19 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-602,56	0,0	-545,94	0,0	2899,72	<b>MIN</b>
1	13	1	68	1	33	<b>Barre</b>
1	13	1	69	1	33	<b>Nœud</b>
19 (C)	19 (C)	19 (C)	19 (C)	19 (C)	19 (C)	<b>Cas</b>

**Tableau D-10** Efforts internes

### Cas 5: Pp + Pterres+ Pgh



**Figure D-22** La déformée de la section du tunnel



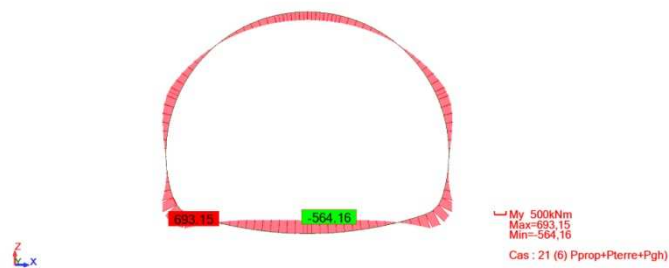


Figure D-23 Diagramme du moment fléchissant

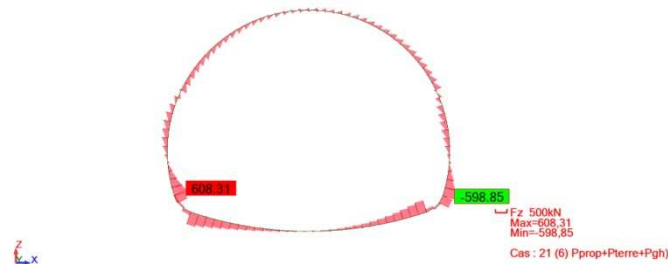


Figure D-24 Diagramme de l'effort tranchant

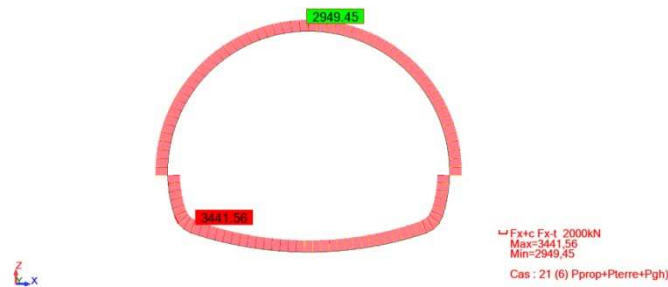


Figure D-25 Diagramme de l'effort normal

### Calcul des déformations

Le tableau suivant donne les déplacements et les rotations suivant les trois directions.

RZ [Rad]	RY [Rad]	RX [Rad]	UZ [mm]	UY [mm]	UX [mm]	
0,0	0,00	0,0	-13,62	0,0	4,52	<b>MAX</b>
1	94	1	83	1	11	<b>Nœud</b>
21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-0,00	0,0	-34,37	0,0	-4,74	<b>MIN</b>
1	71	1	33	1	54	<b>Nœud</b>
21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	<b>Cas</b>

Tableau D-11 déformations

## Calcul des efforts

MZ [kNm]	MY [kNm]	MX [kNm]	FZ [kN]	FY [kN]	FX [kN]	
0,0	693,15	0,0	608,31	0,0	3441,56	<b>MAX</b>
1	66	1	64	1	67	<b>Barre</b>
1	67	1	65	1	68	<b>Nœud</b>
21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-564,16	0,0	-598,85	0,0	2949,45	<b>MIN</b>
1	81	1	1	1	33	<b>Barre</b>
1	82	1	1	1	33	<b>Nœud</b>
21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	<b>Cas</b>

Tableau D-12 Efforts internes

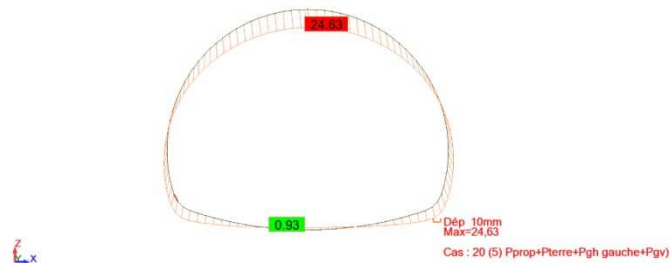
Cas 6:  $P_p + P_{\text{terres}} + P_{\text{gv}} + P_{\text{gh}} \text{ gauche}$ 

Figure D-26 La déformée de la section du tunnel

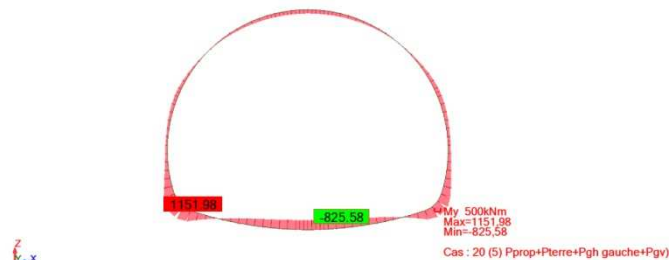


Figure D-27 Diagramme du moment fléchissant

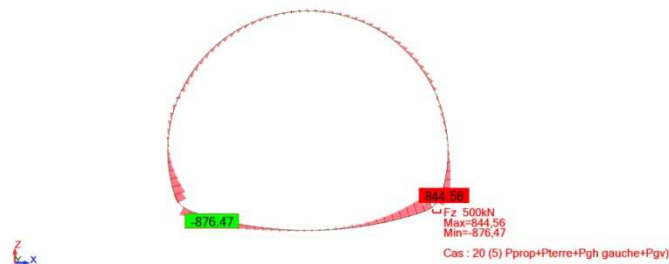


Figure D-28 Diagramme de l'effort tranchant

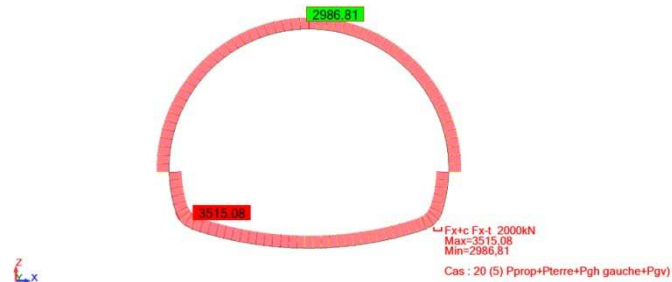


Figure D-29 Diagramme de l'effort normal

### Calcul des déformations

Le tableau suivant donne les déplacements et les rotations suivant les trois directions.

RZ [Rad]	RY [Rad]	RX [Rad]	UZ [mm]	UY [mm]	UX [mm]	
0,0	0,00	0,0	3,04	0,0	7,46	<b>MAX</b>
1	94	1	83	1	10	<b>Nœud</b>
20 (C)	20 (C)	20 (C)	20 (C)	20 (C)	20 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-0,00	0,0	-24,48	0,0	-4,33	<b>MIN</b>
1	71	1	33	1	61	<b>Nœud</b>
20 (C)	20 (C)	20 (C)	20 (C)	20 (C)	20 (C)	<b>Cas</b>

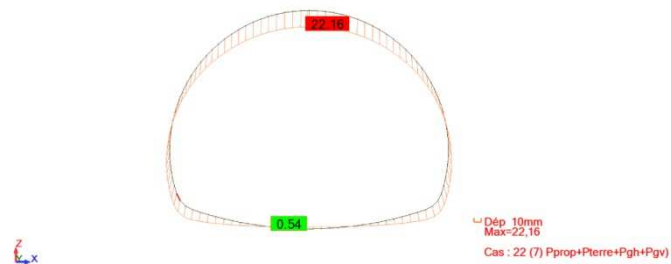
Tableau D-13 déformations

### Calcul des efforts

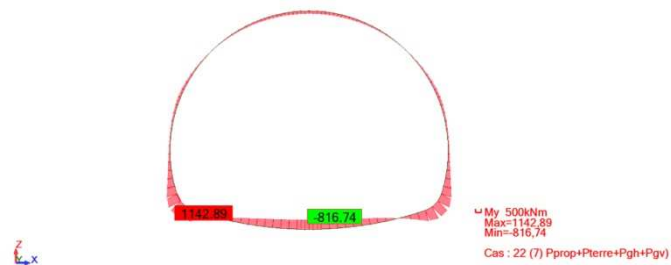
MZ [kNm]	MY [kNm]	MX [kNm]	FZ [kN]	FY [kN]	FX [kN]	
0,0	1151,98	0,0	844,56	0,0	3515,08	<b>MAX</b>
1	65	1	96	1	66	<b>Barre</b>
1	66	1	97	1	67	<b>Nœud</b>
20 (C)	20 (C)	20 (C)	20 (C)	20 (C)	20 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-821,35	0,0	-876,47	0,0	2986,81	<b>MIN</b>
1	83	1	68	1	33	<b>Barre</b>
1	83	1	68	1	33	<b>Nœud</b>
20 (C)	20 (C)	20 (C)	20 (C)	20 (C)	20 (C)	<b>Cas</b>

Tableau D-14 Efforts internes

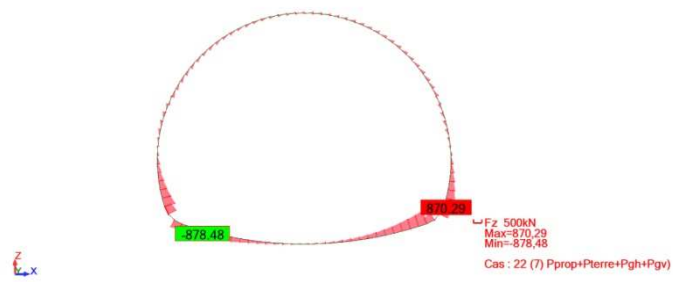
**Cas7:  $P_p + P_{\text{terres}} + P_{\text{gv}} + P_{\text{gh}}$**



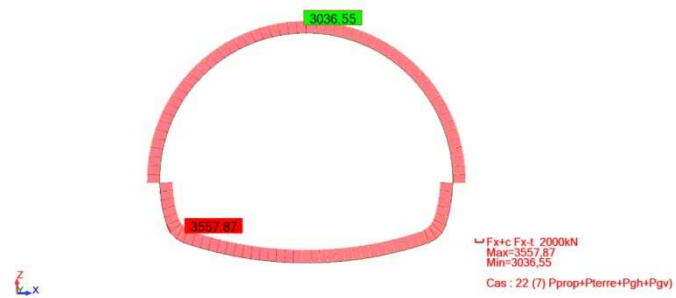
**Figure D-30** La déformée de la section du tunnel



**Figure D-31** Diagramme du moment fléchissant



**Figure D-32** Diagramme de l'effort tranchant



**Figure D-33** Diagramme de l'effort normal

### Calcul des déformations

Le tableau suivant donne les déplacements et les rotations suivant les trois directions.

RZ [Rad]	RY [Rad]	RX [Rad]	UZ [mm]	UY [mm]	UX [mm]	
0,0	0,00	0,0	2,54	0,0	4,45	<b>MAX</b>
1	94	1	83	1	4	<b>Nœud</b>
22 (C)	22 (C)	22 (C)	22 (C)	22 (C)	22 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-0,00	0,0	-22,16	0,0	-4,45	<b>MIN</b>
1	71	1	33	1	61	<b>Nœud</b>
22 (C)	22 (C)	22 (C)	22 (C)	22 (C)	22 (C)	<b>Cas</b>

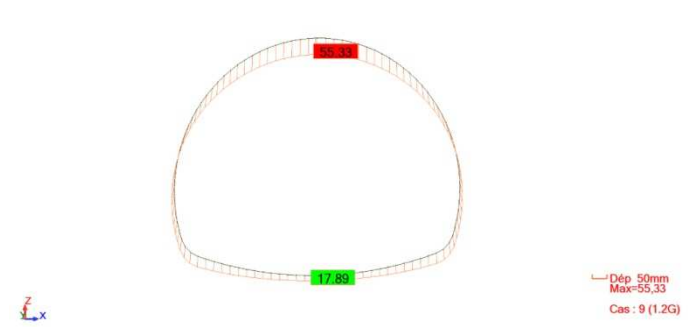
**Tableau D-15** déformations

### Calcul des efforts

MZ [kNm]	MY [kNm]	MX [kNm]	FZ [kN]	FY [kN]	FX [kN]	
0,0	1142,89	0,0	870,29	0,0	3557,87	<b>MAX</b>
1	66	1	96	1	66	<b>Barre</b>
1	67	1	97	1	67	<b>Nœud</b>
22 (C)	22 (C)	22 (C)	22 (C)	22 (C)	22 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-811,39	0,0	-878,48	0,0	3036,55	<b>MIN</b>
1	82	1	68	1	33	<b>Barre</b>
1	82	1	68	1	33	<b>Nœud</b>
22 (C)	22 (C)	22 (C)	22 (C)	22 (C)	22 (C)	<b>Cas</b>

**Tableau D-16** Efforts internes

### Cas sismique: "1,2G"



**Figure D-34** La déformée de la section du tunnel

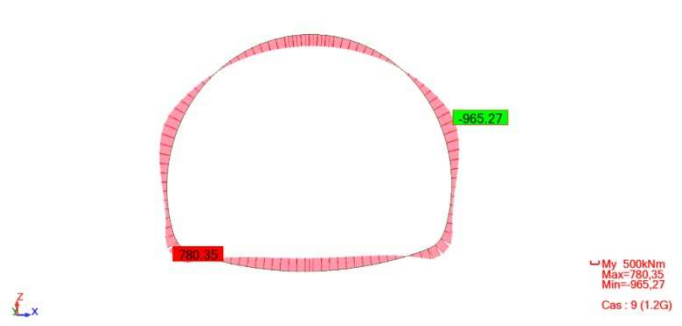


Figure D-35 Diagramme du moment fléchissant

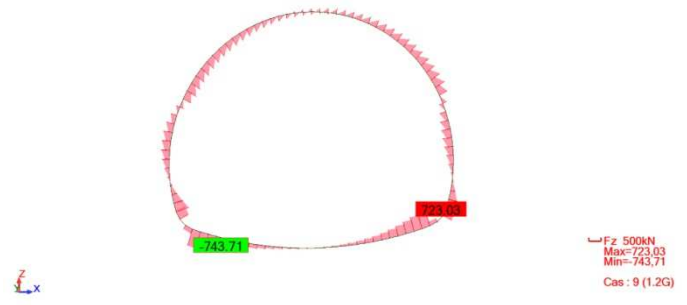


Figure D-36 Diagramme de l'effort tranchant

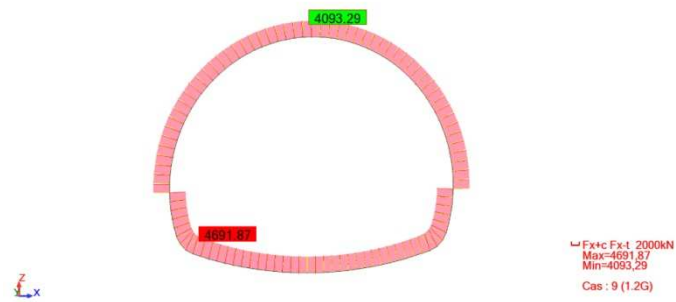


Figure D-37 Diagramme de l'effort normal

### Calcul des déformations

Le tableau suivant donne les déplacements et les rotations suivant les trois directions.

RZ [Rad]	RY [Rad]	RX [Rad]	UZ [mm]	UY [mm]	UX [mm]	
0,0	0,00	0,0	-17,86	0,0	10,73	<b>MAX</b>
1	94	1	83	1	11	<b>Nœud</b>
9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-0,00	0,0	-55,32	0,0	-11,02	<b>MIN</b>
1	71	1	33	1	55	<b>Nœud</b>
9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	<b>Cas</b>

Tableau D-17 déformations

## Calcul des efforts

MZ [kNm]	MY [kNm]	MX [kNm]	FZ [kN]	FY [kN]	FX [kN]	
0,0	780,35	0,0	723,03	0,0	4691,87	<b>MAX</b>
1	66	1	96	1	67	<b>Barre</b>
1	67	1	96	1	68	<b>Nœud</b>
9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	<b>Cas</b>
0,0	-965,27	0,0	-743,71	0,0	4093,29	<b>MIN</b>
1	12	1	68	1	33	<b>Barre</b>
1	13	1	69	1	33	<b>Nœud</b>
9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	<b>Cas</b>

Tableau D-18 Efforts internes