

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université A. Mira - Bejaia



Faculté de la technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin de cycle
En vue d'Obtention du diplôme de Master
En Génie Civil
Option: Géotechnique

Thème

**Dimensionnement du soutènement
d'un tunnel routier
Cas du tunnel sis à SIDI AICH**

Réalisé par :

- BERABEZ Amirouche.
- BOURBET Hassan.

Encadré par :

M^{me} BOUAYAD D.

Jury : M^r : SADAOUI.O

M^{me} : GUENOUNOU.K

Promotion 2014/2015.

Remerciement

On remercie tout d'abord ALLAH qui nous a donné le courage et la volonté afin de poursuivre nos études a l'université.

On remercie notre promotrice M^{me}. BOUAYAD et l'expression de notre profonde gratitude pour ses orientations, ses encouragements et son suivi au long de ce travail, également tous nos enseignants.

Nous tenons surtout à remercier beaucoup nos parents pour leurs aides précieuses durant tout le cursus.

Tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Nos remerciements s'adressent également aux enseignants qui ont accepté de juger ce modeste travail.

DEDICACES :

Je dédie ce modeste travail :

À la mémoire de ma grande mère ;

À mes parents ;

À mes Frères et Sœurs;

À mes amis (Hassan, Fares 1et 2, Nassim, Sid ali, Farid, Salim, Saber, aissa, Tarek.....) et a mes amis de la promotion géotechnique 2014/2015, mes proches et à toute personne ayant collaboré à ce travail.

A. BERABEZ

DEDICACES :

Je dédie ce modeste travail :

À la mémoire de mon cher frère ;

À mes parents ;

À mes Sœurs;

À mes amis (Amirouche, Noureddine, Najib ,hamid, Sofiane, Fares , Nassim, Sid ali, Farid, Salim, Saber, aissa, Tarek.....) et a mes amis de la promotion géotechnique 2014/2015, mes proches et à toute personne ayant collaboré à ce travail.

H.BOURBET

Sommaire

<i>Introduction Générale</i>	01
I. <u>CHAPITRE I : Généralité sur les tunnels.</u>	
1.1. Forme des tunnels.....	02
1.2. Techniques de creusements d'un tunnel.....	02
1.3. Procédés du creusement d'un tunnel	03
1.4. Types de soutènement de tunnels.....	04
1.4.1. Soutènement provisoire.	04
1.4.2. Revêtement.....	06
1.5. Méthodes de dimensionnement du soutènement.....	06
1.5.1. Méthodes empiriques et semi empiriques.....	06
1.5.2. Méthodes analytiques.....	07
1.5.3. Modélisation numérique cas (éléments finis).....	10
II. <u>CHAPITRE II : Présentation de l'ouvrage.</u>	
1. Présentation de l'ouvrage	13
2. Description de l'ouvrage	13
3. Topographie et géomorphologie	14
3.1. Reconnaitances géotechniques	15
3.2. Prospection géophysique.....	18
3.3. Catégorie du site et les effets sismique	18
3.4. Hydrologie du site (Eau superficielle et souterraines)	18
3.5. Analyse des propriétés géotechnique et géophysique des sols	19
4. Phase d'exécution	19
4.1. pré voute parapluie	19
4.2. soutènements voisinages	20
4.3. Cycle de creusement	20
5. Choix du soutènement	22
III. <u>CHAPITRE III : Pré dimensionnement des éléments de soutènement.</u>	
1. Méthode de TERZAGHI.....	23
2. Méthode de LAUFFER.....	24
2.1. Principe.....	24
2.2. L'indic RQD (Rock Quality Designation)	25
3. Méthode de BIENIAWSKI.....	25
4. Méthode de N. BARTON.....	27
4.1. Principe.....	27
4.2. Calcul de l'indice de qualité.....	27
4.3. Détermination du mode de soutènement.....	28
5. Les recommandations de L'AFTES.....	29

Sommaire

IV. CHAPITRE IV : Calcul des charges et des sollicitations.

1.	Calcul des charges.....	32
1.1.	Systèmes de surcharges.....	32
1.2.	Théorie de BIERBAUMER.....	34
1.3.	Théorie des poids des terres.....	35
1.4.	Théorie de TERZAGHI.....	35
1.5.	Interprétation des resultats	35
2.	Calcul des réactions aux appuis.....	36
2.1.	Ecriture de l'équation de l'arc.....	37
2.2.	Calcul des efforts internes.....	38
2.3.	La superposition (combinaison).....	42

V. CHAPITRE V : Dimensionnement du soutènement.

1.	Soutènement par cintre métallique et béton projeté.....	45
1.1.	Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et le béton projeté	45
1.1.1.	Rigidité du cintre métallique.....	45
1.1.2.	Rigidité du béton projeté.....	46
2.	Vérification des contraintes.....	47
2.1.	Cintre métallique.....	47
2.2.	Béton projeté.....	48
3.	Vérification de l'assemblage des différents éléments du cintre.....	50
3.1.	Soudure.....	50
3.2.	Boulons.....	51
3.3.	Platine.....	53

VI. CHAPITRE VI : Dimensionnement approché avec la méthode convergence-confinement.

1.	Hypothèses de calcul.....	55
2.	Courbe de convergence.....	55
3.	Courbe de confinement.....	57
4.	Avantages et extension possible de la méthode.....	58
5.	Soutènements.....	58
5.1.	Coque en béton.....	58
5.2.	Cintres métalliques.....	59
5.3.	Les boulons radiaux.....	59

Sommaire

VII. CHAPITRE VII : Modélisation avec la méthode EF modèle (plaxis)

1.1. Présentation de modèle.....	62
1.2. Sous-programmes de Plaxis.....	62
2. Modèles de comportement de sol	62
2.1. Modèle de Mohr-Coulomb.....	63
3. Modélisation d'un tunnel avec $\sum M_{stage} < 1$	63
4. Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage.....	64
5. Simulation du béton projeté et des cintres	65
6. Modèle utilisé pour la simulation du tunnel.	67
7. Calcul d'interaction.....	68
7.1. Conditions initiales et hydrauliques	68
8. Phase de calcul.....	69
9. Validation de modèle pour le contrôle des résultats	69
10. Observations faites pendant les travaux.....	70
11. Résultats obtenus pour le modèle de référence.....	72

<i>Conclusion Générale</i>	77
----------------------------------	----

-Références Bibliographique

Annexe

Liste des Figures

Figure I-1 creusement par Sections divisées.....04

Figure I-2 creusement par demi-section 2D.....04

Figure I-3 Détail Boulons d’ancrage.05

Figure I-4 Champ de contraintes cas élastique.....08

Figure I-5 Déformation du profil longitudinal de la galerie.....08

Figure I-6 Cuvette de tassement.....10

Figure I-7 Maillages numériques 2D en déformations planes (a) et axisymétrique (b).....12

Figure II.1 Plan synoptique de projet.....13

Figure II-2 forme de tunnel.....13

Figure II-3- Image prise par satellite sur le site (coté nord) sis à Sidi Aich.....14

Figure II-4.a marne totalement altérée.16

Figure II-4.b marne intensément altérée.16

Figure II-4.c marne faiblement altérée.16

Figure II-4.d Argile peu plastique.16

Figure II-5 Coupe géologique du site.16

Figure II-6 Localisation des sondages.....17

Figure-II-7 la pré voute parapluie.....20

Figure-II-8- Soutènement voisinage..20

Figure-II-9- Excavation mécanique par la méthode CRD.....21

Figure-II-10- Exemple d’un Soutènement composé de cintre et béton projeté avec treille soudé.22

Figure III-1 zone décomprimée au dessus d’une cavité (d’après TERZAGHI).24

Figure III-2 Type de soutènement en fonction de RQD. Et de la portée du tunnel (D’après LAUFFER).25

Figure III-3. Classification de N.BARTON Relation entre Q, De et les catégories de soutènement.29

Figure IV-1: répartition des charges autour d’une cavité.33

Figure IV-2: voûte assimilée à un arc bi encasté.36

Figure IV-3: variation de α en fonction de θ37

Figure IV-4: arc sous charge verticale P_V38

Figure IV-5: détermination des efforts internes sous charge verticale P_V39

Figure IV-6: arc sous charge horizontale P_H40

Figure IV-7: détermination des efforts internes sous charge horizontale P_H40

Figure IV-8: diagramme des efforts tranchant $Tc1$	42
Figure IV-9: diagramme des moments fléchissant $Mc1$	43
Figure IV-10: diagramme des efforts normaux $Nc1$	43
Figure IV-11: diagramme des moments fléchissant $Mc2$	43
Figure IV-12: diagramme des efforts normaux $Nc2$	44
Figure IV-13: diagramme des efforts tranchant $Tc1$	44
Figure V-1 : le soutènement avec cintre et béton projeté.	45
Figure V-2 : Dimensions et d'assemblage par soudure d'un cintre métallique.	50
Figure V-3. Dimension de cintre.	51
Figure V-4 : Dimensions et assemblage d'un cintre métallique avec la platine.	53
Figure VI-1: principe du taux de déconfinement (d'après Panet 1995).	56
Figure VI-2 : Courbe convergence-confinement, point d'équilibre.....	58
Figure VI-3 : Assemblage des diagrammes de convergence et confinement.	61
Figure VII.1. Représentation schématique de la méthode b pour l'analyse de tunnels NATM.....	64
Figure VII.2- Simulation du béton projeté et des cintres.....	66
Figure VII.3 : Modèle utilisé pour la simulation du tunnel.....	67
Figure VII.4 : Génération du maillage.....	67
Figure VII.5- Information sur le maillage.....	68
Figure VII.6 : Pressions interstitielles –phase initiale-.	68
Figure VII.7 : Contraintes effectives - phase initiale.....	69
Figure VII-8. Etape de creusement et points d'observation.....	70
Figure VII-9. Convergence mesurée après creusement de la partie 1.....	71
Figure VII-10. Convergence horizontal mesurée après creusement de la partie 3.....	71
Figure VII- 11. Déplacement provoqué après creusement de la première partie.....	72
Figure VII-12. Déplacement vertical en clé de voûte (1).	73
Figure VII-13. Déplacement total provoqué après creusement les deux partie supérieure (calotte).....	74
Figure VII-14. Le diagramme de déplacement au niveau de la coupe A-A'	74
Figure VII-15. Déplacement horizontal au niveau du piedroit (2).....	75

Liste des Tableaux

Tableau : II-1. Les essais in-situ.....	15
Tableau : II-2- Résultats de l’analyse géotechnique	19
Tableau : III-1. caractéristiques géotechnique des deux tronçons.....	23
Tableau : III-3 classification de la roche solen la résistance a la compression.....	30
Tableau III-3 : Montre un exemple de l’analyse de l’emploi de différents soutènements en fonction de ces catégories d’après l’AFTES (group de travail N°7).....	30
Tableau : IV-1 caractéristiques géotechnique des deux tronçons.....	32
Tableau IV-2. Résultats des charges.....	34
Tableau : IV-3. Résultats des charges avec la méthode de BIERBAUMER.....	34
Tableau : IV-4. Résultats des charges avec la méthode des poids des terres.....	35
Tableau : IV-5. Charges conclus.....	36
Tableau : IV-6. Réactions des appuis.....	37
Tableau : IV-7. Résultats de $X(\theta)$ et $Y(\theta)$	38
Tableau III-8. Résultats de M, T et N sous charges verticales.....	40
Tableau IV-9. Résultats de M, T et N sous charges horizontales.....	41
Tableau IV-10. Résultats de M, T et N combinées.....	42
Tableau VI-1. Caractéristiques géotechnique de sol.	59
Tableau VII.1. Caractéristiques géotechnique de sol.	65
Tableau VII.2. Caractéristiques des éléments de soutènement.	66
Tableau VII. 3. Caractéristiques de soutènement.	66
Tableau VII-4. Déplacement maximum admissible en clef de voute: d’après C. louis, cité par bouvard-lecoanet et al. (1988).	70

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale :

Lors de la réalisation des routes, diverses entraves peuvent être rencontrés tels que les oueds, les rivières, les montagnes... qui ne peuvent pas être facilement franchis. Pour pouvoir maîtriser ces différents problèmes, l'ingénieur fait recours à l'étude de diverses solutions telles que les ponts, les viaducs..., et le creusement de tunnels qui sera l'objet de notre recherche.

Les tunnels sont connus depuis le XIX^{ème} siècle comme étant des ouvrages souterrains importants, en général ils permettent de raccourcir un itinéraire, et d'éviter un col (tunnel sous une montagne) ou d'éviter un long détour (tunnel sous un plan d'eau). C'est aussi l'encombrement du sol et la difficulté de restructurer l'urbanisme existant dans les agglomérations urbaines qui poussent à l'utilisation du sous-sol, aussi la construction d'un tunnel peut être réalisée pour limiter les nuisances du trafic (notamment en ville ou pour les villages en bordure d'autoroute).

Les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la lithologie, la méthode d'excavation. Notre contribution dans ce domaine du génie civil, particulièrement de la géotechnique se porte sur l'étude et le calcul d'un tunnel routier; servant d'éviter une déviation sur une montagne, sis à SIDI AICH dans la wilaya de Bejaia.

Les travaux de réalisation sont en phase primaire (10%) exécutés par une entreprise chinoise (CRCC).

L'objet de notre travail est focalisé sur l'étude et calcul de soutènement d'une partie du tunnel. Nous aborderons successivement: des généralités sur les tunnels (chapitre 1), présentation de l'ouvrage (chapitre 2), et le pré dimensionnement du soutènement (chapitre 3). Le calcul des charges et des sollicitations, ainsi que le dimensionnement feront l'objet des (chapitre 4 à 6). On termine avec la modélisation par élément fini en utilisant le logiciel (**PLAXIS 2D**) qui sera présenté dans le (chapitre 7).

CHAPITRE I
Généralités sur les tunnels

Introduction

Depuis une trentaine d'années, de nouvelles méthodes de construction ont été introduites sur les chantiers, elles permettent de réaliser des ouvrages dans des terrains meubles et aquifères sans occasionner de dégâts importants en surface du sol. La simulation d'un ouvrage souterrain est liée étroitement à la méthode d'excavation et la réponse du massif, la connaissance de ces techniques de construction est importante pour arriver à des méthodes de dimensionnement optimales.

1.1. Forme des tunnels

Selon le but assigné au tunnel, la lithologie du terrain encaissant il existe:

- Tunnels sous forme circulaire.
- Tunnels sous forme de fer à cheval.
- Tunnels sous forme elliptique.
- Tunnels sous forme rectangulaire ou carrée.

1.2. Techniques de creusement d'un tunnel

En ingénierie il existe plusieurs méthodes de creusement de tunnel, le choix de la méthode dépend de certains paramètres, nature de sol ou de roche, la géométrie de tunnel, l'environnement, le niveau de la nappe phréatique....,

1.2.1. Creusement à l'explosif

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches dures 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 :

Par le biais de la foreuse (jumbo) il est effectué le forage des trous d'une volée. Le nombre de trous d'une volée diffère selon les caractéristiques du rocher. La longueur de ces trous est comprise entre 1,5 m et 5 m, selon la qualité du terrain, et la répartition des trous est établie précisément selon un plan d'exécution de forage (une maille approximative de 1 m x 1 m). L'explosif employé sur chantier est fabriqué sur place (en tunnel), ensuite, le chargement peut commencer. Le marinage (évacuation des terres) doit être fait juste après le tirage.

Après chaque tir, certains blocs de roches sur le front, en voûte et pied droit sont instables. La purge permet de détacher ces blocs à l'aide d'un marteau brise roche ou d'une fraise installés sur le bras d'une pelle mécanique. La séquence de détonation suit un plan établi qui permet de limiter au maximum la quantité d'explosif qui explose en même temps.

1.2.2. Excavation avec des machines à attaque globale.

Afin de faire face aux contraintes liées au creusement des tunnels, notamment réduire les tassements en surface, assurer la stabilité du front de taille ou encore réduire la durée de gêne occasionnée aux riverains, les ingénieurs de projets choisissent de plus en plus souvent le recours à des machines à attaque globale ce qu'on appelle un tunnelier (ou bouclier)..Dans les sols pulvérulents ou fins on utilisera un tunnelier équipé de dents, ces dernières faisant office de couteaux entraînant le sol. Le front sera fermé et dit à

pression de terre si l'unique confinement est issu de la compression des déblais sur le front de taille par la machine. [1]

1.2.3. Excavation avec des machines à attaque ponctuelle

Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi de machines à attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient "gratter" et abattre le terrain du front. Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Elles sont en général montées sur un châssis automoteur à chenilles, il supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne. [2]

1.2.4. Creusement dans les terrains meubles

Le creusement du tunnel fait à l'aide de la pelle hydraulique. La brise roche et l'explosif ne sont pas utilisés lors du creusement du sol meuble. La paroi du tunnel doit être immédiatement soutenue après le creusement (le cas de notre projet). Le tunnel sera creusé en deux étapes principales. Premièrement, la partie supérieure (la calotte) est creusée en première, après la partie inférieure (le stross). On utilise aussi des machines à attaque globale 'bouclier' comme :

- **Boucliers à bentonite.**
- **Boucliers à pression de boue.**
- **Bouclier à pression de terre.**

1.3. Procédés du creusement

- **Creusement en pleine section :** Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue pour les explosifs, ou pour les tunnels creusés dans des sols meubles avec des boucliers.
- **Creusement par demi section supérieure :** Elle 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 mètres. Pour deuxième phase, et après achèvement de la demi section supérieure on procède à l'excavation de la demi section inférieure ; après chaque phase d'avancement une mise en place du soutènement est effectuée
- **Creusement en sections divisées :** Cette méthode consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser. Avec cette technique chaque phase des travaux comprend l'excavation des terrains en sections réduites. Par la même, la stabilité des sections creusées est plus facile à maîtriser avec la limitation de la décompression des sections sus-jacentes.

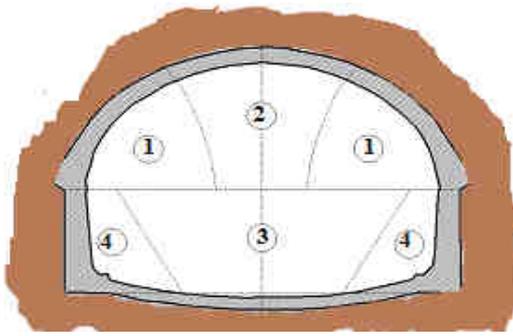


Fig I-1 Creusement par Section divisée.

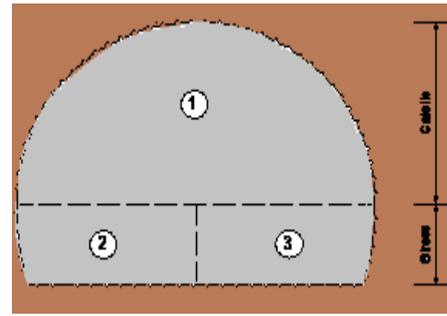


Fig I-2 Creusement par demi-section.

1.4. Types de soutènement de tunnels

1.4.1. Soutènement provisoire

1.4.1.1. Voûte parapluie

La réalisation d'un tunnel en terrain meuble requiert souvent la mise en place d'une voûte parapluie pour assurer, en présence d'une faible couverture, la maîtrise des tassements de surface. Le procédé consiste en la mise, en place, préalablement au creusement de l'ouvrage, d'une pré-voûte située immédiatement au contact de son extrados futur. Cette dernière, constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée, a pour objectifs d'assurer la stabilité de la travée en cours d'excavation et même de remplacer le soutènement provisoire, d'améliorer la stabilité du front par réduction des contraintes agissant en avant de celui-ci et de limiter les tassements.

1.4.1.2. Soutènement par cintres

a) Cintre réticulé

Dans certaines circonstances, notamment pour les mauvais terrains, les grandes sections et les sections divisées, il peut s'avérer nécessaire de renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures beaucoup plus résistantes qu'un simple treillis soudé. Le cintre réticulé est constitué de 3 aciers HA reliés entre eux par des aciers de plus faible section constituant une "réticulation" et facilement cintrables à la forme de l'excavation.

Une fois placés contre le terrain, ces cintres réticulés sont recouverts de béton projeté pour former une coque solidaire. Les cintres réticulés présentent les deux avantages de facilité de mise en œuvre et de très bonne compatibilité avec le béton projeté. Ils sont déconseillés lorsque des fortes sollicitations sont prévisibles avant que le béton projeté puisse remplir son rôle. [3]

b) Cintres lourds et blindage

Pour les terrains poussant (de mauvaise qualité), ou lorsqu'on traverse une zone plus difficile que prévue, les soutènements "classiques" présentés ci-avant, utilisant pleinement les propriétés de déformabilité du rocher trouvent leurs limites. On choisit alors des techniques de soutènements lourds plus rigides, qui se déforment moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charges. Ces soutènements sont toujours constitués de profils normalisés cintrés suivant le rayon de courbure du tunnel. Ces cintres sont assemblés près du front puis placés contre la paroi au moyen d'un érecteur (pelle équipée spécialement pour cet usage). [4]

c) Cintres coulissants

Lorsque les efforts qui transitent dans le soutènement sont trop importants dans des terrains de faible tenue on a recours à une technologie de cintres métalliques. Plutôt que de réaliser un cintre monolithique (constitué d'un assemblage encastré et rigide de plusieurs morceaux de cintre), il est possible d'assembler entre eux plusieurs éléments qui coulisent les uns dans les autres. Par ce biais, lorsque les efforts de chargement dépassent un certain seuil – le seuil de coulissement – les morceaux glissent les uns sur les autres par frottement. Pour augmenter l'efficacité de ce principe et faciliter le coulissement, ces cintres ont un profil spécial en forme de "v". [5]

1.4.1.3. Béton projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NATM).

Le béton projeté est mis en œuvre au niveau de la partie avancée où le cintre réticulé et le treillis soudé est mis en place conformément aux plans d'exécution. Au niveau de la partie avancée qui est prêt à recevoir du béton projeté, il ne doit exister aucun élément pointus gênant ou dépassant le gabarit du béton projeté. Après la vérification de la ligne interne et externe du béton projeté, il est procédé à l'application de béton projeté par plusieurs couches successives de 5 à 10 cm d'épaisseur. [6]

1.4.1.4. Boulon d'ancrage

La technique du boulonnage consiste à ancrer à l'intérieur du terrain une barre de matériau résistant qui apporte une résistance à la traction et, en confinant le matériau du terrain, permet de tirer profit des caractéristiques résistantes propres des terrains de manière à assurer ainsi leur soutènement.

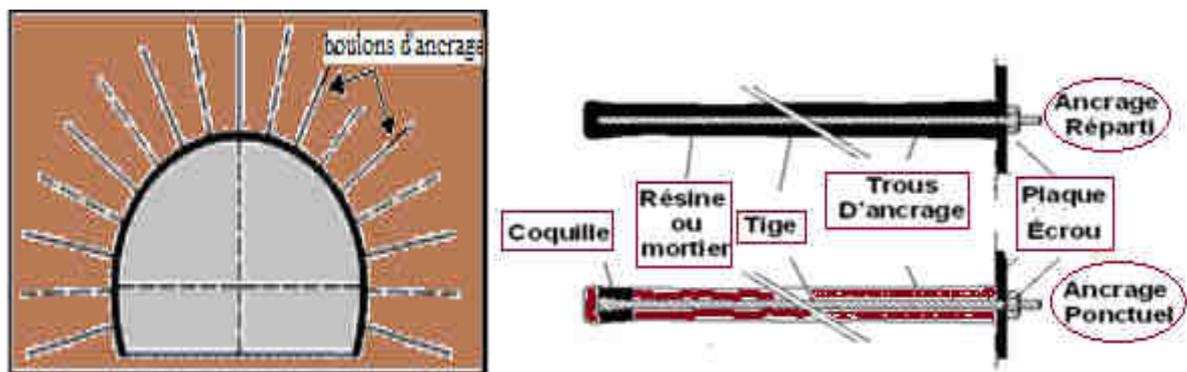


Fig I-3 Détail Boulons d'ancrage.

Lors du creusement de tunnel, afin d'éviter le détachement des blocs et la chute sous l'effet de la gravité, le système de boulonnage est utilisé. Ce dernier assure un rôle porteur à condition qu'il soit ancré assez profondément dans la partie saine ou non fracturée. La tige est sollicitée à l'arrachement mais aussi en cisaillement selon la disposition des blocs et l'orientation des tiges. Les boulons doivent dépasser largement dans le terrain sain pour assurer un ancrage suffisant (un mètre minimum). [7]

1.4.2. Revêtement

1.4.2.1. Etanchéité

Pour assurer la pérennité des tunnels, la mise en place du complexe d'étanchéité ainsi qu'un réseau de drainage des eaux s'infiltrant à travers la roche s'avère indispensable. Le complexe d'étanchéité se compose de deux membranes ; Le géotextile et Le géo membrane.

La mise en place du complexe nécessite le surfacage des parois intrados avec un béton projeté est entrepris pour éliminer tout matériau pouvant causer des dégâts au complexe d'étanchéité. Le réseau de captage se compose de différents tuyaux en PVC, selon l'hydrologie du site, afin d'assurer le drainage des eaux le long des parois intrados des tunnels.

1.4.2.2. Bétonnage de la voûte

Les coffrages mobiles pour le béton de voûte ont des valeurs de déformation basse grâce à leurs structures rigides. Les coffrages qui peuvent résister à la pression de béton de 15 t/m à cause de la pompe de béton dans les tunnels, peuvent aussi être utilisés avec sécurité pendant des mises en place très rapides.

Les coffrages de tunnel peuvent être utilisés au béton du radier sans ancrages et dans ce cas les valeurs de déformation restent entre des limites acceptables. Les coffrages de voûte mobiles, ouverture fermeture avec un système complètement hydraulique, diminuent les coûts avec leur main d'œuvre à bas prix et son utilisation sans problème. Le bétonnage de la voûte du tunnel sera fait par le coffrage en acier qui est construit conformément à la longueur et à la géométrie de l'anneau à bétonner indiqué dans le plan.

1.5. Méthodes de dimensionnement du soutènement

1.5.1. Méthodes empiriques et semi empiriques

Le pré dimensionnement du soutènement d'un tunnel est le choix des éléments de soutènement et leurs dimensions avant la vérification des contraintes, à cet effet il existe de nombreuses méthodes appelées méthodes empiriques et semi-empiriques; celles-ci se basent sur différents paramètres géotechniques, ainsi c'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence entre une méthode et une autre.

Ces méthodes basées sur des mécanismes de rupture bien identifiés du terrain et/ou du soutènement. Elles consistent à déterminer dans un premier temps le chargement appliqué à la structure, puis à analyser la stabilité de l'ouvrage soumis à ce chargement extérieur, indépendamment de toute interaction du terrain.

[7]

Actuellement, les méthodes empiriques et semi-empiriques les plus utilisées sont :

- *Méthode de TERZAGHI,*
- *Méthode de PROTODIACONOV,*
- *Méthode de LAUFFER,*
- *Méthode de BIENIAWSKI,*
- *Méthode de N. BARTON,*
- *Recommandations de l'AFTES.*

On présentera ces méthodes dans le 3^{ème} chapitre en détail pour le pré dimensionnement.

1.5.2. Méthodes analytiques

Les méthodes de calcul sont très nombreuses, et leur choix dépend de la nature et les dimensions de l'ouvrage ainsi que les conditions de site (couverture, qualité de la roche, procédé d'excavation...). Ces méthodes sont basées sur les solutions analytiques développées pour des tunnels en mécanique des milieux continus. Elles permettent d'obtenir rapidement des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer leur influence sur la réponse de l'ensemble terrain-soutènement. D'une façon générale ces solutions sont fondées sur les hypothèses suivantes : [8]

- cavité circulaire, revêtue ou non : l'interaction sol-structure est de type adhérence parfaite ou glissement parfait.
- massif infini ou semi-infini à surface horizontale : bidimensionnel (déformation plane) ou à symétrie de révolution ou tridimensionnel
- sol non pesant : état de contraintes initial homogène, isotrope ou anisotrope
- comportement du sol élastique linéaire ou élastique-parfaitement plastique
- étude en section courante (le front de taille est très éloigné)

Parmi les méthodes analytiques les plus utilisées on cite:

1.5.2.1. Méthode de convergence-confinement

La convergence est liée à un déplacement. Le confinement est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il constitue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de déconfinement, mais pour le terrain. Il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce déconfinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ). [9]

L'état initial est défini par l'état de contrainte isotrope. H est la hauteur de couverture et γ est le poids volumique des terrains sus-jacents. La contrainte au niveau de l'axe du tunnel :

$$\sigma_0 = \gamma.H$$

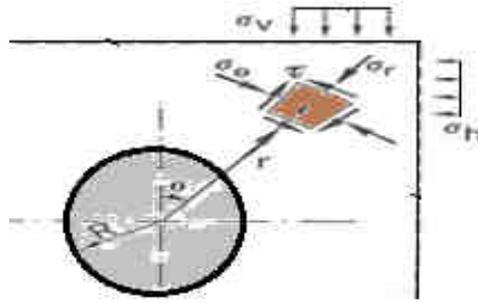
La méthode sera présentée dans le 6^{ème} chapitre en détail.

1.5.2.2. Méthode élastique linéaire (Kirsch)

Kirsch (1898) (cité par Goodman (1980)) a donné une solution analytique pour un tunnel circulaire non revêtu à grande profondeur. Le comportement du sol considéré est le comportement élastique linéaire. La galerie est assimilée à une cavité dans un milieu infini. Le champ de contraintes est défini par ses coordonnées polaires (r, θ). Pender (1980) a donné la solution la plus explicite pour un tunnel circulaire non revêtu à grande profondeur. [8]

a) Calcul théorique des contraintes autour d'un tunnel

Ce problème a été résolu pour de nombreux cas particuliers. Savin (1968) donne un aperçu de l'ensemble des solutions. Les contraintes autour d'une cavité circulaire dans une plaque infinie peuvent être calculées avec les formules de Kirsch : [10]



$$\sigma_r = \frac{\sigma_v}{2} [(1 + \lambda)(1 - \alpha^2) + (1 - 4\alpha^2 + 3\alpha^3)(1 - \lambda) \cos 2\theta]$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_v}{2} [(1 + \lambda)(1 + \alpha^2) - (1 + 3\alpha^4)(1 - \lambda) \cos 2\theta]$$

$$\tau = -\frac{\sigma_v}{2} [(1 - \lambda)(1 + 2\alpha^2 - 3\alpha^4) \sin 2\theta]$$

Où $\alpha = \frac{R}{r}$ et $\lambda = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$

Dans le cas où $\lambda=1$ (cas hydrostatique), les trajectoires des contraintes principales sont circulaires et aucune traction n'apparaît autour de la cavité. Si $\lambda < 1$.

b) Champ de contraintes

Dans le domaine élastique et dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel situé en arrière du front de taille, cette redistribution des contraintes comporte une diminution de la composante radiale (jusqu'à zéro à la paroi du tunnel non soutenu) et une augmentation de la composante orthoradiale qui constitue l'effet de voûte (Fig. I-4). Mais, lorsque la résistance n'est pas suffisante, le terrain cède, soit par rupture fragile, soit par écoulement plastique, soit par un comportement intermédiaire. [11]

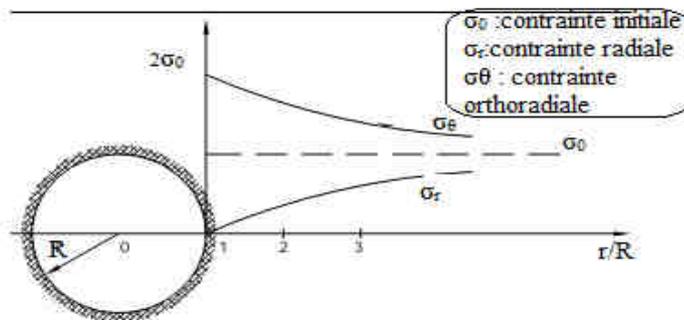


Fig I-4 Champ de contraintes cas élastique.

c) Champ de déplacements

L'allure des déplacements des parois d'une galerie non soutenue est donnée sur la figure-I-5.

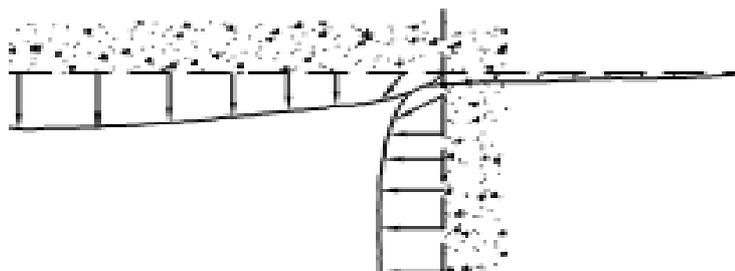


Fig I-5 Déformation du profil longitudinal de la galerie.

Dans les terrains à comportement plastique, lorsque la capacité de résistance du massif est atteinte, les déplacements deviennent très importants. Le front de taille à lui seul peut engendrer des déplacements de grande ampleur (phénomène d'extrusion du front).

Les déplacements peuvent alors se répercuter largement dans le massif, jusqu'en surface dans le cas des tunnels à faible profondeur.

1.5.2.3. Les tassements

a) Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain

Les déplacements du terrain liés au creusement : effet du front de taille, transmission des déplacements vers la surface, paramètres importants de la stabilité au creusement,

- les sources de tassement liées aux travaux, qu'il s'agisse de travaux réalisés en creusement séquentiel ou de travaux réalisés au tunnelier,

- l'évaluation des déplacements du massif : rappel des méthodes utilisables,

- les incidences des déplacements du massif sur les constructions : qualification des dommages aux constructions courantes, relation entre les mouvements du terrain, les déformations des constructions et les dommages, seuils utilisables en première analyse, cas des réseaux enterrés,

- la limitation des tassements : amélioration du comportement du terrain, améliorations en creusement par méthode séquentielle et en creusement au tunnelier,

- l'instrumentation,

- les aspects contractuels : rôle du maître d'ouvrage, du maître d'œuvre et de l'entrepreneur.

Le document ne fournit pas de recettes de calcul de tassements prévisionnels, chaque cas nécessitant une forte part d'appréciation et d'expérience, mais définit une méthodologie d'étude.

b) Estimation des tassements

Il existe un certain nombre de méthodes permettant d'estimer de manière simple les tassements à la surface du sol engendrés par le creusement d'un tunnel.

Ces méthodes reposent souvent sur une démarche comportant les étapes suivantes :

- évaluation des pertes de volume générées par le creusement du tunnel (pertes dues à l'extrusion du front de taille, à la convergence des parois, à un mauvais remplissage du vide annulaire derrière la jupe d'un tunnelier),

- évaluation de la part de ces pertes se répercutant en surface, (en cas de tunnel à faible profondeur, on fait généralement l'hypothèse d'une transmission intégrale du volume perdu en surface),

- choix de la forme de la cuvette de tassement, détermination de sa largeur à partir des caractéristiques géométriques du tunnel (dimension, profondeur) et de la nature du terrain.

L_c = demi-largeur de cuvette,

i = distance du point d'inflexion au centre de la cuvette,

S_{max} = tassement maximal,

V_c = volume de la cuvette (pour une tranche de 1 mètre)

Transversalement à l'axe du tunnel, la cuvette de tassement est généralement assez bien approximée par une courbe de Gauss :

$$S(x) = S_{max} \cdot \text{Exp}\left(\frac{x^2}{2i^2}\right)$$

Ce qui permet d'exprimer le volume de la cuvette en fonction de sa largeur et du tassement maximal au centre :

$$.V_c = \sqrt{2 \cdot \pi} S_{max} \cdot i \cong S_{max} \cdot L_c$$

(Pratiquement on peut donc considérer que la cuvette a pour demi-largeur $L_c = 2,5 i$)

De nombreux auteurs ont donné des formules empiriques permettant de déterminer i à partir de la profondeur du tunnel et des caractéristiques du terrain (recommandation AFTES).

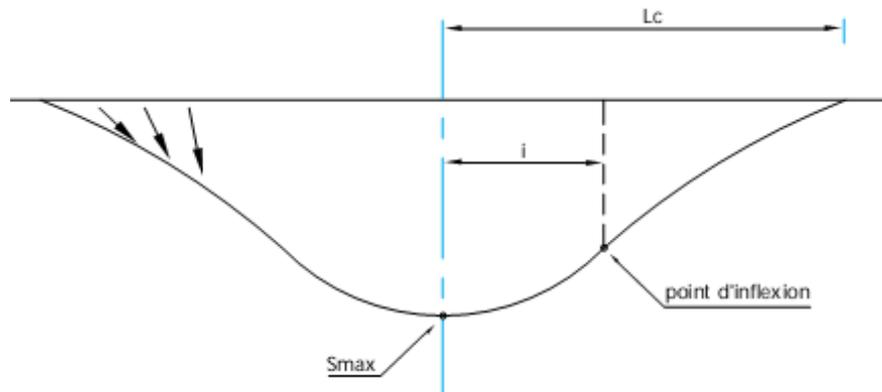


Fig I-6 Cuvette de tassement

1.5.2.4. Méthode des réactions hyperstatiques

Dans cette méthode, on étudie le comportement du soutènement sous l'action de charges extérieures. On distingue des charges dites « actives », qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (poids mort, charges et surcharges intérieures et extérieures, actions du terrain encaissant), et des charges dites « passives », qui sont des réactions hyperstatiques du terrain dépendant de sa déformation. On détermine ces réactions hyperstatiques en écrivant que les déformations du terrain auxquelles elles correspondent sont égales aux déformations du revêtement sous l'effet de l'ensemble des charges actives et passives. Les déformations du revêtement sont calculées par les méthodes classiques de la résistance des matériaux, en l'assimilant à un portique, un arc, une coque ou une structure à barres. Les déformations du terrain sont estimées à partir de la notion schématique du module de réaction, c'est-à-dire que l'on suppose que la réaction en un point est uniquement fonction de la déformation en ce point et, généralement même, lui est proportionnelle. Le coefficient k de proportionnalité dépend des caractéristiques du terrain, du rayon moyen de l'excavation (ou mieux de la surface sur laquelle agissent les charges passives) et de sa forme. [12]

C'est le module de réaction, les calculs correspondants ont donné lieu à de nombreux programmes numériques mais, dans les cas simples, une approche analytique est possible.

1.5.3. Modélisation numérique (éléments finis)

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux (RDM), l'ingénieur a recours aux méthodes numériques qui permettent le calcul de structures complexes. En ce qui concerne les ouvrages

souterrains, divers paramètres peuvent être pris en compte, comme par exemple la profondeur, la géométrie de l'ouvrage, le phasage de l'excavation, l'hétérogénéité du massif et le comportement non linéaire du terrain et du soutènement. Evidemment, un calcul analytique ne peut aboutir dans ces cas, et c'est là tout l'intérêt du calcul numérique car il repose sur un traitement des équations de base de la mécanique. Celui-ci a connu un développement considérable depuis les années soixante grâce au développement des outils informatiques. Les codes de calculs numériques en génie civil reposent essentiellement sur les méthodes d'éléments finis, de différences finis, d'éléments distincts ou d'éléments de frontière. Cependant, la plus utilisée reste la méthode des éléments finis qui sera expliquée par la suite.

1.5.3.1. Concepts de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique. [13]

1.5.3.2. Modèle 2D :

a) Modèle 2D en déformations planes.

Les calculs en déformations planes, dans le profil en travers d'une section de tunnel, représentent 98% des calculs numériques réellement effectués en bureau d'étude. Ils utilisent les concepts de pressions fictives et de déconfinement élaborés pour la méthode convergence-confinement.

Ils apportent d'ailleurs de nombreux avantages par rapport à cette dernière : section quelconque, état de contrainte anisotrope, calculs en sections divisées (Fig. I-7. (a)). Le calcul se réalise par phases successives, à des états de déconfinement progressifs :

1. Massif de roche ou de sol continu sans tunnel. On applique la gravité, et on définit ainsi notre "état initial"
2. Creusement simulé par l'annulation de la rigidité des éléments dans le tunnel, et par l'application d'une pression de déconfinement — appelée force d'excavation — sur la paroi, directement opposée aux contraintes initiales qui agissaient sur ces éléments. Déconfinement jusqu'à la pose du soutènement ($\lambda = \lambda_p$).
3. Mise en place du soutènement à λ_p . Application de la force de déconfinement restante et équilibre du massif avec le soutènement.
4. Effets différés sur le revêtement (viscosité ou rétablissement d'une charge hydrostatique par exemple).

Dans le cas d'un creusement par demi-sections, il faut répéter le processus pour chaque phase de creusement. La difficulté supplémentaire est alors de déterminer λ pour chaque phase. [14]

b) Modèle 2D axisymétrique

Les modèles axisymétriques représentent le tunnel selon son axe longitudinal. Les hypothèses d'axisymétrie sont celles de la méthode convergence-confinement : section circulaire, matériau isotrope, état de contrainte isotrope. Mais ils ont le gros avantage de pouvoir étudier l'état mécanique du terrain autour du front de taille. C'est par cette modélisation que l'on approche la fameuse loi d'évolution du coefficient λ (Fig. I-7. (b)).

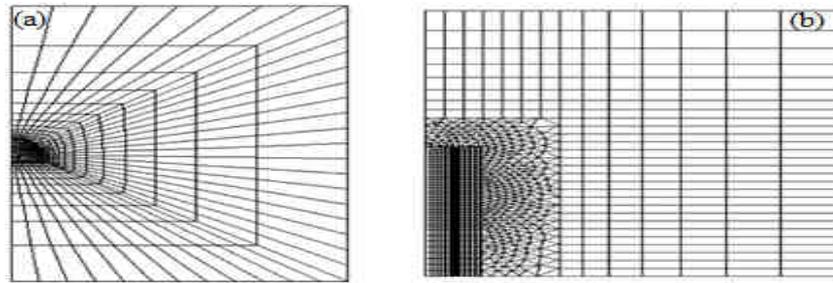


Fig I-7- Maillages numériques 2D en déformations planes (a) et axisymétrique (b).

Les outils numériques permettent donc, notamment, de traiter les problèmes de tunnels en modèle tridimensionnel. Ce type d'analyse permet, en effet, de s'affranchir des limitations imposées par les modèles bidimensionnels tels la modélisation de la proximité du front de taille dans le cas de la déformation plane ou la géométrie de l'ouvrage dans le cas axisymétrique. De plus, seul un calcul 3D permet de déterminer les contraintes et les déformations de manière réaliste dans le massif et dans le soutènement. En dépit de ses avantages, le modèle numérique 3D est peu utilisé dans les calculs de dimensionnement des tunnels car il présente également de nombreux inconvénients, dont :

- grande consommation des calculs en temps machine et en espace mémoire.
- complexité du maillage et de la modélisation du phasage d'excavation.
- difficulté d'exploitation des résultats.

Pour simplifier les calculs, si un problème tridimensionnel vérifie les conditions d'axisymétrie, c'est-à-dire essentiellement si le tunnel est circulaire et le massif isotrope et homogène, alors il peut être traité numériquement en modèle 2D axisymétrique. Ceci est possible même si le champ de contrainte initiale n'est pas isotrope. [15]

CHAPITRE-II

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Introduction :

Dans ce chapitre on fait une présentation de l'ouvrage en détail, on commence par la description du tunnel (situation et dimensions) puis les reconnaissances géologique et géotechnique effectuées et on termine avec les phases d'excavation.

1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage concerné par notre étude est un tunnel routier assez profond d'une longueur de 1690m qui fait partie de la pénétrante qui relie le port de Bejaia et l'autoroute est-ouest. Il est situé au sud de la commune de SIDI AICH dans la wilaya de BEJAIA, il est adopté la variante d'étude du tunnel en deux tubes parallèles distant de 30m. Le plan synoptique de projet est présenté sur la **Figure II.1**.



Figure II.1 Plan synoptique de la pénétrante.

Notre étude s'intéresse au tronçon situé dans la montagne de MAALA. (tête nord du tunnel)

2. Description de l'ouvrage

- **forme de tunnel**

Selon le but assigné au tunnel et la nature du terrain encaissant, notre ouvrage est de la forme fer à cheval, presque circulaire comme définie sur la figure II-2.

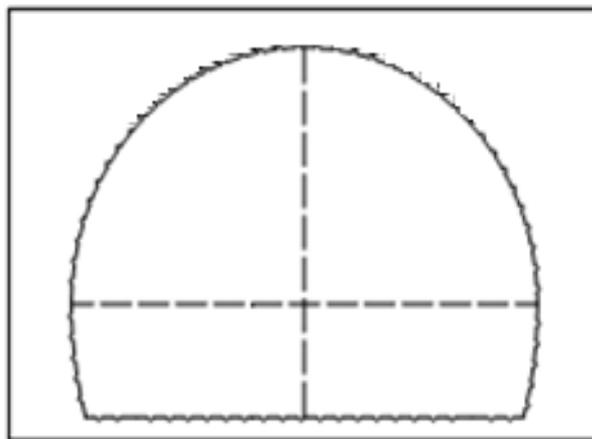


Figure II-2- Section de tunnel.

- **Dimensions du tunnel**

- longueur : 1690 m
- largeur : 16 m
- hauteur : 13 m
- surface de la section du tunnel : environ 150 m².
- profondeur de l'axe du tunnel : varie entre 10m a l'entrée du tunnel du coté nord jusqu'a 120m.

- **Méthode de creusement**

Puisqu'on est dans un terrain meuble, l'attaque à l'explosif ne convient pas vu que l'ouvrage est situé dans une montagne et la présence de l'habitation au dessus de tunnel, donc le creusement se fait à l'aide d'une machine à attaque ponctuelle et des pelles hydrauliques en section divisée.

3. Topographie et géomorphologie

Le projet se situe dans une zone de pente raide, et traverse les montagnes au nord de MAALA, il s'agit de la géomorphologie colline, et le terrain n'est pas plat, l'écartement relatif est de 200m environ. La pente naturel est de 20° environ, la côte la plus bas est de 166.5m, celle du point le plus haut est de 198.5m.



Fig II-3- Image prise par satellite sur le site (coté nord) sis à Sidi Aich.

Les sondages et la prospection géophysique montrent que le site est formé de 4 couches (figure II-5)

- La couche 1 est l'argile peu plastique, brunâtre et rougeâtre, inhomogène, avec des graviers anguleux, raide ~ dur, de module de déformation $E_d=100\text{MPa}$, l'épaisseur de la couche varie entre de 2.1-5.0m.

- La couche 2 est la marne altérée complète, jaune-brune, fortement concassée, l'altération est présentée par la forme de sol avec des cailloux, roche molle, s'amollit facilement à l'eau. $E_d=540\text{MPa}$, l'épaisseur est de 21.0-29.6m.
- La couche 3 est la marne intensément altérée, livide, fortement concassée, le carottage est présenté par la forme de gravier anguleux avec des cailloux, roche molle, il s'amollit facilement à l'eau. $E_d=790\text{MPa}$.
- La couche 4 est la marne faiblement altérée grise foncée, formation argilacée, structure stratifiée, la composition principale est en minéraux argileux et calcite, remplissage visible des veines de calcites, diaclases et fissures développées, fragmentation grave par excavation mécanique, carotte en forme fragmentaire et de cylindre court, roche molle. $E_d=2000\text{ Mpa}$

3.1. Reconnaissances géotechniques

L'investigation géotechnique qui a été faite consiste en 4 sondages carottés, un puit de prospection, un sondage pressiométrique et une prospection géophysique. Les essais physiques et mécaniques au laboratoire ont été réalisés sur les échantillons issus des sondages carottés. La localisation des sondages, les profondeurs et le nombre d'essais réalisés sont indiqués dans le Tableau II-1.

Tableau II-1: Type et nombre d'essais réalisés [16]

Sondage in situ	No sondage	PK et distance	Catégorie de sondage	Coordonnées		Altitude (m)	Profondeur de sondage (m)
				N(m)	E(m)		
	SO-42-1	LK40+160G75m	S	5042482.31	652106.19	210.26	35.0
	SO-42	LK40+145G8m	S	4052522.27	652051.52	183.37	35.0
	SO-38	LK40+135D8m	S	4052548.03	652017.49	170.82	35.0
	TSO-1	LK40+160G24.5m	P	4052502.25	652059.10	193.0	7.0
	TSO-2	PK40+200G15.2m	S	4052488.42	652008.22	197.0	38.1
	PTSO-1	PK40+170D5m	PS	4052524.00	652003.30	188.2	28
Essai au laboratoire	Type d'essai		Nombre (groupe)				
	Identification physique.		21				
	Essais mécanique.		9				
	Essais matériels		1				
Avec : (S : sondage ; PS :pressiométrique ; P :puits ; G gauche, D : droite).							

Voici quelques photos du carottage des sondages :



Figure II-4.a Marne totalement altérée. [16]



Figure II-4.b Marne intensément altérée. [16]



Figure II-4.c Marne faiblement altérée. [16]



Figure II-4.d Argile peu plastique. [16]

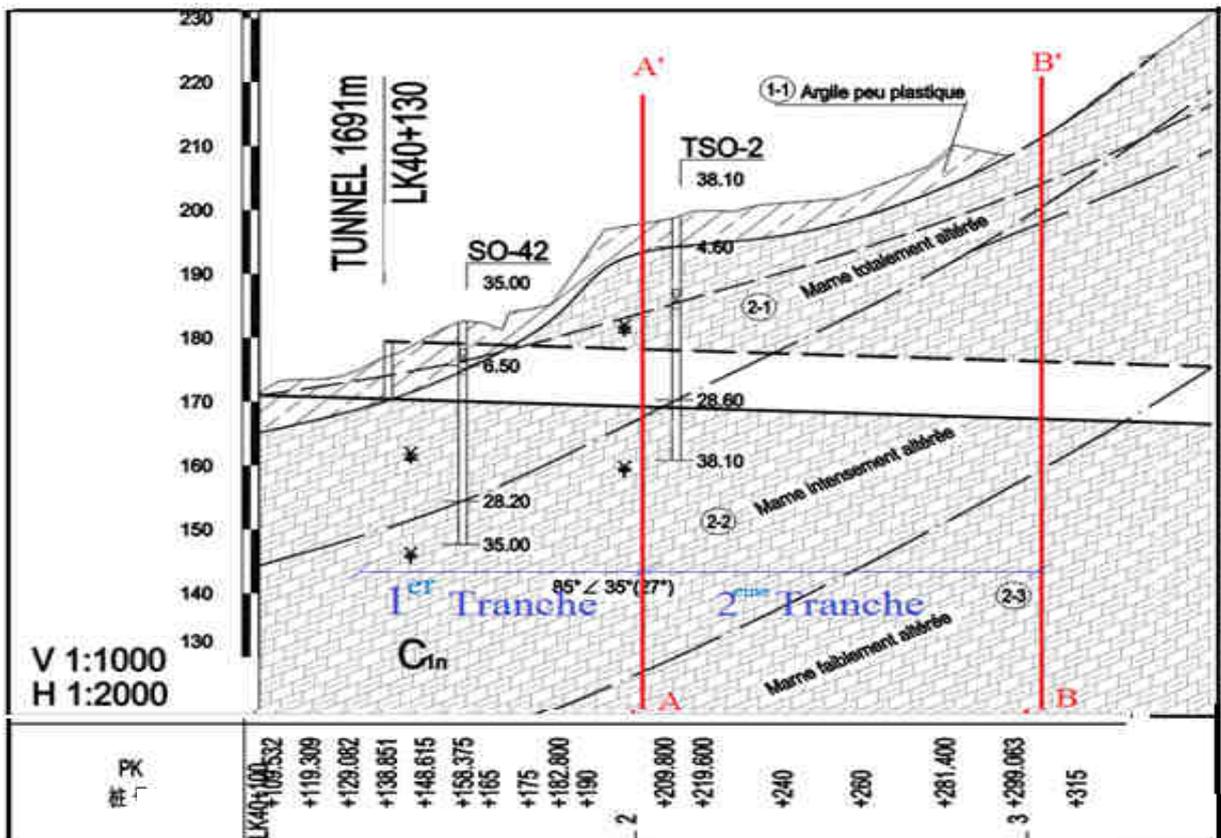


Figure II-5- Coupe géologique du site. [16]

La figure suivante montre les sondages réalisés sur des différents endroits le long du tracé du tunnel.

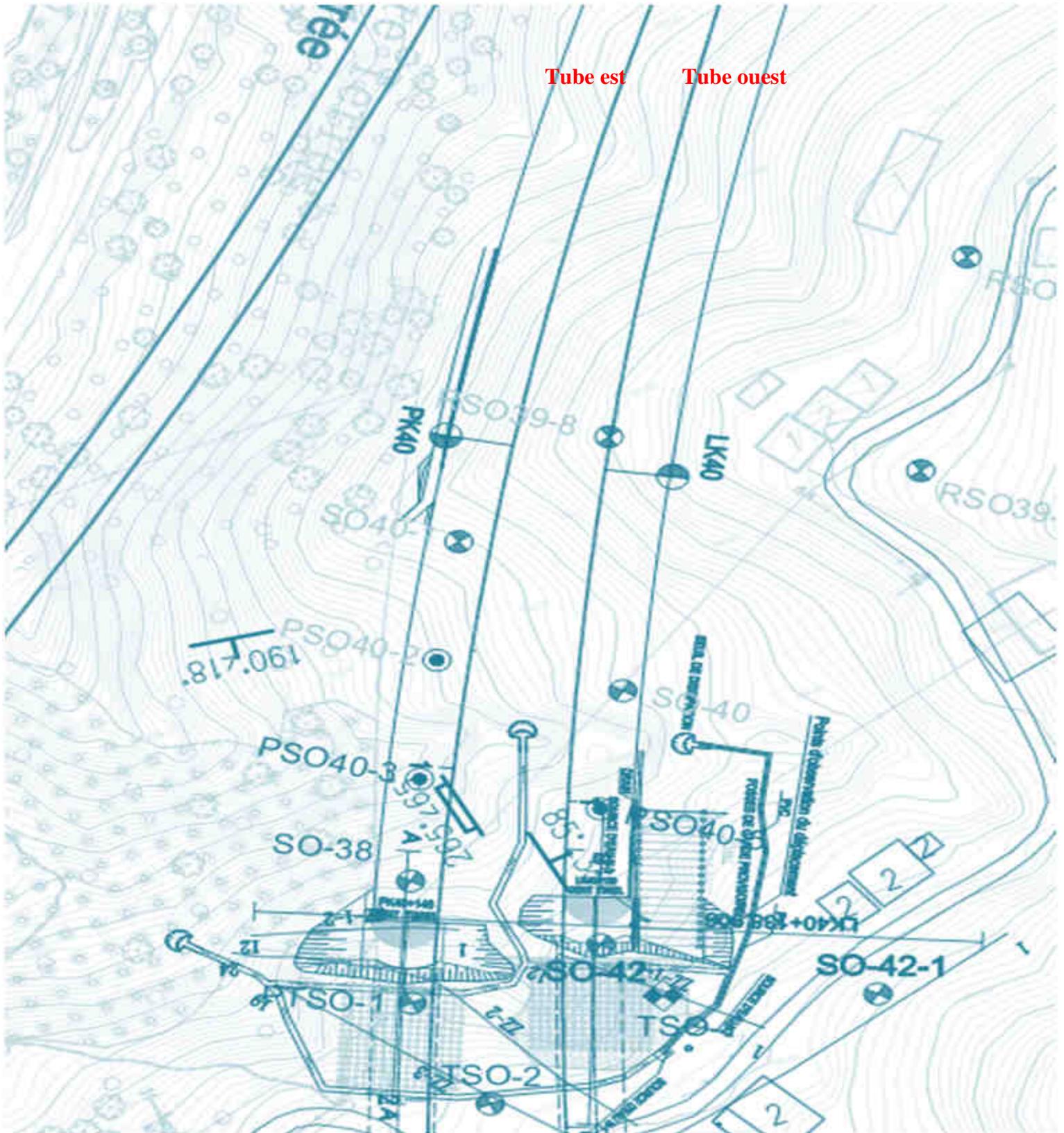


Figure II-6. Localisation des sondages. [16]

3.2. Prospection géophysique

La prospection basée sur les valeurs mesurées de la résistivité apparente, la gamme de la résistivité de couche de dépôt couvrant la zone d'étude est de l'ordre de 5 à 20 ohms - mètres, et la gamme de toute la résistance complètement altérée varie de 10 à 35 ohms - mètres, celle de la marne varie entre 30 ~ 60 ohms-mètres, et la résistivité de calcaire argileux varie dans l'intervalle de 60 à 200 ohms- mètres. Selon les informations précédentes et l'analyse statistique des valeurs mesurées de la vitesse des ondes longitudinales dans la roche, la gamme de vitesse des ondes de couche sédimentaire varie de 300 ~ 1000 m/s, la gamme de vitesse d'altération complète est généralement de 1000 ~ 1800m/s, celle de la roche mère altérée et cassée par l'intempérie est généralement de 1800 ~ 2500 m/s, la vitesse d'onde du substratum délitescent est dans la gamme de plus de 2500 m/s. Il y a quelques différences entre leur résistance électrique et la vitesse d'onde, et donc la zone d'étude possède la condition de réaliser le travail d'enquête avec la méthode électrique et la chromatographie de réfraction sismologique.

3.3. Catégorie du site et les effets sismiques

Selon les dispositions techniques du **RPOA2008** (règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art), le site de projet est classée en zone **IIa (W Bejaia)**, la route selon la présente zone d'étude correspond au Groupe 1, le coefficient de l'accélération sismique pour l'étude des travaux est **A=0.25g**.

La valeur moyenne de la pression limite sur site $\bar{P}_l = 2.2\text{Mpa}$, et la valeur moyenne du module pressiométrique, $\bar{E}_M=24.7\text{Mpa}$. Donc le type de site, d'après **RPOA2008**, est site ferme (**S2**).

3.4. Hydrologie du site (Eau superficielle et souterraines)

a) Eau superficielle : La pente de la zone du projet est raide, les ravins sont développés, il n'y a pas d'eaux permanentes. Les ruissellements de pentes s'assemblent et s'évacuent de fossés branches pendant la période pluvieuse.

b) Eau souterrain : dans toutes les profondeurs atteintes dans les puits de reconnaissance il n'y a des eaux souterraines, le niveau d'eau stable est de 13.3~24m.

Les eaux souterraines du site sont principalement des eaux de pores dans les dépôts lâches du quaternaires et les eaux interstitielles des roches.

-Les eaux de pores dans les dépôts lâches du quaternaires sont de type phréatique. La nappe phréatique se compose de la couche de sable, de sable argileux et de cailloux. Le développement vertical des couches aquifères est limité à une épaisseur mince, et la quantité d'eau emmagasinée

est peu abondante. Une source d'eau se trouve à 25m côté gauche de LK40+175, l'eau est permanente, de faible quantité et influencée par la saison.

-L'eaux interstitielles concerne principalement les grès à quartz du tertiaire, dont la connexion entre fissures est bonne, constituant ainsi couche aquifère de bonne perméabilité. Le niveau des eaux souterraines reste toujours tributaire des précipitations atmosphériques, durant la saison des pluies celui-ci est faible, en revanche durant la saison sèche, la profondeur des eaux souterraines devient assez importante.

3.5. Analyse des propriétés géotechnique des sols

La reconnaissance géotechnique détaillée qui a été faite sur la tête nord du tunnel a donnée les résultats suivants :

Tableau :II-2- caractéristiques géotechnique des différentes couches (tête nord du tunnel).

N ^o Couche	Nom Géologique	ρ (g/cm ³)	C(kPa)	Φ (°)	C'(kPa)	Φ' (°)	E _d (GPa)	ν
1	Argile peu plastique	$\rho=1.95$	20	22	27.8	20.5	0.1	0.35
2	Marne totalement altérée	$\rho=2.16$	45	23	35	23	0.54	0.35
3	Marne intensément altérée	$\rho=2.20$	80	24	85	22	0.79	0.32
4	Marne faiblement altérée	$\rho=2.60$	160	28	165	28	2	0.30

4. Phase d'exécution

4.1. pré voûte parapluie

Le tunnel est situé en terrain meuble en présence d'une faible couverture, et pour assurer la maîtrise des tassements de surface, il faut une mise en place d'une voûte parapluie. Le procédé consiste en la mise en place préalablement au creusement de l'ouvrage, d'une pré voûte située immédiatement au contact de son extradors futur. Cette dernière, constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée a pour objectifs essentiels; d'assurer la stabilité de la travée en cours

d'excavation et même de remplacer le soutènement provisoire, d'améliorer la stabilité du front par réduction des contraintes agissant en avant de celui-ci et de limiter les tassements.



Figure-II-7- La pré voûte parapluie.

4.2. soutènements voisinsages

Après la mise en place de la voûte parapluie il faut un soutènement pour soutenir le sol voisinage (au dessus et aux cotés des tube), et pour ce la généralement on opte pour le béton projeté avec un treillis soudés et des ancrages. Le rôle de ce soutènement est d'éviter des glissements sur la tête du tunnel, pour ne pas perturbé le sol pendant le creusement du tunnel, et d'éviter l'érosion de sol pendant la période pluvieuse.



Figure-II-8- Soutènement voisinage.

4.3. Cycle d'avancement (creusement)

Le cycle traditionnel d'avancement, est décomposé de trois étapes successives:

a) excavation :

Puisque on est dans un terrain meuble l'attaque à l'explosif ne convient pas vu que l'ouvrage est situé dans une montagne et la présence de l'habitation au dessus de tunnel, donc l'excavation se fait à l'aide d'une machine à attaque ponctuelle et des pelles hydrauliques.

Selon la condition géologique et les expériences d'exécution du tunnel dans la zone de marne, il se produit facilement le grand tassement durant le creusement du tunnel. La technique CRD et la longue voûte parapluie sont adoptées ensemble pour contrôler le tassement lors de la réalisation. Le plus important avantage de cette technique consiste que chaque soutènement du front de travail se forme un cercle fermé, ce qui est très favorable au contrôle du tassement. De plus, dans la section supérieure (1,3 dans la figure I-12), il est prévu la longue voûte parapluie au niveau de la voûte et les boulons d'ancrage de fibre en verre au niveau du front de taille pour contrôler effectivement la déformation du front de taille.

La méthode CRD consiste : à diviser la section en deux parties (supérieure et inférieure), et on creuse la partie supérieure [1] et [3] (Figure-II-9), en suite la partie inférieure, et pendant le creusement de la partie gauche on va soutenir le côté droit. Et on fait la même procédure pour la partie inférieure.



Figure-II-9- Excavation mécanique par la méthode CRD

b) marinage

Le marinage est la phase d'évacuations des déblais qui est une procédure plus délicate, prend du temps et exige une main-d'œuvre suffisante.

c) soutènement

Assurant la stabilité de l'excavation, il est généralement placé avant de débiter une nouvelle phase d'excavation, la longueur d'une passe est égale à la portée maximale de l'excavation qui peut rester stable, le temps de placer le soutènement.

5. Choix du soutènement

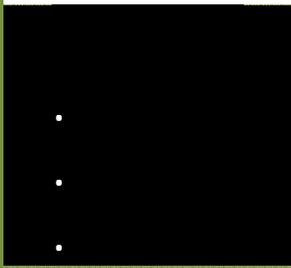
La détermination du soutènement est l'une des procédures essentielles du projet et de l'exécution du tunnel. Il s'agit d'un problème particulièrement complexe en raison de l'influence de très nombreux paramètres. Le choix d'un type de soutènement doit donc toujours être à la charge d'un ingénieur expérimenté, il dépend de la lithologie de site et les contraintes influençant sur l'ouvrage comme la présence de la nappe phréatique, la hauteur de la couverture, la présence des ouvrages voisins...etc.



Figure-II-10- Exemple d'un Soutènement composé de cintres et béton projeté avec treillis soudés.

Conclusion

Notre ouvrage se situe dans un sol meuble donc le soutènement peut être composé de cintres avec blindage et ou de béton projeté avec des boulons d'ancrage..., on ce limitera sur l'étude des deux tronçons (de PK40+110 à PK40+310) montrés sur la Figure II-5.



CHAPITRE III

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE SOUTENEMENT

• • •

Introduction

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux. Il existe de nombreuses méthodes appelées méthodes empiriques et semi-empiriques; celles-ci se basent sur différents paramètres géotechniques, ainsi c'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence entre une méthode et une autre.

Actuellement, les méthodes empiriques et semi-empiriques les plus utilisées sont :

- Méthode de TERZAGHI,
- Méthode de LAUFFER,
- Méthode de BIENIAWSKI,
- Méthode de N. BARTON,
- Recommandations de l'AFTES. (Association française des tunnels et des études souterrains).

On se limitera à étudier les tronçons 1 et 2 dont leurs caractéristiques géotechniques sont données dans le tableau III-1.

Tableau III-1.Caractéristiques géotechnique des deux tronçons.

	Tronçon 1	Tronçon 2
γ (KN/m ³)	21.6	22.0
Φ (°)	23	24
C (KN/m ²)	45	80
E_m (MPa)	25.73	89.15
σ_c (Mpa)	1	4.5
H (épaisseur de la couverture m)	4~15	15~40

1. Méthode de TERZAGHI

La méthode consiste à déterminer les contraintes verticales dans le sol en faisant l'hypothèse que la zone de rupture peut être délimitée de manière simplifiée par deux plans de rupture verticaux situés de part et d'autre de la bande déplacée. L'expression de l'équilibre vertical d'une couche de sol infinitésimale permet, en supposant un coefficient de poussée latérale constant dans le massif, de déterminer la contrainte verticale en tout point au-dessus de la bande décomprimée. (Voir Figure- II-1 -).

La contrainte verticale ainsi obtenue, admise constante sur toute la largeur de la bande pour une profondeur z donnée, est fournie par l'équation suivante :

$$\sigma_v = \frac{B \cdot \gamma}{K_a \cdot \tan \varphi} \left(1 - e^{-K_a \frac{z}{B} t g \varphi} \right)$$

Avec γ = poids volumique du sol, K_a = coefficient de poussée latérale,
 z = profondeur, B = demi-largeur de la bande déplacée, φ = angle de frottement du sol.
 La Hauteur du terrain décomprimé pesant sur le soutènement est ensuite donnée par la formule générale: $H_p = K (B + H_t)$

Dans laquelle: K ; coefficient variable avec la nature et la texture du terrain.

D'après le tableau 3.1 donné dans [7], et les caractéristiques du sol : marne altérée qui est une roche meuble, H_p est indépendante du facteur $(B + H_t)$ et le soutènement préconisé c'est les cintres circulaires et dans le cas extrême utilisation des cintres coulissants.

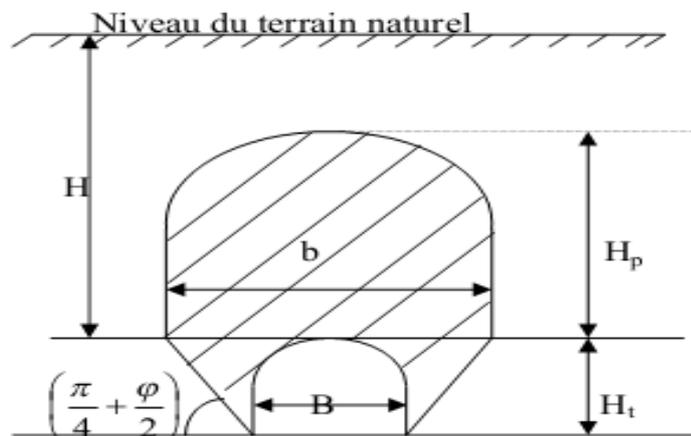


Figure III-1: Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (d'après TERZAGHI).

2. Méthode de LAUFFER :

2.1.Principe

En 1958 LAUFFER apporta une amélioration importante à ce type de méthodes. La classification du terrain qu'il propose considère deux paramètres fondamentaux pour la conception d'un ouvrage souterrain, à savoir:

- La portée active, c'est-à-dire la plus petite des longueurs suivantes que l'on peut laisser sans soutènement :
 - Soit la dimension maximale de l'excavation,
 - Soit la distance entre le front de taille et le soutènement.
- Le temps de tenue du terrain sur cette portée.

La classification des ouvrages souterrains dans cette méthode est basée sur un certain nombre de paramètres quantifiables, le paramètre le plus utilisé est l'indice de carottage modifié RQD (rock quality designation).

2.2. L'indice RQD (Rock Quality Designation)

Le (RQD) a été développé par Deere et al. (1967) afin de donner une estimation quantitative de la fracturation influençant le comportement de la masse rocheuse à partir de l'examen de carottes obtenues par des forages. Le RQD est défini comme le pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieure à 10 cm, sur la longueur totale du forage. [17]

$$RQD = \frac{\sum \text{longueur des morceaux intacts} > 10}{\text{longueur totale du forage}} \times 100 \quad [7]$$

Le type de soutènement est donné en fonction du RQD et de la portée du tunnel, (Figure III-2).

Pour notre cas la portée de tunnel est B=16m et d'après le rapport de sol le RQD pour les deux tranches est <25% donc La roche est de classe V (très médiocre) et d'après la figure suivante :

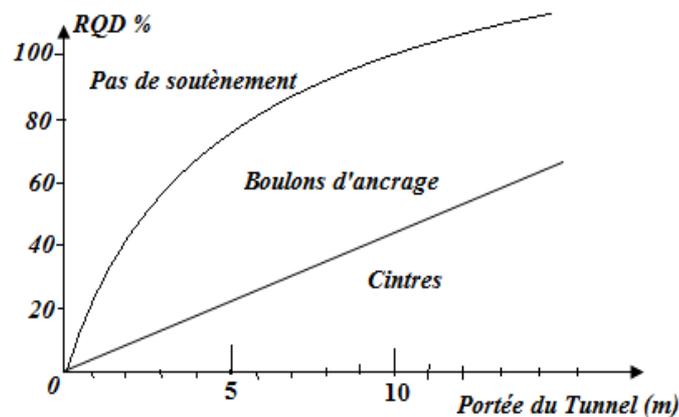


Figure III-2. Type de soutènement en fonction de RQD. Et de la portée du tunnel (D'après LAUFFER).

Le type de soutènement qui sera adopté d'après la classification de LAUFFER est les cintres.

3. Méthode de BIENIAWSKI

Bieniawski a publié en 1976 les détails d'une classification des masses rocheuses intitulée (Geomechanics Classification) or **RMR** (the Rock Mass Rating). Depuis la version originale, certaines modifications ont été apportées. Les versions 1976 et 1989 sont les plus couramment utilisées.

La classification de Bieniawski prévoit l'évaluation de différents paramètres, puis une note est attribuée pour chaque paramètre en fonction de sa valeur. La somme de ces notes détermine la valeur du RMR, qui peut varier entre 0 et 100. [17]

Pour classer les roches, il a utilisé cinq paramètres suivants:

- La résistance à la compression simple,
- Le RQD,

- L'espacement des joints,
- La nature des joints,
- Les venues d'eau.

Chaque paramètre reçoit une note (voir tableau 3-5 donnée dans [7]), pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité de la roche, et le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement (voir tableau 3-7 donnée dans [7]).

❖ **Pour le tronçon 1 on a :**

- Résistance à la compression : $\sigma_c = 1\text{Mpa} \implies N_1=0$.
- D'après la reconnaissance géotechnique la roche est une marne altérée $\text{RQD}<25\%$.
 $\implies N_2=3$.
- L'espacement des joints $<6\text{ cm} \implies N_3=5$.
- La nature des joints : on a des joints continus, ouverts $>5\text{ mm}$ et un remplissage mou
 $\implies N_4=0$.
- Les venues d'eau : pression d'eau modérée $\implies N_5=4$.

$$N_g = \sum N_i = 0+3+5+0+4=12.$$

Note d'ajustement pour l'orientation des joints : l'orientation des joints est moyenne $\implies N_a = -5$

RMR = $N_g + N_a = 12 - 5 = 7 < 20$ donc c'est une roche très médiocre. \implies Classe V.

Pour chaque classe de rocher, BIENIAWSKI (tableau 3.8, [7]), proposa des recommandations sur le soutènement à mettre en place. Dans notre cas le soutènement recommandé est composé de cintres lourds d'espacement de 0.7m et de béton projeté.

❖ **Pour le tronçon 2 on a :**

- Résistance à la compression : $\sigma_c = 4.5\text{Mpa} \implies N_1=1$.
- D'après la reconnaissance géotechnique la roche est une marne altérée le $\text{RQD}<25\%$.
 $\implies N_2=3$.
- L'espacement des joints $<6\text{ cm} \implies N_3=5$.
- La nature des joints : joints continus, ouvert $>5\text{ mm}$ et remplissage mou
 $\implies N_4=0$.
- Pour Les venues d'eau : eau interstitielle $\implies N_5=7$.

$$N_g = \sum N_i = 1+3+5+0+7=16.$$

Note d'ajustement pour l'orientation des joints : orientation des joints favorable $\implies N_a = -2$

RMR = $N_g + N_a = 14 < 20$ donc c'est une roche très médiocre. \implies Classe V.

Le soutènement recommandé d'après BIENIAWSKI est le même que celui du premier tronçon.

4. Méthode de BARTON

4.1.Principe

A partir de l'analyse de plus de 200 cavités souterraines (principalement des tunnels routiers et hydroélectriques), Barton, Lien et Lunde du Norwegian Geotechnical Institute (NGI), ont proposé un indice pour la détermination de la qualité d'un massif rocheux en vue du percement d'un tunnel.[17]

4.2.Calcul de l'indice de qualité

La valeur de ce coefficient Q est déterminé par 6 paramètres de la façon suivante (Hoek et Brown, 1980; Baroudi, 1988; Bouvard et al, 1988) :

$$Q = \frac{RQD}{j_n} \frac{j_r}{j_a} \frac{j_w}{SRF}$$

- -[RQD](#) Rock Quality Designation.
- [J_n](#) indice de familles principales de discontinuités.
- [J_r](#) caractérise la rugosité des faces des joints.
- [J_a](#) définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).
- [J_w](#) spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.
- [SRF](#) (Stress Reduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif.

Les 5 paramètres sont donnés dans des tableaux (3.9 à 3.13) de la référence [7]

Barton et al, on donné les commentaires suivants, qui permettent d'expliquer le regroupement des paramètres par paire: [17]

- 1) Le premier rapport (RQD/J_n) représente la structure du massif rocheux, c'est une mesure de la taille moyenne des blocs rocheux.
- 2) Le second rapport (J_r/J_a) représente la résistance au cisaillement entre les blocs. Il est directement proportionnel à la rugosité des faces des joints (élément favorable pour la stabilité du tunnel car il en résulte une forte dilatance lors du cisaillement) et inversement proportionnel à l'épaisseur du joint (élément pouvant être extrêmement défavorable car un remplissage en argile sera caractérisé par un angle de frottement très faible).
- 3) Le troisième rapport (J_w/SRF) reprend deux paramètres de contraintes. J_w est une mesure de pressions d'eau, qui agissent bien entendu à l'encontre de la résistance au cisaillement des joints, suite à une réduction de la contrainte normale effective.

L'indice Q peut varier de 0.001 à 1000. Les Q sont regroupés en 9 classes, chaque classe correspond à une qualité du massif rocheux.

4.3. Détermination du mode de soutènement :

Afin de pouvoir relier leur indice Q à des recommandations de soutènement dans les ouvrages souterrains, Barton & al ont défini une grandeur supplémentaire qui est la dimension équivalente De de l'excavation:

$$De(m) = \frac{B}{ESR}$$

De : dimension équivalente de l'ouvrage.

ESR (Excavation Support Ratio) étant un facteur dépendant de la finalité de l'excavation, autrement dit, du degré de sécurité recherché pour la stabilité. [7]

❖ Pour le tronçon 1 on a :

- D'après la reconnaissance géotechnique qui a été faite $RQD \rightarrow 0 \implies$ on utilise une valeur nominale de 10.
- On a une marne altérée donc on peut la considérer comme une roche broyée, meuble $\implies J_n=20$.
- Marne fortement concassée, roche molle, qu'il s'amollit facilement à l'eau. $J_r=1$.
- Angle de frottement $\varphi = 23^\circ$ et marne fortement concassée, faible teneur en argile $\implies J_a=3$.
- Venues d'eau modérée $\implies J_w=0,66$.
- Zone de roche décomposée chimiquement en fonction de la présence d'eau avec une profondeur de creusement $<50m \implies SRF=5$.
- Tunnel routier $\implies ESR=1,3$.

$$\frac{RQD}{j_n} = \frac{10}{20} = 0,5 \quad , \quad \frac{j_r}{j_a} = \frac{1}{3} = 0,33 \quad , \quad \frac{j_w}{SRF} = \frac{0,66}{5} = 0,132$$

$$Q = \frac{RQD}{j_n} \frac{j_r}{j_a} \frac{j_w}{SRF} = 0,0218$$

❖ Pour la tranche 2 on a :

Les mêmes paramètres que la première tranche sauf :

- $RQD=25$.
- Faible Venues d'eau $\implies J_w=1$.

$$\frac{RQD}{j_n} = \frac{25}{20} = 1,25, \quad \frac{j_r}{j_a} = \frac{1}{3} = 0,33 \quad , \quad \frac{j_w}{SRF} = \frac{1}{5} = 0,2$$

$$Q = \frac{RQD}{j_n} \frac{j_r}{j_a} \frac{j_w}{SRF} = 0,08 \quad \text{et} \quad De(m) = \frac{B}{ESR} = \frac{16}{1,3} = 12,3m.$$

D'après les descriptions de 38 différentes catégories de soutènement envisagées par BARTON on peut tirer la catégorie de notre roche en fonction de Q et De calculé précédemment avec l'aide de l'abaque de la Figure II.3.

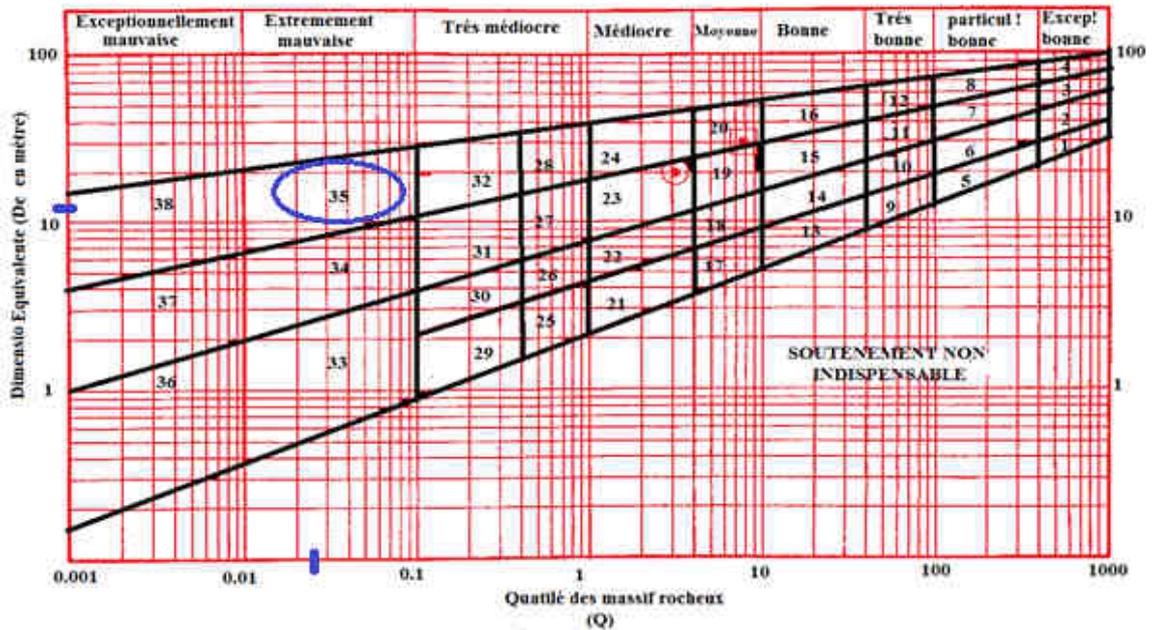


Figure III-3. Classification de BARTON
Relation entre Q, De et les catégories de soutènement. [18]

$0.1 > Q = \{0.02 \text{ ou } 0.08\} > 0.001 \implies$ D’après la figure III.3, on se place dans la catégorie 35. Le tableau 3.18 [7], le soutènement qui est proposé sont des boulons d’ancrages de 20mm de diamètre de 4m de longueur avec un béton projeté de 20 à 75 cm avec des treillis soudés. Le cas concernant les roches (poussantes) généralement le soutènement fortement rigide est utilisé comme soutènement permanent. [7]

5. Recommandations de L’AFTES

L’AFTES (groupe de travail N° 1, 1993) a établi des recommandations pour une description des massifs rocheux qui s’inspire des définitions proposées par la SIMR (Société Internationale de Mécanique des Roches). L’AFTES (groupe de travail N° 7, 1993) a également établi des recommandations relatives au choix du type de soutènement en galerie à la suite des recommandations du groupe de travail N° 1. Pour chaque critère de classification et pour tous les types de soutènement, un tableau indique en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question, chacun des critères doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié.

Dans le cas de notre roche la classe est en fonction de la résistance en compression uniaxiale (AFTES, 1993) $\implies \sigma_c = 1Mpa$ pour la 1^{ère} tranche et pour la 2^{ème} tranche $\sigma_c = 4.5Mpa \implies$ catégorie R5a.

Tableau III-2 classification de la roche selon la résistance à la compression. [19]

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

Et le tableau suivant nous aide à tirer le soutènement recommandé.

Tableau III-3 : Montre un exemple de l'analyse de l'emploi de différents soutènements en fonction de ces catégories d'après l'AFTES (group de travail N° 7). [19]

Comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes précontraints	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
			à ancrage ponctuel	à ancrage répartit	barres fonçées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			injection	air comprimé	consolidation
R1	•		•					X	X	X		X	X	
R2a	•		•					X	X	X		X	X	
R2b		•	•	•				X	X	X		X	X	
R3a		•	•	•		•		X	X	X		X		
R3b		•	•	•		•		X	X	X				
R4	X	•	X			•	•							
R5a	X	•	X			•	•	•						
R5b	X			X		•	•	•	•	•	•	•		
R6a	X	X	X	X	X	Enf	Enf	Enf	Bcl		•	•		
R6b	X	X	X	X	X	Enf Btl	Enf Btl	Enf Btl	Bcl Btl	Btl	•	•	•	

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

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons cerné les différentes méthodes empiriques reconnues pour leurs applications dans des contextes différents (natures des sols), pour cela chacune de ces méthodes a ses conditions d'application, chose qui nous a permis de faire un commentaire à chacune d'elles.

La première est celle de TERZAGHI qui a donné le choix de cintres circulaires et dans le cas extrême utilisation des cintres coulissants, d'après LAUFFER le soutènement ne diffère pas du précédent. BIENAWSKI donne une très grande importance au calcul du **RMR** (the Rock Mass Rating) pour envisager un soutènement selon la classe trouvée.

La méthode de BARTON s'étale un peu plus sur la structure interne du sol encaissant pour calculer l'indice de qualité Q afin de catégoriser le soutènement adéquat, et l'AFTES fait une classification en fonction de la résistance en compression uniaxiale pour pouvoir employer les différents soutènements en concluant leur catégories.

Après analyse de ces résultats et par constatation de la lithologie de site ainsi la méthode de creusement qui a été employée, le soutènement qu'on a proposé été le choix des cintres métallique et béton projeté avec un complément de treillis soudés.

CHAPITRE IV

CALCUL DES CHARGES ET DES SOLLICITATIONS

Introduction

Dans ce chapitre nous allons procéder au calcul des différentes charges agissantes sur le soutènement, dans ce contexte il existe plusieurs méthodes, qui diffèrent suivant le domaine d'application, les hypothèses de base et les adaptations mathématiques. Le calcul des réactions aux appuis et des sollicitations se fera par la méthode de la RDM qui concerne l'étude des barres courbées hyperstatiques.

D'après les reconnaissances géotechniques qui ont été faites on a les caractéristiques de sol qui sont résumées dans le tableau IV-1 pour les deux tronçon considérés.

Notation:

γ_i : poids volumique des terres,

H_i : épaisseur des couches.

q : surcharge extérieure.

R : rayon de l'excavation.

H : profondeur de l'ouvrage par rapport au terrain naturel.

b : largeur de la parabole du terrain décomprimé.

B : largeur de la galerie.

K : coefficient variable selon la nature et la texture du terrain.

K_a : coefficient de poussée active.

Tableau : IV-1 caractéristiques géotechnique des deux tronçons (de PK40+110 à PK40+310).

	Tronçon 1	Tronçon 2
γ (KN/m ³)	21.6	22.0
Φ (°)	23	24
C (KN/m ²)	45	80
E_m (MPa)	25.73	89.15
σ_c (MPa)	1	4.5
RMR	7	14
ν	0.35	0.32
E_d (MPa)	540	790
H(épaisseur de la couverture m)	4~15	15~40

1. Calcul des charges

1.1. Système de surcharges

a) hypothèse 1 : prise en considération de la réaction élastique du sol. Le soutènement provisoire (ainsi que le revêtement) se déforme sous l'action des charges extérieures. Dans les zones où les déformations du soutènement sont orientés vers l'extérieur du tunnel, apparaît la réaction du sol. [20]

b) hypothèse 2 : 2 systèmes de charges alternatifs (A) et (B) à savoir : [20]

(A) \longrightarrow $\left\{ \begin{array}{l} \text{Charges verticales } P_v \text{ et horizontales } (q_1, q_2) \\ \text{La réaction élastique du sol correspondant} \end{array} \right.$

On dit sol élastique si $\sigma_o < \frac{\sigma_c}{2}$

Avec

$$\sigma_o = k_o \sum \gamma \cdot h \quad (\text{Contraintes initiales}) \quad \text{et} \quad k_o \approx 1.$$

(B) \longrightarrow {charges verticales (p1, p2) et horizontales (q1, q2)
la réaction élastique du sol correspondant.

c) hypothèse 3 :

- les charges verticales sont uniformes et symétriques.
- les charges verticales sont asymétriques en cas de grande profondeur du tunnel au dessous de la surface du terrain. [20]

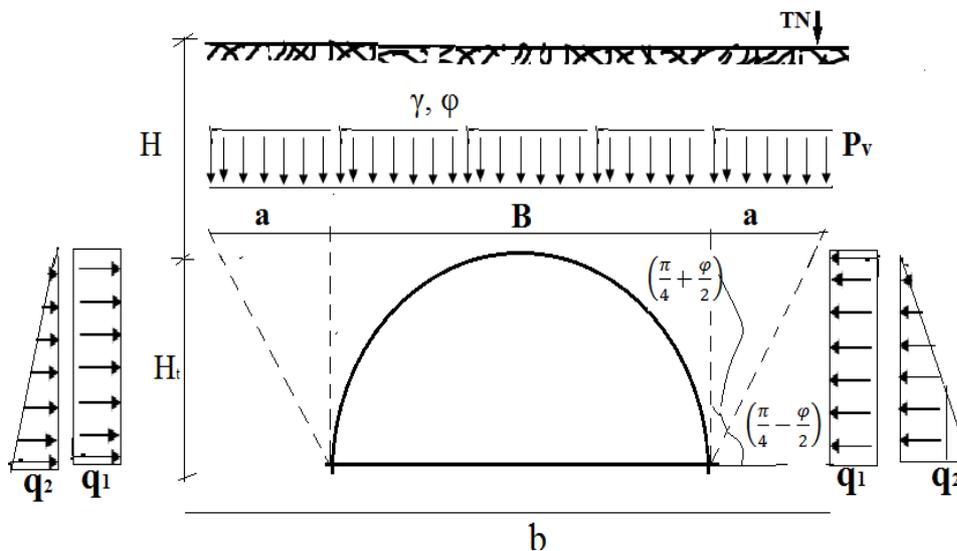


Figure IV-1: répartition des charges autour d'une cavité.

On établit les valeurs de charges verticales symétriques en admettant la création de la voûte naturelle, qui charge le soutènement provisoire du tunnel tels que :

$$P_v = \frac{b \cdot \gamma}{2f}$$

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

$f = \text{tg} \varphi$: Terrain granulaire sans cohésion.

$f = \text{tg} \varphi + \frac{C}{\sigma_c}$: Terrain cohérent. (Cas de notre sol).

$f = \frac{\sigma_k}{100}$: Pour la roche.

γ : densité ;

C : cohésion ;

σ_c : Résistance à la compression simple ;

φ : angle de frottement interne.

- d) hypothèse 4:** Si on adopte des charges horizontales maximales, système (A) selon la théorie de : Coulomb-Rankine. [20], on a :

$$P_K = P_v t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \sqrt{t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} = q_1$$

Au niveau des semelles des cintres métalliques elles seront augmentées de :

$$\Delta P_H = q_2 = H_t \cdot \gamma \cdot t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \sqrt{t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

De même $q_1 = n P_v$ où $n = \frac{\nu}{1-\nu}$

Ou ν : coefficient de poisson

La charge totale au niveau des semelles sera : $q_1 + q_2$.

Tableau IV-2. Résultats des charges.

	Tronçon 1	Tronçon 2
f	0.47	0.46
b (m)	33.88	33.21
Charges verticales P_v (Kpa)	686.89	811.23
Charges horizontales linéaires q_1 (Kpa)	395.74	288.33
Charges horizontales non linéaires q_2 (Kpa)	154.88	521.79
Charges horizontales P_H (Kpa)	550.62	810

1.2. Théorie de BIERBAUMER

BIERBAUMER admet que le profil est chargé par une masse délimitée par une parabole de hauteur, $H_p = \alpha \cdot H$ et que le sol a tendance à glisser suivant un angle de $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$. Les charges verticale et horizontale sont données par :

- $p_v = \alpha \cdot H \cdot \gamma$
- $p_h = K_a \cdot p_v$

Avec α : coefficient de réduction. Et $K_a = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ Coefficient des poussées de terres.

$$\alpha = 1 - \frac{H_t \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{b} \quad \text{Si la couverture du terrain est moyenne, comme dans note cas.}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{Si la couverture du terrain est faible.} \quad (H < H_t)$$

$$\alpha = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Si la couverture du terrain est grande.} \quad (H > 2b)$$

$$b = B + 2H_t \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Les résultats sont résumés dans le Tableau suivant :

Tableau : IV-3. Résultats des charges avec la méthode de BIERBAUMER.

	B	K_a	γ_i (KN/m ³)	φ_i	Ht (m)	H (m)	b (m)	α	H_p (m)	P_v (KN/m ²)	P_h (KN/m ²)
1 ^{ère} Tronçon	17	0.438	21.6	23	13	15	34.21	0.73	10.992	237.427	104.015
2 ^{ème} Tronçon	17	0.421	22.0	24	13	40	33.88	0.74	29.516	649.352	273.851

1.3. Théorie des poids des terres

Cette théorie est valable pour les ouvrages situés à faible profondeur en supposant une descente totale des poids des terres des couches situées au dessus de l’ouvrage.

La valeur de la charge verticale est formulée comme suit :

➤ $P_v = \sum(\gamma_i \cdot H_i) + q$

Avec q : surcharge extérieure.

La valeur de la charge latérale est formulée comme suit :

➤ $P_h = P_v \cdot K_a$

Avec : $K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

Tableau : IV-4. Résultats des charges avec la méthode des poids des terres.

	$\gamma_i(\text{KN/m}^3)$	$\varphi_i(^{\circ})$	q	Hi (m)	K_a	P_v (KN/m ²)	P_h (KN/m ²)
1 ^{ère} Tranche	21.6	23	0	15	0.438	324	141.91
2 ^{ème} Tranche	22.0	24	0	40	0.421	880	370.48

1.4. Théorie de TERZAGHI:

Cette théorie est applicable dans le cas des terrains granulaires et secs et pour des tunnels à moyenne profondeur.

$b = B + 2H \cdot tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ Pour la forme en fer à cheval.

$b = 2R \cdot tg \left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{2} \right)$ Pour la forme circulaire.

La charge verticale est donnée par l’expression suivante :

$P_v = \frac{b(\gamma - \frac{2c}{b})}{2tg\varphi} \left[1 - e^{-\frac{2Htg\varphi}{b}} \right]$ Pour $\varphi \neq 0$

$P_v = H \left(\gamma - \frac{2c}{b} \right)$ Pour $\varphi = 0$

La charge horizontale est déterminée à partir de la formule suivante :

$P_h = 0.3\gamma(0.5H_t + H_p)$ Avec : $H_p = K(B + H_t)$

Si le terrain est de bonne tenue (roche dure) :

$P_h = \frac{\nu}{1-\nu} P_v$ Avec ν : coefficient de poisson.

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

Dans notre cas cette condition n’est pas vérifiée, donc cette méthode n’est pas applicable.

1.5. Interpritation des resultats

D’après l’analyse des résultats des trois méthodes, on remarque que la première méthode est la plus fiable pour estimer les charges vu que cette methode prend en consideration la cohesion du

sol par contre les autres méthodes non, excepté la méthode de THERZAGHI qui n'est pas applicable dans notre cas.

Par conséquent, on prendra dans tous les calculs qui suivront les résultats suivants :

Tableau : IV-5. Charges conclus.

	Charges vertical P_v (Kpa)	Charges horizontal linéaires q_1	Charges horizontal non linéaires q_2	Charges horizontale P_H (Kpa)
1 ^{er} Tranche	686.89	395.74	154.88	550.62
2 ^{ème} Tranche	811	288.33	521.79	810

2. Calcul des réactions aux appuis

La voûte supérieure est calculée comme un arc porteur encasté à ses extrémités.

A partir de ce schéma représentatif on calcule les réactions :

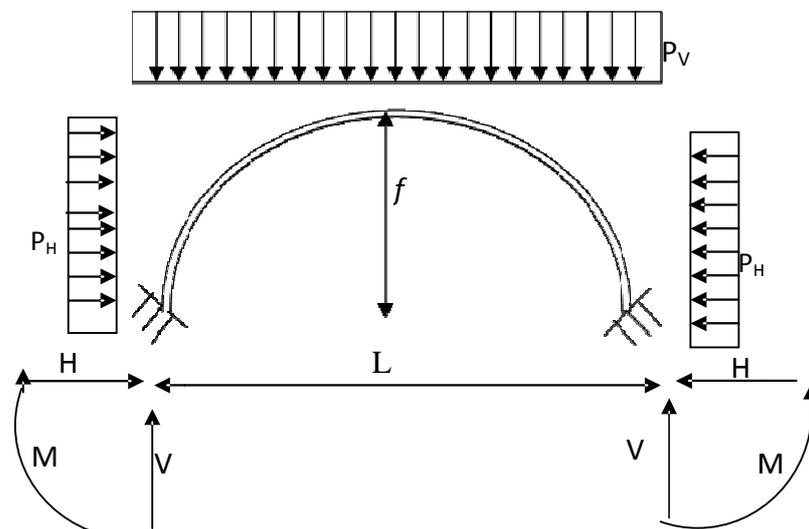


Figure IV-2: voûte assimilée à un arc bi encasté.

Les réactions au niveau de la naissance seront calculées en fonction du rapport $\frac{f}{L}$

Ce rapport nous donne les coefficients (α_M , α_H , β_M et β_H) qui seront destinées pour le calcul des réactions.

$$\frac{f}{L} \quad (\text{Tableau Page 58. [20]}) \longrightarrow \begin{cases} \alpha_M \\ \alpha_H \\ \beta_M \\ \beta_H \end{cases}$$

$$\text{- Sous la charge verticale : } \longrightarrow \begin{cases} M_V = \alpha_M \cdot P_v \cdot L^2 \\ H_V = \alpha_H \cdot P_v \cdot L \\ V_V = P_v \cdot \frac{L}{2} \end{cases}$$

$$\text{- Sous la charge horizontale : } \longrightarrow \begin{cases} M_H = \beta_M \cdot P_H \cdot L^2 \\ H_H = \beta_H \cdot P_H \cdot L \\ V_H = 0 \end{cases}$$

Pour les sollicitations cumulées seront : $\begin{cases} M_F = M_V + M_H \\ H_F = H_V + H_H \\ V_F = V_V + V_H \end{cases}$

$L=14.3 \text{ m et } f=2 \text{ m} \longrightarrow \frac{f}{L} = 0.1398 \approx 0.14$ $\begin{cases} \alpha_M = +0.00224 \\ \alpha_H = +0.90450 \\ \beta_M = -0.00224 \\ \beta_H = +0.08160 \end{cases}$

Tableau : IV-6. Réactions des appuis.

Tranche	P_V (kpa)	P_H (kpa)	Sous la charge verticale en (kpa)			Sous la charge horizontale en (kpa)			sollicitations cumulées en (kpa)		
			M_V	H_V	V_V	M_H	H_H	V_H	M_F	H_F	V_F
1	686.89	550.6	314,63	22,002	4911,26	-252,21	642,50	0	62,419	664,51	4911,26
2	811	810	371,48	25,978	5798,65	-371,03	945,17	0	0,4580	971,15	5798,65

2.1. Ecriture de l'équation de l'arc

L'arc est une parabole d'équation donnée par: $y(x) = ax^2 + bx + c$

À partir de conditions aux limites, on détermine les constantes a, b et c de l'équation ci-dessus:

Pour $x=0 \Rightarrow y(x) = 0, c = 0.$

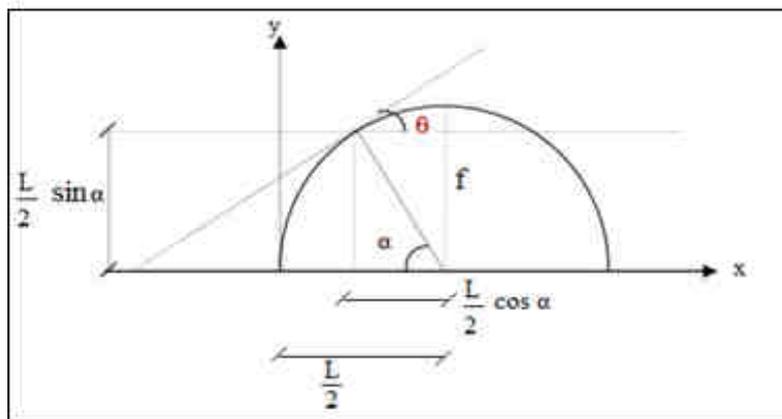


Figure IV-3: variation de α en fonction de θ .

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } x = \frac{l}{2} \Rightarrow y\left(\frac{l}{2}\right) = f \Leftrightarrow a \frac{l^2}{4} + b \cdot \frac{l}{2} = f \\ \text{pour } x = l \Rightarrow y(l) = f \Leftrightarrow al^2 + b \cdot l = 0 \\ \Leftrightarrow a = \frac{-b}{l} \end{array} \right\} \Rightarrow b = \frac{4 \cdot f}{l} \text{ et } a = -\frac{4f}{l^2}$$

Donc on peut définir l'équation d'arc comme suite :

$$y(x) = -\frac{4f}{l^2} x^2 + \frac{4f}{l} x \Rightarrow y(x) = \frac{4f}{l^2} x(l - x) \dots\dots\dots \text{(I)}$$

On cherche x et y en fonction de θ : On a

$$\begin{cases} y(\alpha) = \frac{l}{2} \sin \alpha \\ x(\alpha) = \frac{l}{2} (1 - \cos \alpha) \end{cases} \quad \text{Il résulte} \quad \begin{cases} y(\theta) = \frac{l}{2} \cos \theta \\ x(\theta) = \frac{l}{2} (1 - \sin \theta) \end{cases}$$

$$\text{Ave} \begin{cases} \cos \alpha = \cos \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) = \sin \theta \\ \sin \alpha = \sin \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) = \cos \theta \end{cases}$$

On remplace dans l'équation (I) l'expression de $x(\theta)$, on aura l'expression de $y(\theta)$ suivante:

$$y(\theta) = \frac{4f}{l^2} \frac{l}{2} (1 - \sin \theta) \left[\frac{l}{2} + \sin \theta \right] \Rightarrow y(\theta) = \frac{2f}{l} \left[\frac{l}{2} + \left(\frac{l}{2} - \sin \theta \right) \cdot \sin \theta \right]$$

Donc les expressions de $y(\theta)$ et $x(\theta)$ sont données par :

$$\begin{cases} y(\theta) = \frac{2f}{l} \left[\frac{l}{2} + \left(\frac{l}{2} - \sin \theta \right) \cdot \sin \theta \right] \\ x(\theta) = \frac{l}{2} (1 - \sin \theta) \end{cases}$$

$\mathbf{x(\theta)}$ et $\mathbf{y(\theta)}$ sont calculés d'une manière automatique (par l'utilisation d'Excel)

Tableau : IV-7. Résultats de $X(\theta)$ et $Y(\theta)$.

α	θ	Sin θ	Cos θ	$x(\theta)$	$y(\theta)$
0	90	1	0	0	0
15	75	0,96592583	0,25881905	0,24363034	0,51763809
22,5	67,5	0,92387953	0,38268343	0,54426135	0,76536687
30	60	0,8660254	0,5	0,95791837	1
45	45	0,70710678	0,70710678	2,09418652	1,41421356
60	30	0,5	0,8660254	3,575	1,73205081
67,5	22,5	0,38268343	0,92387953	4,41381346	1,84775907
90	0	0	1	7,15	2

2.2. Calcul des efforts internes

On procède dans cette méthode au calcul des efforts internes (les Diagrammes M, N, T) sous la charge verticale et puis celle horizontale pour enfin trouver les diagrammes finaux (cumulés) par l'utilisation du principe de la superposition, c'est-à-dire, on combine par sommation les diagrammes de M, N, T qui résultent des charges verticale et horizontale.

N.B: Pour des raisons de symétrie, on se limitera à considérer qu'une demi-section de l'arc dans les calculs.

Sous charge verticale:

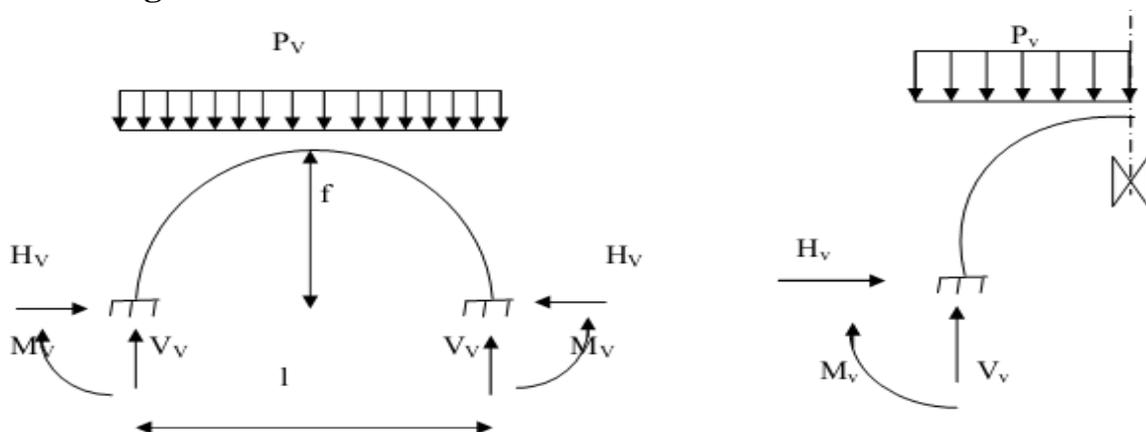


Figure IV-4: arc sous charge verticale P_v .

Pour déterminer les efforts internes, on utilise la méthode des sections. Dans les poutres et portiques (barres droites) on utilise les coordonnées cartésiennes, et dans les arcs (barres courbées) on utilise les coordonnées polaires.

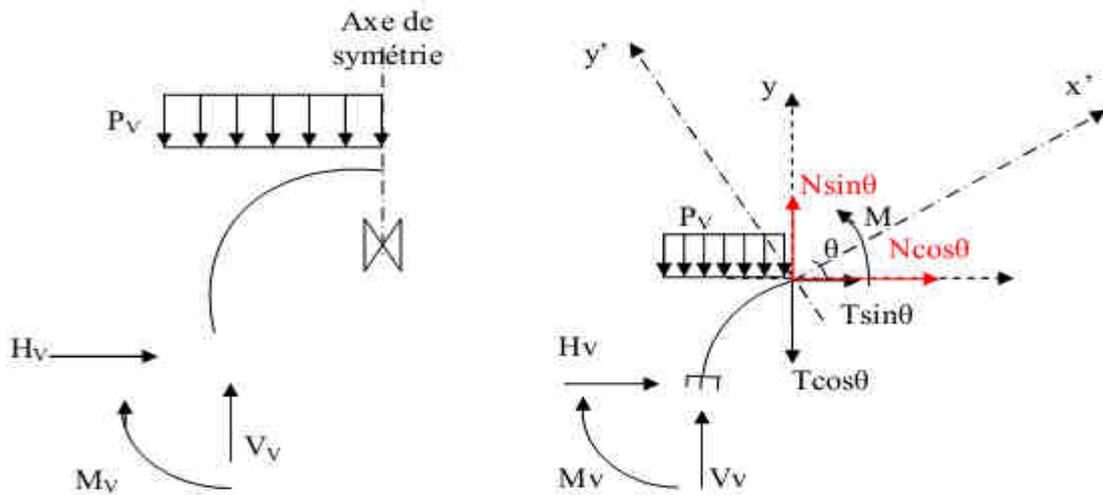


Figure IV-5: détermination des efforts internes sous charge verticale P_V .

Il résulte d'après le principe fondamental de la statique.

$$\begin{cases} \sum F_X = 0 \Rightarrow H_V + N \cdot \cos\theta + T \cdot \sin\theta = 0 \dots\dots\dots (1) \\ \sum F_Y = 0 \Rightarrow V_V + N \cdot \sin\theta - T \cdot \cos\theta - P_V \cdot x = 0 \dots\dots\dots (2) \\ \sum M_{/G} = 0 \Rightarrow M - M_V - V_V \cdot x + H_V \cdot y + P_V \cdot \frac{x^2}{2} = 0 \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

$$\begin{cases} (1) \times \cos\theta \Rightarrow H_V \cdot \cos\theta + N \cdot \cos\theta \cdot \cos\theta + T \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta = 0 \dots\dots\dots (1)' \\ (2) \times \sin\theta \Rightarrow V_V \cdot \sin\theta + N \cdot \sin\theta \cdot \sin\theta - T \cdot \cos\theta \cdot \sin\theta - P_V \cdot x \cdot \sin\theta = 0 \dots\dots\dots (2)' \end{cases}$$

$$(1)' + (2)' \Rightarrow H_V \cdot \cos\theta + V_V \cdot \sin\theta + N \underbrace{(\cos^2\theta + \sin^2\theta)}_{=1} - P_V \cdot x \cdot \sin\theta = 0$$

$$\Rightarrow N = -H_V \cdot \cos\theta - V_V \cdot \sin\theta + P_V \cdot x \cdot \sin\theta$$

$$\begin{cases} (1) \times \sin\theta \Rightarrow H_V \cdot \sin\theta + N \cdot \cos\theta \cdot \sin\theta + T \cdot \sin\theta \cdot \sin\theta = 0 \dots\dots\dots (1)'' \\ (2) \times \cos\theta \Rightarrow V_V \cdot \cos\theta + N \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta - T \cdot \cos\theta \cdot \cos\theta - P_V \cdot x \cdot \cos\theta = 0 \dots\dots\dots (2)'' \end{cases}$$

$$(1)'' + (2)'' \Rightarrow H_V \cdot \sin\theta - V_V \cdot \cos\theta + T \underbrace{(\cos^2\theta + \sin^2\theta)}_{=1} + P_V \cdot x \cdot \cos\theta = 0$$

$$\Rightarrow T = -H_V \cdot \sin\theta + V_V \cdot \cos\theta - P_V \cdot x \cdot \sin\theta$$

$$\text{En tout : } \begin{cases} N^{vertical}(x, \theta) = -H_V \cdot \cos\theta - V_V \cdot \sin\theta + P_V \cdot x \cdot \sin\theta \\ T^{vertical}(x, \theta) = -H_V \cdot \sin\theta + V_V \cdot \cos\theta - P_V \cdot x \cdot \sin\theta \\ M^{vertical} = M_V + V_V \cdot x - H_V \cdot y - P_V \cdot \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

M, T et N sont calculés d'une manière automatique (par l'utilisation d'Excel).

Tableau III-8. Résultats de M, T et N sous charges verticales.

Valeur de la charge Verticale P_V		Première Tranche			Deuxième tranche		
		686.89 Kpa			811 Kpa		
α	θ	Nv1 (KN)	Tv1 (KN)	Mv1 (KN.m)	Nv2 (KN)	Tv2 (KN)	Mv2 (KN.m)
90	0	-264,17105	-1,1834863	16,9238541	-261,65425	-1,17221104	16,7626179
67.5	22.5	-246,781254	58,5346445	79,574812	-244,430129	57,9769755	78,81669
60	30	-225,936996	81,4223548	154,323916	-223,784458	80,646631	152,853648
45	45	-198,72003	100,410043	251,843245	-196,826793	99,4534207	249,443894
30	60	-132,922376	131,248674	487,455904	-131,656003	129,998247	482,811833
22.5	67.5	-67,0676917	162,144335	723,182624	-66,428727	160,599559	716,292747
15	75	-39,7803533	181,202396	820,842698	-39,4013595	179,476052	813,022398
0	90	-1,1834863	264,17105	958,968385	-1,17221104	261,65425	949,83214

-Sous charge horizontale:

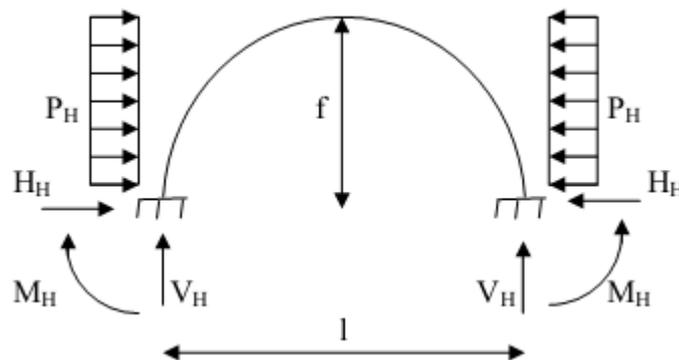


Figure IV-6: arc sous charge horizontale P_H .

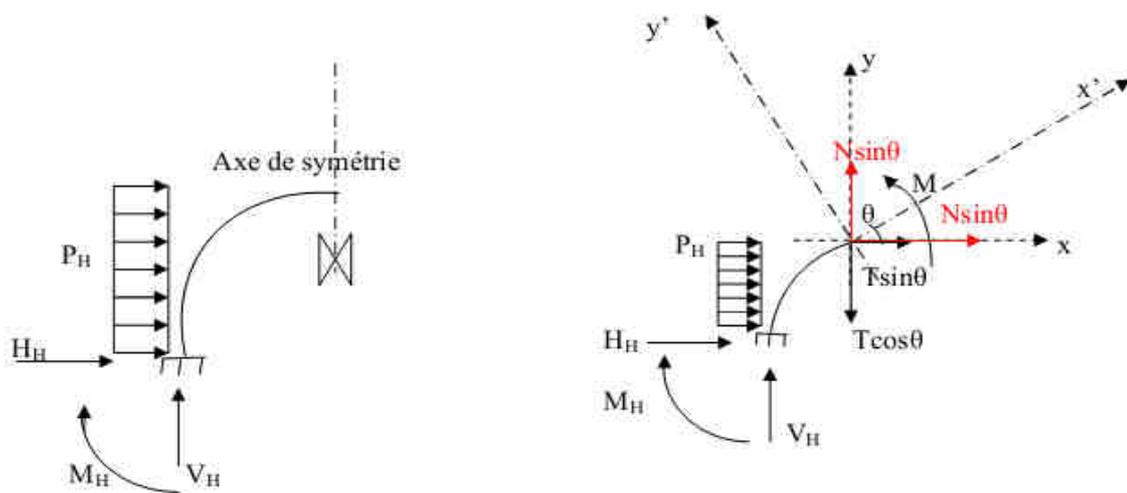


Figure IV-7: détermination des efforts internes sous charge horizontale P_H .

Il résulte:

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \Rightarrow H_V + N \cdot \cos\theta + T \cdot \sin\theta + P_H \cdot y = 0 \dots \dots \dots (1) \\ \sum F_y = 0 \Rightarrow V_H + N \cdot \sin\theta - T \cdot \cos\theta = 0 \dots \dots \dots (2) \\ \sum M_{/G} = 0 \Rightarrow M = M_H + V_H \cdot x - H_H \cdot y - P_H \cdot \frac{y^2}{2} = \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

$$\begin{cases} (1) \times \sin\theta \Rightarrow H_V \cdot \sin\theta + N \cdot \cos\theta \cdot \sin\theta + T \cdot \sin\theta \cdot \sin\theta + \sin\theta \cdot P_H \cdot y = 0 \dots (1)' \\ (2) \times \cos\theta \Rightarrow V_H \cdot \cos\theta + N \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta - T \cdot \cos\theta \cdot \cos\theta = 0 \dots \dots \dots (2)' \end{cases}$$

$$(1)' + (2)' \Rightarrow (H_H + P_H \cdot y) \cdot \sin\theta + T \cdot \underbrace{(\cos^2\theta + \sin^2\theta)}_{=1} - V_H \cdot \cos\theta = 0 \dots \dots \dots (3)'$$

$$(3)' \Rightarrow T = -(H_H + P_H \cdot y) \cdot \sin\theta + V_H \cdot \cos\theta$$

$$\begin{cases} (1) \times \cos\theta \Rightarrow H_H \cdot \cos\theta + N \cdot \cos\theta \cdot \cos\theta + T \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta + \cos\theta \cdot P_H \cdot y = 0 \dots \dots \dots (1)'' \\ (2) \times \sin\theta \Rightarrow V_H \cdot \sin\theta + N \cdot \sin\theta \cdot \sin\theta - T \cdot \cos\theta \cdot \sin\theta = 0 \dots \dots \dots (2)'' \end{cases}$$

$$(1)'' + (2)'' \Rightarrow H_H \cdot \cos\theta + V_H \cdot \sin\theta + N \cdot \underbrace{(\cos^2\theta + \sin^2\theta)}_{=1} + P_H \cdot y \cdot \cos\theta = 0 \dots \dots \dots (3)''$$

$$(3)'' \Rightarrow N = -V_H \cdot \sin\theta - (P_V \cdot y + H_H) \cdot \cos\theta$$

En tout :

$$\begin{cases} N^{horizontale}(x, \theta) = -V_H \cdot \sin\theta - (P_V \cdot y + H_H) \cdot \cos\theta \\ T^{horizontale}(x, \theta) = -(H_H + P_H \cdot y) \cdot \sin\theta + V_H \cdot \cos\theta \\ M^{horizontale}(x, \theta) = M_H + H_H \cdot y + V_H \cdot x - P_H \cdot \frac{y^2}{2} \end{cases}$$

M, T et N sont calculés d'une manière automatique (par l'utilisation d'Excel).

Tableau IV-9. Résultats de M, T et N sous charges horizontales.

Valeur de la charge Horizontal P_h		Première Tranche			Deuxième tranche		
		110.5Kpa			53.2 Kpa		
α	θ	Nh1 (KN)	Th1 (KN)	Mh1 (KN.m)	Nv2 (KN)	Th2 (KN)	Mh2 (KN.m)
90	0	0	-9,66876768	-3,79546527	0	-4,65468432	-1,82719177
67.5	22.5	-7,45242068	-14,8643124	0,8815167	-6,10752135	-7,15607981	-4,32055024
60	30	-14,521603	-16,7463065	1,96807137	-12,499698	-8,06217566	-8,98307802
45	45	-23,307884	-17,9429792	0,80352044	-20,6248423	-8,63833002	-15,4700075
30	60	-43,7838512	-17,8868512	-14,3522977	-39,8863589	-8,61135885	-31,8394741
22.5	67.5	-63,7938984	-14,4039646	-57,6616215	-58,9235749	-6,93459731	-48,657542
15	75	-72,0052508	-11,5136071	-93,5665769	-66,7719403	-5,54307864	-55,6980293
0	90	-83,5627677	0	-266,909742	-77,8446843	0	-65,7078231

2.3. La superposition (combinaison)

➤ Pour la première tranche, les sollicitations combinées seront calculées comme suit:

$$\begin{cases} Nc1 = Nv1 + Nh1 \\ Tc1 = Tv1 + Th1 \\ Mc1 = Mv1 + Mh1 \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} Nc1: \text{Effort Normal cumulé (1° Tranche)} \\ Tc1: \text{Effort Tranchant cumulé (1° Tranche)} \\ Mc1: \text{Moment Fléchissant cumulé (1° Tranche)} \end{cases}$$

➤ De même pour la deuxième tranche.

Tableau IV-10. Résultats de M, T et N combinées.

α	θ	Première Tranche			Deuxième Tranche		
		Nc1 (KN)	Tc1 (KN)	Mc1 (KN.m)	Nc2 (KN)	Tc2 (KN)	Mc2 (KN.m)
90	0	-264,17105	-10,852254	13,1283889	-261,65425	-5,82689536	14,9354261
67.5	22.5	-254,233674	43,6703321	80,4563287	-250,53765	50,8208957	74,4961398
60	30	-240,458599	64,6760483	156,291988	-236,284156	72,5844553	143,87057
45	45	-222,027914	82,4670641	252,646765	-217,451635	90,8150906	233,973887
30	60	-176,706227	113,361823	473,103606	-171,542362	121,386888	450,972359
22.5	67.5	-130,86159	147,74037	665,521002	-125,352302	153,664962	667,635205
15	75	-111,785604	169,688789	727,276121	-106,1733	173,932973	757,324369
0	90	-84,746254	264,17105	692,058643	-79,0168954	261,65425	884,124316

Les diagrammes de M, T et N sont tracés d'une manière automatique (par l'utilisation d'Excel).

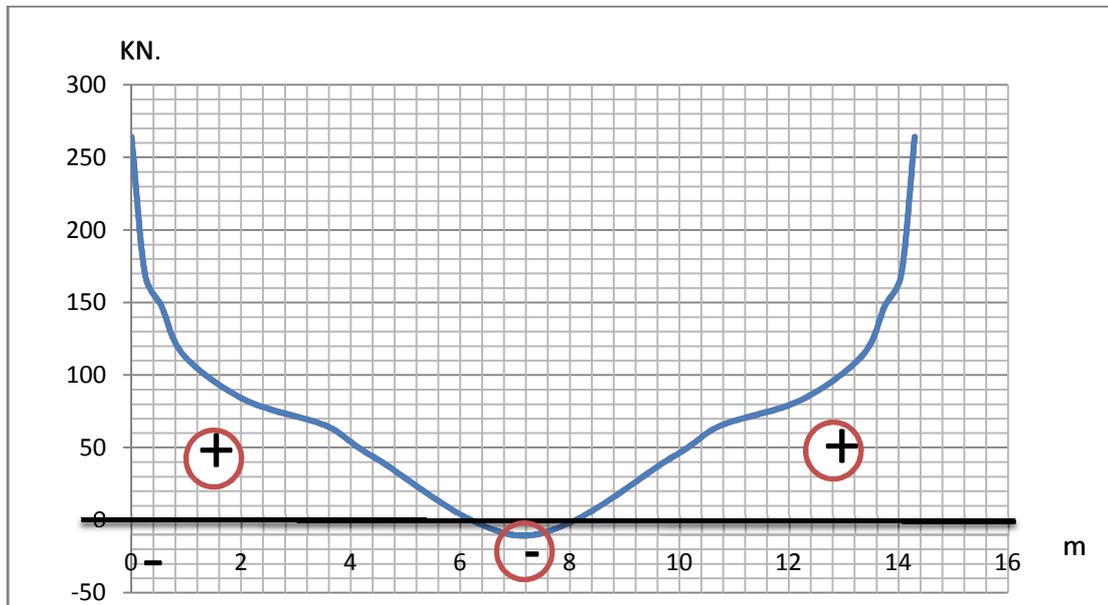


Figure IV-8: diagramme des efforts tranchant Tc1.

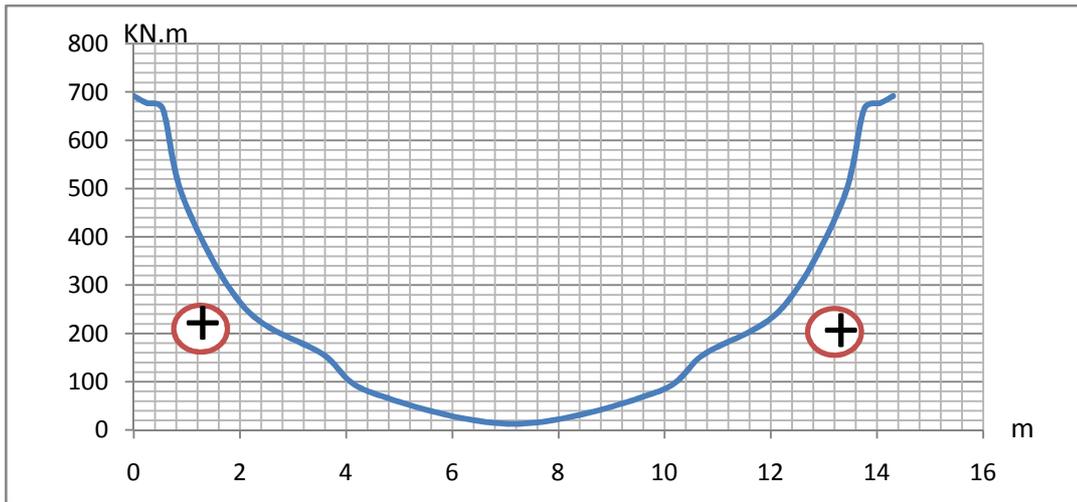


Figure IV-9: diagramme des moments fléchissant M_{c1} .

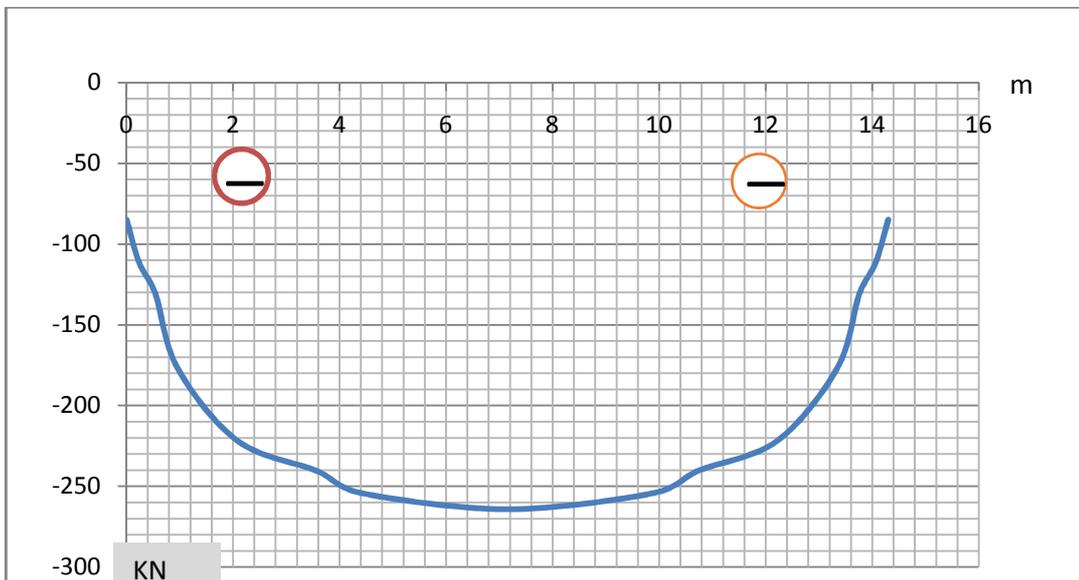


Figure IV-10: diagramme des efforts normaux N_{c1} .

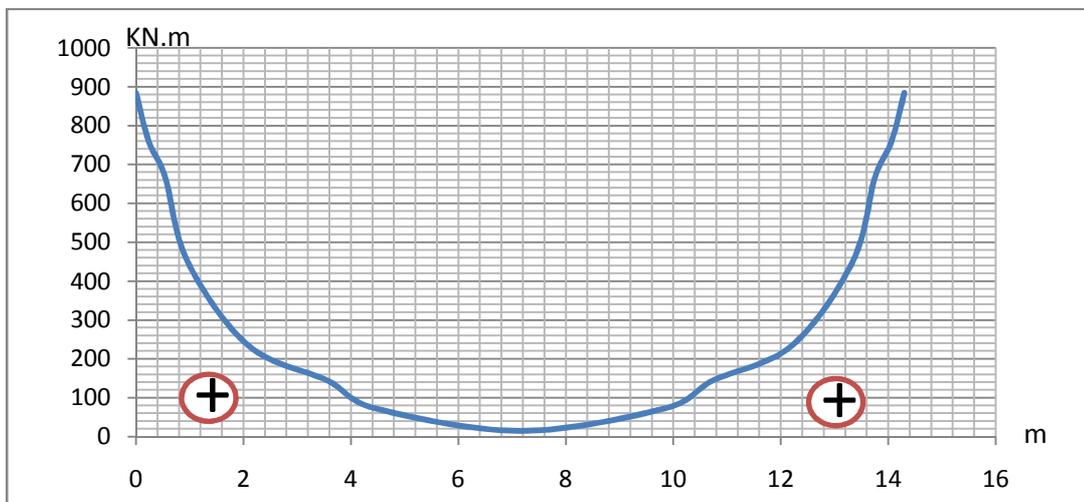


Figure IV-11: diagramme des moments fléchissant M_{c2} .

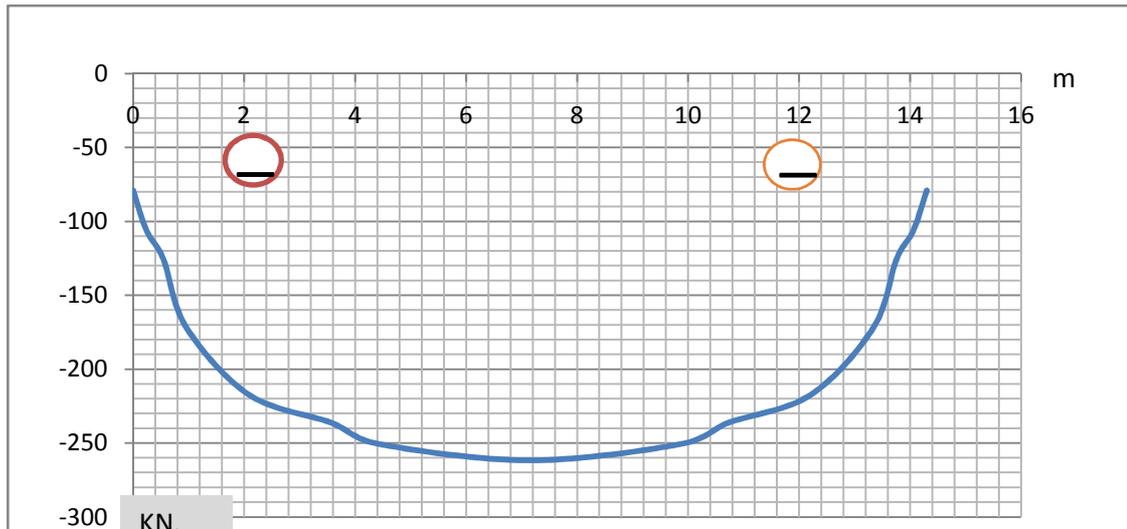


Figure IV-12: diagramme des efforts normaux N_{c2} .

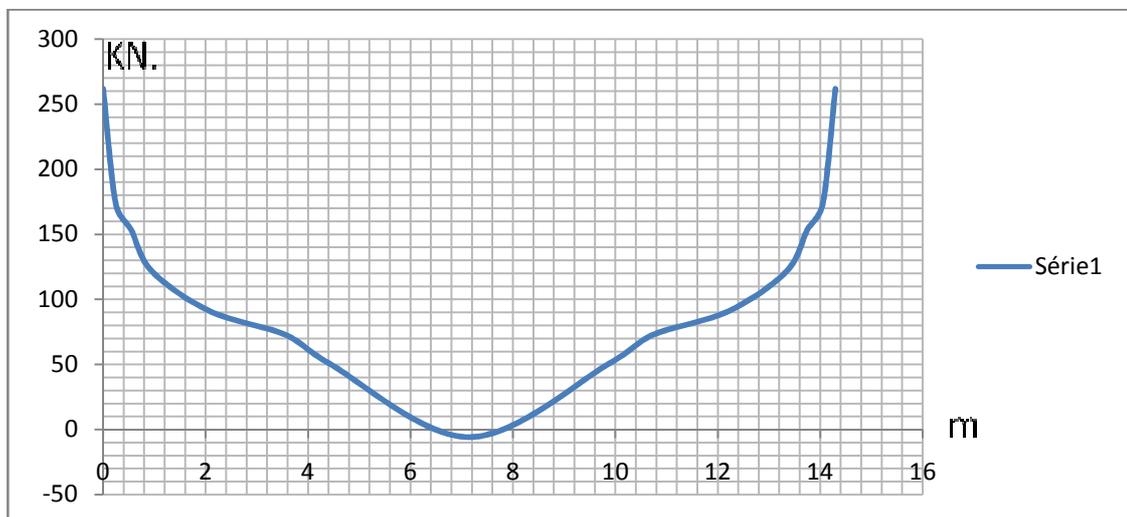


Figure IV-13: diagramme des efforts tranchant T_{c2} .

Conclusion

Dans ce chapitre on a procédé aux calculs des charges et des efforts internes (sollicitations). Les charges sont calculées par trois méthodes différentes dont la première (système de surcharge) est plus fiable car elle prend en considération la cohésion du sol, et l'estimation des efforts internes se fait par la décomposition de la charge totale (naturelle) en deux charges l'une horizontale et l'autre verticale et qui seront combinées par suite; afin de diminuer le degré d'hyperstaticité et de résoudre un système isostatique.

Les résultats obtenus seront utilisés dans le prochain chapitre pour le dimensionnement et les vérifications des contraintes.

CHAPITRE-V

DIMENSIONNEMENT

Introduction

Pour le dimensionnement des éléments de soutènement on utilise une méthode de la RDM. Cette méthode de calcul est relativement ancienne comparée aux calculs des éléments finis et aux concepts plus réalistes de convergence-confinement. Elle est cependant simple à comprendre et à utiliser, ce qui lui permet de rester une estimation courante (et économique) dans son domaine d'application. En général, la méthode est adaptée aux ouvrages construits en terrain meuble ou en rocher fracturé, sous faible couverture et avec des techniques de soutènements lourds (têtes de tunnel remblayées par ex.)

Les efforts ainsi calculés seront repris par le cintre et le béton projeté, chaque élément reçoit une part déterminée par la loi de répartition des efforts qui sera exposée dans ce qui suit. On procède par la suite à la vérification des contraintes à la section critique, afin de conclure sur le choix des éléments retenus.

1. Soutènement par cintres métalliques et béton projeté

Remarque:

Dans notre ouvrage, comme prévu en pré-dimensionnement:

La Galerie nécessite un soutènement constitué de cintres associés au béton projeté armé d'un treillis soudé.

- Dans notre ouvrage on prend des cintres en HEB 220 Espacé de 0.65m.
- Béton projeté d'épaisseur 33cm en voûte et 30cm en piédroits.

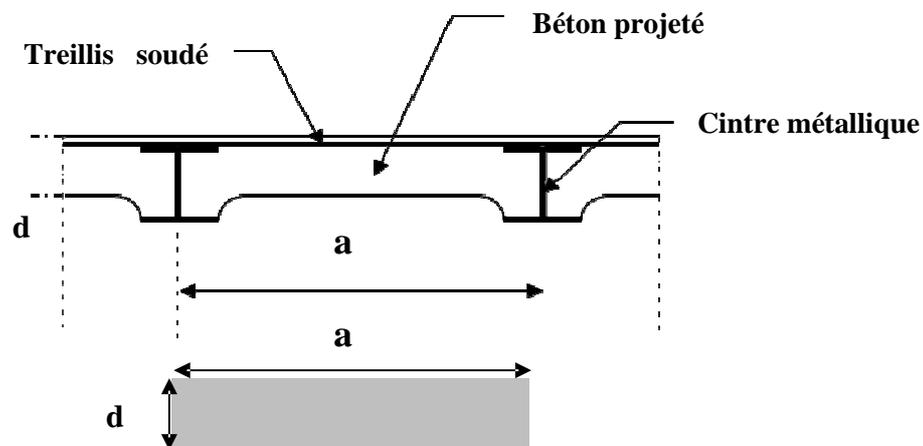


Figure V-1 : le soutènement avec cintre et béton projeté.

1.1. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et le béton projeté

1.1.1. Rigidité du cintre métallique

* A la compression $E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a}$, avec $A'_s = \frac{A_s}{a}$ [20]

* A la flexion : $E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a}$, avec $I'_s = \frac{I_s}{a}$

Ou E_s : module d'élasticité du métal.

A_s : Section du profilé.

I_s : moment d'inertie du profilé par rapport à l'axe $y-y'$.

a : espacement entre deux cintres.

1.1.2. Rigidité du béton projeté

- * A la compression : $E_{bj}A'_b = \frac{E_{bj}A_b}{a} = \frac{E_{bj} \cdot d \cdot a}{a} = E_{bj}d_1 = \theta_n E_s A'_s$
- * A la flexion : $E_{bj}I'_b = \frac{E_{bj}I_b}{a} = \frac{E_{bj}d_1^3}{12a} = \theta_m E_s I'_s$ [20]

Avec : E_{bj} : Module d'élasticité de béton.

$A_b = d \cdot a$: Section d'un rectangle en béton.

$I_b = \frac{a \cdot d^3}{12}$: Moment d'inertie d'un rectangle en béton.

Et : $I'_b = \frac{I_b}{a}$

$\theta_m = \frac{E_{bj}I'_b}{E_s I'_s}$ et $\theta_n = \frac{E_{bj}A'_b}{E_s A'_s}$: coefficients de répartition. [20]

➤ Rigidité du cintre métallique

- * A la compression :

$$A_s = 91.10^{-4} m^2 \quad E_s = 21.10^4 Mpa$$

$$a = 0.65 m \quad A'_s = \frac{91.10^{-4}}{0.65} = 1.4 \times 10^{-2} m^2$$

- * A la flexion : $I'_s = \frac{I_s}{a} = \frac{0.8091 \times 10^{-4}}{0.65} = 1.2447 \times 10^{-4} m^4$

➤ Rigidité de la voûte en béton

- * A la compression : $E_{bj}A'_b = \frac{E_{bj}A_b}{a} = \frac{E_{bj} \cdot d_1 \cdot a}{a} = E_{bj}d_1$

$$Fc28=25Mpa \implies E_{bj} = 37375 Mpa \quad [20]$$

$$Fc28=30Mpa \implies E_{bj} = 44850 Mpa$$

En voûte : $E_{bj}d_1 = 14800.5 MN/m$ et En piédroit $E_{bj}d_2 = 13455 MN/m$

- * A la flexion :

$$\text{En voûte : } d_1 = 0.33m \quad \Rightarrow I_b = 1.9246 \times 10^{-3} m^4 \quad : E_{bj}I'_b = 86.318 MN * m^2$$

$$\text{En piédroit : } d_2 = 0.3m \quad \Rightarrow I_b = 1.462 \times 10^{-3} m^4 \quad : E_{bj}I'_b = 65.57 MN * m^2$$

Avec $d_1 = 33 cm$ et $d_2 = 30 cm$ (épaisseur du béton projeté en voûte et en piédroit respectivement).

➤ Rigidité du soutènement de la galerie (système équivalent)

- * A la compression :

$$A'_z = A'_s \times \left(1 + \frac{\theta_n}{3}\right) \quad \text{Avec} \quad \theta_n = \frac{E_{bj}A'_b}{E_s A'_s} = \frac{E_{bj}A_b}{E_s A_s}$$

- * A la flexion :

$$I'_z = I'_s \times \left(1 + \frac{\theta_m}{3}\right) \quad \text{Avec} \quad \theta_m = \frac{E_{bj}I'_b}{E_s I'_s}$$

Avec : A'_z : section équivalente

I'_z : Inertie équivalente

$$\text{En voûte : } \theta_n = \frac{E_{bj}A'_b}{E_s A'_s} = \frac{44.85 \times 10^3 \times 0.33}{2.1 \times 10^5 \times 1.4 \times 10^{-2}} = 5.03$$

$$\theta_m = \frac{E_{bj} I'_b}{E_s I'_s} = \frac{86.318}{2.1 \times 10^5 \times 1.2447 \times 10^{-4}} = 3.3$$

$$A'_z = A'_s \times \left(1 + \frac{\theta_n}{3}\right) = 1.4 \times 10^{-2} \times \left(1 + \frac{1.29}{3}\right) = 0.02 m^2$$

$$I'_z = 1.2447 \times 10^{-4} \times \left(1 + \frac{1.32}{3}\right) = 1.79 \times 10^{-4} m^4$$

En piédroit : $\theta_n = \frac{E_{bj} A'_b}{E_s A'_s} = \frac{44.85 \times 10^3 \times 0.30}{2.1 \times 10^5 \times 1.4 \times 10^{-2}} = 4.57$

$$\theta_m = \frac{65.57}{2.1 \times 10^5 \times 1.2447 \times 10^{-4}} = 2.5$$

$$A'_z = 1.4 \times 10^{-2} \times \left(1 + \frac{1.17}{3}\right) = 0.01946 m^2$$

$$I'_z = 1.2447 \times 10^{-4} \times \left(1 + \frac{0.99}{3}\right) = 1.65 \times 10^{-4} m^4$$

2. Vérification des contraintes

Les vérifications seront faites pour soutènement composé d'un cintre HEB220 enrobé par une couche de béton projeté d'épaisseur $d=33\text{cm}$ en voute et $d=30\text{cm}$ en piédroit, la distance entre deux cintre est $a = 0,65\text{m}$.

Les diagrammes des figures (IV-9 à IV-14) ont donnés les efforts maximaux suivants :

$$M_{max} = 0.884 \text{ MN.m/m} \quad N_{max\ corr} = -0.275 \text{ MN} \quad , \quad T_{max} = 0.264 \text{ MN}$$

2.1. Cintre métallique

$$M_{s\ max} = \frac{3}{3+\theta_m} M_{max} \quad N_{s\ max\ corr} = \frac{3}{3+\theta_n} N_{max\ corr} \quad [20]$$

En voute : $\theta_m = 3.3 \Rightarrow M_{s\ max} = \frac{3}{3+3.3} \times 0.884 = 0.482 \text{ MN.m/m}$

En piédroit : $\theta_m = 2.5 \Rightarrow M_{s\ max} = \frac{3}{3+2.5} \times 0.884 = 0.408 \text{ MN.m/m}$

En voute : $\theta_n = 5.03 \Rightarrow N_{s\ max\ corr} = \frac{3}{3+5.03} \times -0.275 = -0.103 \text{ MN}$

En piédroit : $\theta_n = 4.57 \Rightarrow N_{s\ max\ corr} = \frac{3}{3+4.57} \times -0.275 = -0.109 \text{ MN}$ vérifier

a) contrainte due à la flexion composée

La vérification à faire est : $\sigma_f = \gamma_g \left(\frac{M_{s\ max} \cdot v \cdot a}{I_s} \pm \frac{N_{s\ max} \cdot a}{A_s} \right) \leq \sigma_{sult}$ [20]

La qualité de l'acier est S500, $\gamma_s = 1.15$. $\sigma_e = 500 \text{ MPa}$ $\sigma_{sult} = \sigma_e / \gamma_s = 434.78 \text{ MPa}$

Avec $\gamma_g = \frac{4}{3}$: coefficient de sécurité $v = \frac{h}{2} = 0.11\text{m}$

En voute : $\Rightarrow \sigma_f = \frac{4}{3} \left(\frac{0.482 \times 0.65 \times 0.11}{0.8091 \times 10^{-4}} \pm \frac{-0.103 \times 0.65}{91 \times 10^{-4}} \right)$

$$\sigma_f = (426.1 \pm 7.35) = 414.74 \text{ Mpa} < 434.78 \text{ Mpa} \text{ Vérifié}$$

En piédroit : $\sigma_f = \frac{4}{3} \left(\frac{0.408 \times 0.65 \times 0.11}{0.8091 \times 10^{-4}} \pm \frac{-0.108 \times 0.65}{91 \times 10^{-4}} \right)$

$$\sigma_f = (360.54 + 11.86) = 372.4 \text{ Mpa} < 434.78 \text{ Mpa} \text{ Vérifié}$$

b) Contrainte due au moment fléchissant

La vérification à faire est : $\sigma_m = \left(\frac{M_{s\ max} \cdot a \cdot v}{I_s} \right) \leq \sigma_e$ [20]

$$\begin{aligned} \text{En voute : } \sigma_m &= \left(\frac{0.482 \times 0.65 \times 0.11}{0.8091 \times 10^{-4}} \right) = 426.1 \text{ Mpa} < \sigma_{\text{sult}} = 434.78 \text{ Mpa} && \text{Vérfié} \\ \text{En piédroit : } \sigma_m &= \frac{0.556 \times 0.65 \times 0.11}{0.8091 \times 10^{-4}} = 360.54 \text{ Mpa} < \sigma_{\text{sult}} = 434.78 \text{ Mpa} && \text{Vérfié} \end{aligned}$$

c) Contrainte due à l'effort tranchant

$$\text{La vérification à faire est : } \tau = \gamma_g \times \left(\frac{T_{\text{max.a.s}}}{I_s \times b_0} \right) \leq \frac{\sigma_e}{1.54} \quad [20]$$

Avec s : moment statique du profilé.

b_0 : épaisseur de lame du profilé.

$$\tau = \frac{4}{3} \times \left(\frac{0.264 \times 0.65 \times 0.0003939}{0.8091 \times 10^{-4} \times 0.0095} \right) = 117.24 \text{ Mpa} \leq \frac{\sigma_e}{1.54} = \frac{500}{1.54} = 324.67 \text{ Mpa} \quad \text{Vérfié.}$$

d) Contrainte totale

Il faut vérifier que : $\sigma_t = \sqrt{(\sigma_m + \sigma_n)^2 + 1.54\tau} \leq \sigma_e$

$$\text{En voute : } \sigma_m = 426.1 \text{ Mpa} \quad , \quad \sigma_n = 7.35 \text{ Mpa} \leq \sigma_e$$

$$\sigma_t = \sqrt{(426.1 + 7.35)^2 + 1.54 \times 117.24} = 433.65 \leq \sigma_{\text{sult}} = 434.78 \text{ Mpa} \quad \text{Vérfié.}$$

2.2. Béton projeté

$$M_{\text{max}} = 0.884 \text{ MN.m/m} \Rightarrow N_{\text{max corr}} = -0.275 \text{ MN}$$

$$M_{b \text{ max}} = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} \times M_{\text{max}} \quad \text{Et} \quad N_{b \text{ max}} = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} \times N_{\text{max}}$$

$$\text{En voute : } \theta_m = 3.3 \quad \theta_n = 5.03$$

$$M_{b \text{ max}} = \frac{3.3}{3 + 3.3} \times 0.884 = 0.463 \text{ MN.m}$$

$$N_{b \text{ max}} = \frac{5.03}{3 + 5.03} \times -0.275 = -0.172 \text{ MN}$$

$$\text{En piédroit : } \theta_m = 2.5 \quad \theta_n = 4.57$$

$$M_{b \text{ max}} = \frac{2.5}{3 + 2.5} \times 0.884 = 0.402 \text{ MN.m}$$

$$N_{b \text{ max}} = \frac{4.57}{3 + 4.57} \times -0.275 = -0.166 \text{ MN}$$

➤ Epaisseur du béton projeté

$$\text{En voute : } d_1 = 0.33 \text{ m} \Rightarrow I_b = 1.9246 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\text{En piédroit : } d_1 = 0.3 \text{ m} \Rightarrow I_b = 1.462 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

a) vérification à la flexion composée

➤ A L'ELU :

$$\text{Les à faire sont : } \sigma_b = \left(\frac{-M_{b \text{ max.a.v}}}{I_b} + \frac{N_{b \text{ max}}}{A_b} \right) \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{pour les fibres tendues} \quad [20]$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_b = \left(\frac{M_{b \text{ max.a.v}}}{I_b} - \frac{N_{b \text{ max}}}{A_b} \right) \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{Pour les fibres comprimées} \quad [20]$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_b = \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Fibres tendues : } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.7826 \text{ Mpa}$$

En voute : $M_{b\ max} = 0.463\ MN.m$ Et $N_{b\ coor} = -0.172\ MN$

$$\sigma_b = \left(\frac{-0.463 \times 0.65 \times 0.11}{1.9246 \times 10^{-3}} + \frac{-0.172}{0.33 \times 0.65} \right) = -18\ Mpa \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Vérfié}$$

En piédroit : $M_{b\ max} = 0.402\ MN.m$ Et $N_{b\ coor} = -0.166\ MN$

$$\sigma_b = \left(\frac{-0.402 \times 0.65 \times 0.11}{1.462 \times 10^{-3}} + \frac{-0.166}{0.3 \times 0.65} \right) = -19.5\ Mpa \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Vérfié}$$

Fibres comprimées : $\bar{\sigma}_b = \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{30}{1.5} = 20\ Mpa$

En voute :

$$\sigma_b = \left(\frac{0.226 \times 0.65 \times 0.11}{1.94 \times 10^{-3}} - \frac{-0.08}{0.33 \times 0.65} \right) = 18\ Mpa \leq \bar{\sigma}_b$$

En piédroit :

$$\sigma_b = \left(\frac{0.18 \times 0.65 \times 0.11}{1.462 \times 10^{-3}} - \frac{-0.077}{0.3 \times 0.65} \right) = 19.5\ Mpa \leq \bar{\sigma}_b$$

➤ A L'ELS :

Les vérifications à faire sont les même que l'ELU mais les contraintes seront :

Fibres tendues : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta \right)$

Avec $f_e = 50000 \frac{t}{m^2}$, η : coefficient de fissuration égal à 1 (treillis soudés)

Fibres comprimées : $\bar{\sigma}_b = \frac{1}{1.5} f_{c28}$

➤ Effort tranchant :

Fibres tendues : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 500, 150 \times 1 \right) = 150\ Mpa$

En voute : $M_{b\ max} = 0.463\ MN.m$ $N_{b\ coor} = -0.172\ MN$

$$\sigma_b = -18 \leq \bar{\sigma}_s = 150\ Mpa \quad \text{Vérfié}$$

En piédroit : $M_{b\ max} = 0.402\ t.m$ $N_{b\ coor} = -0.166\ Mpa$

$$\sigma_b = -19.5\ Mpa \leq \bar{\sigma}_s = 150\ Mpa \quad \text{Vérfié}$$

Fibres comprimées : $\bar{\sigma}_b = \frac{1}{1.5} f_{c28} = 20\ Mpa$

En voute :

$$\sigma_b = 18 \leq \bar{\sigma}_s = 20\ Mpa \quad \text{Vérfié}$$

En piédroit

$$\sigma_b = 19.5\ Mpa \leq \bar{\sigma}_s = 20\ Mpa \quad \text{Vérfié}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u \times a}{b_0 \times a} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad v_u = 1,35 \times T_{max}$$

$$\text{Et} \quad \bar{\tau}_u = \min (0,1 \times f_{c28}, 3\ Mpa)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,1 \times f_{c28}, 3\ Mpa) = \min (3, 3) = 3\ Mpa$$

$$\text{En voute} \quad d=0.33\ m \quad \tau_u = \frac{v_u \times a}{b_0 \times d} = 0.74\ Mpa < \bar{\tau}_u = 3\ Mpa \quad \text{Vérfié.}$$

$$\text{En piédroit} \quad d=0.3\ m \quad \tau_u = \frac{v_u \times a}{b_0 \times d} = 0.81\ Mpa < \bar{\tau}_u = 3\ Mpa \quad \text{Vérfié.}$$

3. Vérification de l'assemblage des différents éléments du cintre

L'assemblage des différents éléments du cintre se fait aux endroits qui ne sont pas fortement sollicités, c'est-à-dire aux endroits ayant des valeurs minimales de moment.

Et pour cette raison et des raisons de réalisation, faciliter le façonnage, la manutention et le montage des différents éléments du cintre, les assemblages réalisés aux zones où l'angle est inférieur à trente degrés ($\theta \leq 30^\circ$) [20] Dans cet endroit on constate que les valeurs maximales des sollicitations sont :

$$M = 0.884 \text{ MN} \cdot \text{m/m} \quad , \quad N_{\text{corr}} = -0.13 \text{ MN} \quad , \quad T = 0.26 \text{ MN}$$

3.1.Soudure

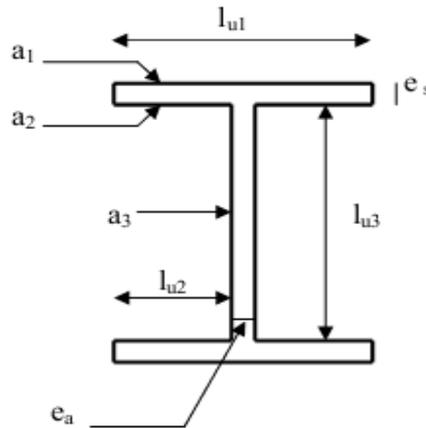


Figure V-2 : Dimensions et d'assemblage par soudure d'un cintre métallique

On doit vérifier pour les cordons d'âme et les cordons de semelle les inégalités suivantes :

$$\left[\left(\frac{N}{\sum l_{ui} a_i \alpha_i} \right)^2 + \left(1,8 \times \frac{T}{2 l_{u3} a_3 \alpha_3} \right)^2 \right]^{0,5} \leq \sigma_e \quad \text{Pour les cordons d'âmes. [20]}$$

$$1,18 \times \left[\left(\frac{N}{\sum l_{ui} a_i \alpha_i} \right)^2 + \frac{M \times h}{h^2 (l_{u1} a_1 \alpha_1) + 2(h - 2e_s)^2 \times (l_{u2} a_2 \alpha_2)} \right]^{0,5} \leq \sigma_e \quad \text{Pour les cordons de semelles. [20]}$$

On prend $\sigma_e = 200 \text{ Mp}$ Pour la soudure.

$$\text{Prenons : } a_1 = a_2 = a_3 = 15 \text{ mm}$$

$$h = 220 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad l_1 = 220 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{(l_1 - e_a)}{2} = \frac{220 - 9.5}{2} = 105.25 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2e_s = 220 - 2 \times 16 = 188 \text{ mm}$$

Calcul de l_{u1} , l_{u2} et l_{u3} :

$$l_1 = 220 \text{ mm} \Rightarrow l_{u1} = l_1 - 2a_1 = 220 - 2 \times 15 = 190 \text{ mm}$$

$$l_2 = 105.25 \text{ mm} \Rightarrow l_{u2} = l_2 - 2a_2 = 75.25 \text{ mm}$$

$$l_3 = 188 \text{ mm} \Rightarrow l_{u3} = l_3 - 2a_3 = 158 \text{ mm}$$

Calcul de $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$:

$$a_1 = 15 \text{ mm} \geq 4 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \alpha_1 = \frac{0.8}{1 + \frac{1}{a_1}} = 0.852$$

a) Sous l'effort N : [20]

L'effort qui revient à chaque boulon $N_n: N_n = N_t/n$

$$N_0 = 0,8 \times \sigma_e \times A_r$$

$$N_n \leq N_0 = 0,8 \times \sigma_e \times A_r \implies A_r \geq \frac{N_n}{0,8 \times \sigma_e} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : N_n = l'effort normal revenant à chaque boulon produit par l'effort normal total N_t

A_r = Section de boulon.

b) Sous les efforts N, T : [20]

$$T_n = \frac{T_t}{n} \quad N_0 = 0,8 \times \sigma_n \times A_r \implies N_n = \frac{N_t}{n}$$

$$T \leq 1,1 \times (N_0 - N_n) \times \varphi \implies T \leq (1,1 \times N_0 \times \varphi) - (1,1 \times N_n \times \varphi)$$

$$T \leq (1,1 \times 0,8 \times \sigma_e A_r \times \varphi) - (1,1 \times N_n \times \varphi) \implies A_r \geq \frac{T + 1,1 \times N_n \times \varphi}{0,88 \times \sigma_e \times \varphi} \dots \dots \dots (2)$$

Avec : T l'effort tranchant revenant à chaque boulon produit par l'effort tranchant total T_t .

c) Sous les efforts M, N : [20]

$$N_m + N_n \leq N_0 \implies N_m + N_n \leq 0,8 \times \sigma_e \times A_r$$

$$A_r \geq \frac{N_m + N_n}{0,8 \times \sigma_e}$$

Effort normal maximum produit par le moment fléchissant M.

$$N_m = \frac{M \times d_1}{2 \times \sum d_1^2}$$

Remarque : dans ce dernier cas, M et N, seront pris en valeurs algébriques.

On aura pour les trois vérifications la valeur de la section suivantes :

$$A_r \geq \max \left(\frac{N_n}{0,8 \times \sigma_e}, \frac{T + 1,1 N_n \times \varphi}{0,8 \times \sigma_e \times \varphi}, \frac{N_m + N_n}{0,8 \times \sigma_e} \right)$$

$$\text{On a : } M_x = 0,884 \text{ MN.m/m} =$$

$$T_x = 0,26 \text{ MN}$$

$$N_x = -0,275 \text{ MN}$$

*** -Sous l'effort N :**

$$N_n = \frac{N_t}{n} = -0,13 / 4 = 0,06875 \text{ MN}$$

$$\text{La section de boulon sera } A_r \geq \frac{0,0325}{0,8 \times 900} = 95,48 \text{ mm}^2$$

*** -Sous les efforts N, T :**

$$T_n = T_t/n = 0,26/4 = 0,065 \text{ MN}$$

$$N_n = N_t/n = -0,275/4 = -0,06875 \text{ MN}$$

L'équation N°2 devient :

$$A_r \geq \frac{0,065 + 1,1 \times (-0,06875) \times 0,3}{0,88 \times 90 \times 0,3} = 178,08 \text{ mm}^2$$

*** Sous les efforts M, N :**

$$N_m = \frac{0,884 \times 120}{2 \times (0,120^2 + 0,180^2)} = 1,13 \text{ MN}$$

$$N_m + N_n = 1,13 - 0,06875 = 1,06 \text{ MN}$$

$$A_r \geq \frac{1.06}{0.8 \times 900} = 1473.95 \text{ mm}^2$$

Donc la section des boulons sera :

$$A_r \geq \max(95.48, 178.08, 1473.95) = 1473.95 \text{ mm}^2$$

On opte pour des boulons $\varnothing 44$ dont la section est: $A_r = 1520.53 \text{ mm}^2$

3.3.Platine

On doit déterminer l'épaisseur de la platine reliant l'élément HEB220 à l'autre élément par l'intermédiaire des boulons.

Pour se faire, il faut que la section nette de la platine résiste à l'effort tranchant T.

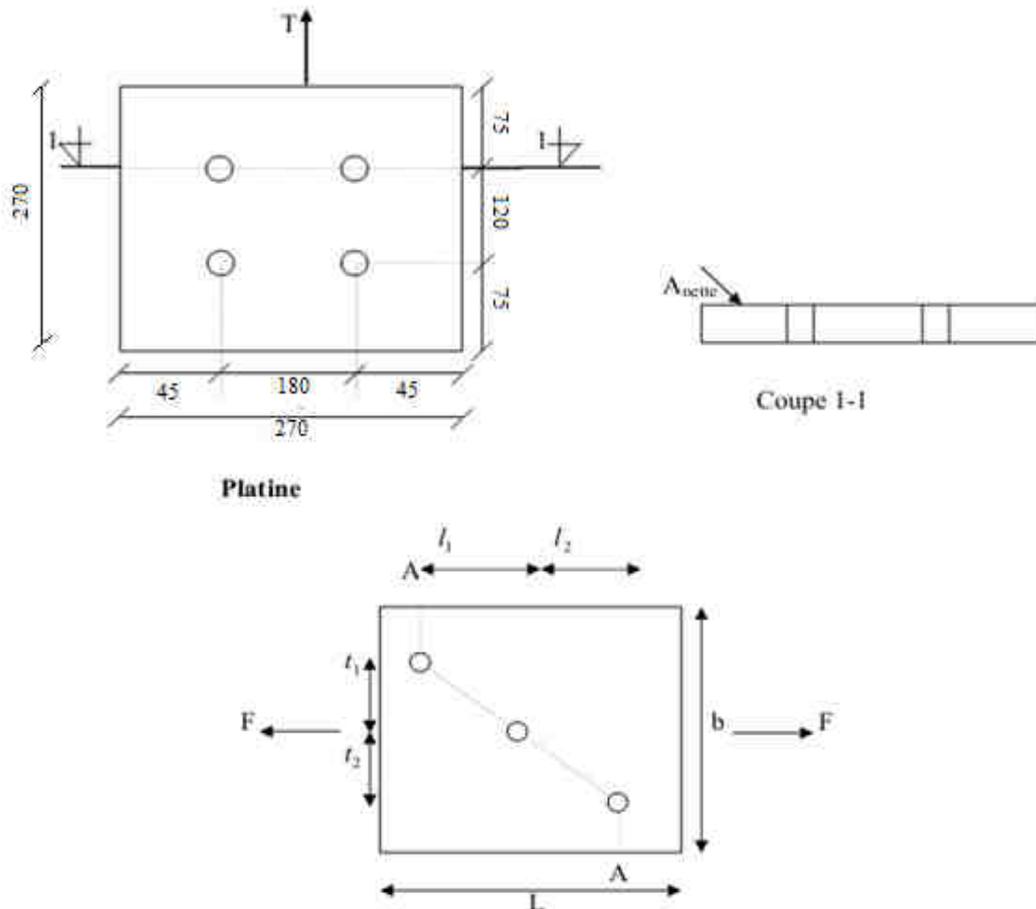


Figure V-4 : Dimensions et assemblage d'un cintre métallique avec la platine.

$$A_{nette} = A_{(A-A)} = e \times \left(b - n \times \varnothing + \sum \frac{l_i^2}{4 \times t_i} \right)$$

Ou : -e : épaisseur de la platine.

-b : largeur de la platine.

- \varnothing : Diamètre de trou.

-n : Nombre des trous traversés par la coupe A-A.

- l_i : Distance horizontale entre deux trous successifs.

- t_i : Distance verticale entre deux trous successifs.

L'épaisseur de la platine doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{F}{A_{(A-A)}} \leq \sigma_e \Rightarrow \frac{F}{e \times \left(b - n \times \phi + \sum \frac{l_i^2}{4 \times t_i} \right)} \leq \sigma_e = 500 \text{ MPa} \quad [20]$$

$$e \geq \frac{F}{\sigma_e \times \left(b - n \times \phi + \sum \frac{l_i^2}{4 \times t_i} \right)}$$

$$n = 2$$

$$\sigma_e = 500 \text{ MPa}, \quad b = 270 \text{ mm}, \quad \phi = 44 \text{ mm}, \quad T_x = 0.26 \text{ MN}$$

$\sum l_i^2 / 4 \times t_i = 0 \quad \Rightarrow$ Les deux trous traversés par la coupe 1-1 se trouvent sur le même plan horizontal.

$$e \geq \frac{0.26}{500 \times (0.270 - 2 \times 0.044)} = 2.85 \text{ mm}$$

On prendra une épaisseur normalisée de : $e = 15 \text{ mm}$

Conclusion :

Grâce à la décomposition des charges on a pu estimer le pourcentage de chaque éléments (cintres et béton projeté), et toutes les contraintes sont vérifiées pour les deux, aussi on a dimensionné les assemblages des éléments de soutènement (soudure, platine et boulons) alors on opte pour un soutènement composé de cintres HEB220 enrobés par une couche de béton projeté d'épaisseur $d = 33 \text{ cm}$ en voûte et $d = 30 \text{ cm}$ En piédroit, ce béton est ferrailé par un treillis soudés ($150 \times 150 \times 5$).

Ce calcul fait dans ce chapitre est un calcul a court terme seulement pour le soutènement provisoire, donc le calcul a long terme se fait pour le revêtement qui ne fait pas l'objet de ce mémoire.

CHAPITRE-VI
APPROCHE AVEC LA METHODE
CONVERGENCE-CONFINEMENT

Introduction :

Dans ce chapitre on va faire une approche pour vérifier les éléments de soutènement en utilisant la méthode convergence-confinement. Le confinement est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il constitue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de déconfinement, mais pour le terrain, il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce déconfinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ). D'une façon générale, ces solutions sont fondées sur des hypothèses.

1. Hypothèses de calcul :

- On considère que la cavité est circulaire, revêtue ou non : l'interaction sol-structure est de type adhérence parfaite ou glissement parfait.
- Massif semi-infini à surface horizontale : bidimensionnel (déformation plane) ou à symétrie de révolution ou tridimensionnel.
- sol non pesant : état de contraintes initial homogène, isotrope, comportement du sol élastique linéaire.
- étude en section courante (le front de taille est très éloigné)

Pour notre tunnel et comme prévu en pré-dimensionnement, le soutènement est constitué de :

- cintres en HEB 220 Espacé de 0.65m.
- Béton projeté d'épaisseur 30 cm en voûte et 33cm en piédroits.

On opte pour la plus grande couverture pour le calcul (méthode applicable sur une couverture 3 fois le diamètre du tunnel).

2. Courbe de convergence :

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain qui se déconfiné progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane (que l'on rencontre traditionnellement dans une section éloignée du front), on introduit une pression fictive en paroi. Cette pression, uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front. P_i varie ainsi de σ_0 à 0; de l'état de contrainte initial à l'état entièrement déconfiné. L'évolution de P_i est donc gouvernée par la distance x , qui permet de se situer par rapport au front de taille (où $x = 0$).

On écrit : [22]

$$P_i = (1 - \lambda(x))\sigma_0$$

$\lambda(x)$ est appelé taux de déconfinement car il caractérise l'état du massif à l'endroit x considéré, il varie de 0 (état initial, en avant du front de taille) à 1 (état complètement déconfiné, loin en arrière du front).

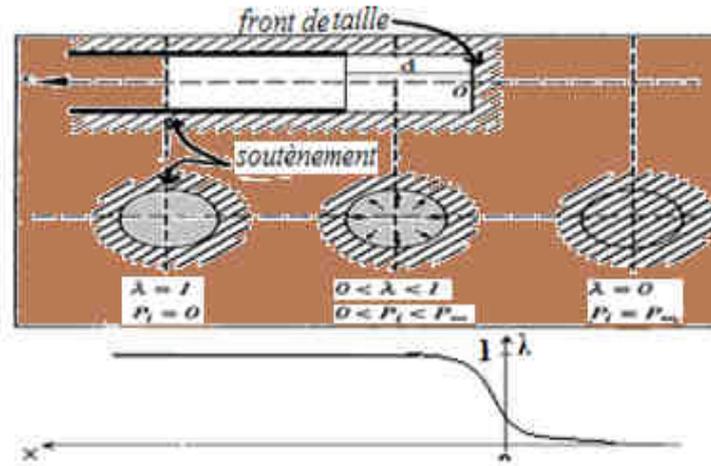


Figure VI-1: principe du taux de déconfinement (d'après Panet 1995).

La théorie des milieux continus nous donne ensuite les champs de déplacement et de contrainte autour du tunnel. Là où réside encore une forte incertitude, c'est dans l'équation permettant de définir $\lambda(x)$. Plusieurs auteurs ont proposé des formules, nous en retiendrons la plus simple, lorsque le terrain reste en élasticité :

$$\lambda(x) = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left[\frac{m_0 R}{m_0 R + x} \right]^2 \right)$$

α et m_0 sont deux constantes (respectivement 0.25 et 0.75) et R le rayon d'excavation. [22]

La courbe de convergence est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi u en fonction de la pression fictive P_i , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe paramétrique de paramètre (x) - qui se représente sur un graphe (P_i, u) . La théorie de l'élasto-plasticité permet d'obtenir l'équation de cette courbe pour des critères simples (Mohr-Coulomb par exemple). Deux cas peuvent se présenter :

Une phase élastique, de $u = 0$ à $u = u_i$, le terrain se déconfinement progressivement de manière linéaire. Par prolongement de la droite sur l'axe des abscisses, on obtient le pseudo-déplacement élastique u_e . L'expression simple de u_e donne une première approximation des déplacements en tunnels :

$$u_e = \frac{(1+\nu)}{E} R \sigma_0$$

Une phase plastique, de $u = u_i$ à $u = u_{inf}$, le terrain en paroi passe dans un état de déformations irréversible. Il y a rupture par excès de compression, par écrasement. Parfois la courbe ne recoupe pas l'axe des abscisses, et la paroi se referme sur elle-même (très grandes déformations). L'état plastique est à éviter, c'est un des rôles du soutènement. Pour le critère de Mohr-Coulomb, l'équation de la courbe plastique est : [23]

$$u = R \frac{(1+\nu)}{E} \left(C_1 + C_2 \left(\frac{R}{R_P} \right)^{K_P-1} + C_3 \left(\frac{R_P}{R} \right)^{\beta+1} \right)$$

$$\text{Avec : } C_1 = -(1 - 2\nu)(\sigma_0 + H), \quad C_2 = \left(\frac{(1-\nu)(1+\beta K_P)}{K_P + \beta} - \nu \right) \frac{2(\sigma_0 + H)}{K_P + 1},$$

$$C_3 = 2(1 - \nu) \frac{(K_P - 1)(\sigma_0 + H)}{K_P + \beta} \quad \text{Et} \quad R_P = \left[\frac{2(\sigma_0 + H) R^{K_P-1}}{(K_P + 1)(P_i + H)} \right]^{\frac{1}{K_P-1}}$$

Les constantes du modèle de Mohr-Coulomb non-associé (angle de dilance) sont exprimées

$$\text{Ainsi : } \quad \beta = \frac{1+\sin \psi}{1-\sin \psi}, \quad K_P = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right), \quad H = \frac{c}{\tan \varphi}$$

Enfin, pour tracer la courbe il faut calculer la pression P_{ic} d'apparition de la plasticité :

$$P_i = \frac{2\sigma_0 - H(K_P - 1)}{K_P + 1}$$

Formule de Lamé:

$$\bullet \mathbf{u}_{inf} = \mathbf{R} \cdot \sigma_0 / 2\mathbf{G} \quad \text{avec} \quad \mathbf{G} = \mathbf{E} / 2(1+\nu)$$

Pour calculer le déplacement maximal du terrain u_{inf} , on utilise les formules ci-dessus en prenant simplement $P_i = 0$. Lorsque le terrain est de bonne qualité, dans les roches dures par exemple, il se peut que la paroi reste en élasticité durant tout le déconfinement. Un critère très utilisé en travaux souterrains pour déterminer si le massif encaissant risque de rentrer en plasticité est le facteur de stabilité :

$$F = \frac{2\sigma_0}{R_c}$$

Avec R_c la résistance en compression simple de la roche ; si $F > 1$ alors il y a risque d'instabilité.

[4]

3. Courbe de confinement :

Une deuxième courbe est requise pour la méthode. Il s'agit de la courbe de confinement, qui va permettre de caractériser le comportement du soutènement sous son chargement. Le chargement considéré est purement radial, il s'agit d'une pression appliquée sur tout le pourtour extérieur de la structure. Le calcul du déplacement radial u_s en fonction de la pression appliquée P_s permet de tracer la courbe de confinement sur un graphe identique à celui de la courbe de convergence.

$$P_i^s = K_s \cdot (U_i - U_0)$$

On distingue également deux phases dans les modèles classiques :

- Une phase élastique, de $u_s = 0$ à $u_s = u_{max}$. Le soutènement se comporte linéairement.
- Une phase plastique, après u_{max} . Cette zone correspond à la rupture du soutènement, elle est donc interdite. [4]

Pour tracer la courbe de confinement ou la courbe caractéristique de soutènement on détermine trois valeurs :

- la raideur de soutènement : $K_s = \frac{\Delta P}{\Delta U}$.
- la pression maximale admissible p_{max} qui correspond à la pression en rupture de soutènement.
- le confinement initial U_0 . Avec : $U_0 = \lambda(x) \cdot u_{inf}$, avec (x) est le pas d'avancement.

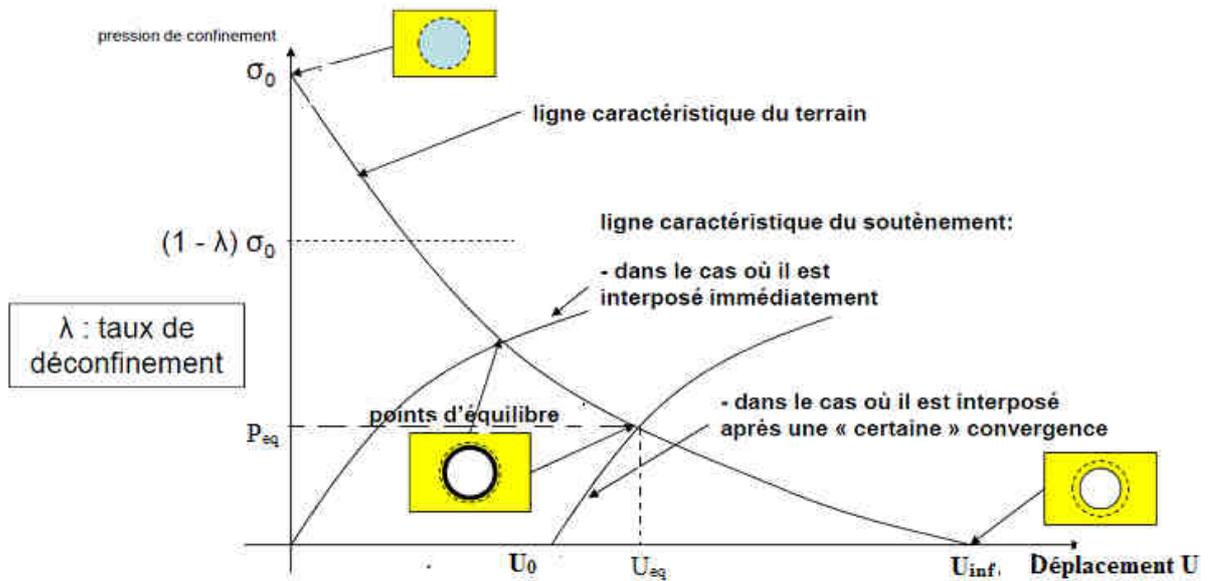


Figure VI-2 : Courbe convergence-confinement, point d'équilibre. [24]

4. Avantages et extension possible de la méthode

- Méthode permettant une approche analytique simple pour évaluer les chargements sur un soutènement
- Prise en compte d'une manière réaliste l'effet 3D dans les cas suivants:
 - Terrain monocouche mais à comportement élastique.
 - Cas des couvertures fortes (2 à 3 fois plus le Diamètre du tunnel)
 - Sans interaction avec environnement (bâti,...)
 - Généralisation de l'approche par le taux de déconfinement pour simuler l'effet 3D dans une modélisation 2D plus complexe.

5. Soutènements:

5.1. Coque en béton: [24]

Calcul simplifié Sous une pression radiale p l'effort normal est de : $N = P.R$ dans la coque.

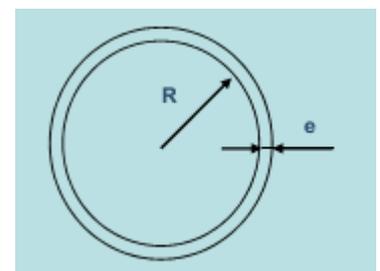
Soit :
$$\varepsilon = \frac{P.R}{E_b.e}$$

D'où une convergence radiale de :
$$u = \varepsilon.R = \frac{P.R^2}{E_b.e}$$

Ce qui donne un module de rigidité de :

$$K_b = \frac{P}{\varepsilon} = \frac{E_b.e}{R} < p_{b,max} = \frac{\sigma_{max}.e}{R}$$

$$K_b = \frac{E_b(R_{ext}^2 - R_{int}^2)}{(1+\nu)[(1-2\nu)R_{ext}^2 + R_{int}^2]} \quad (\text{Valable pour un tube épais})$$



$$K_b = \frac{E_b \cdot e}{(1-\nu^2) \cdot R} \quad \text{Pour } R \gg e$$

Les ordres de grandeur des modules E_b à considérer dans les calculs sont:

- béton projeté: de 7000 à 15000MPa
- béton coffré: 15,000 à 30,000MPa

5.2. Cintres métalliques: [24]

De la même manière que pour la coque en béton, la raideur équivalente à un cintre peut être évaluée par la formule suivante:

$$K_c = \frac{E_s \cdot S/s}{R} < p_{c,max} = \frac{\sigma_{max} \cdot S}{R \cdot s}$$

Où : E_s = Module de l'acier

S = section du cintre

s = espacement longitudinal des cintres

5.3. Les boulons radiaux : [24]

Principalement 2 types de boulons radiaux sont utilisés:

- boulons à ancrage ponctuel ou -boulons à ancrage continu.

Calcul simplifié

Dans le cas de boulons à ancrage ponctuel on a :

$$\varepsilon = \frac{u}{L}, \text{ soit un effort : } F = E_s A_s \frac{u}{L}$$

La pression équivalente peut être calculée par:

$$P = \frac{F}{e_c \cdot e_l} = \frac{A_s \cdot E_s}{L \cdot e_c \cdot e_l} \cdot u$$

La raideur à prendre en compte est donc: $K_{Sn} =$

$$\frac{P}{u/R} = \frac{R}{e_c \cdot e_l} \cdot \frac{A_s \cdot E_s}{L}$$

Avec E_s = Module de l'acier du boulon

e_c = espacement circonférentiel entre boulons

e_l = espacement longitudinal entre boulons

On a les données suivantes :

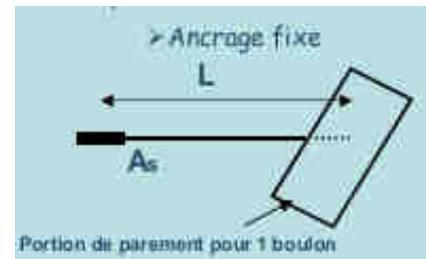


Tableau VI-1. Caractéristiques géotechnique du sol.

	(Marnes intensément altérée)
γ (KN/m ³)	22.0
Φ (°)	24
C (KN/m ²)	80
E_m (MPa)	89.15
R_c (Mpa)	4.5
ν coefficient de poisson	0.32
$\sigma_0 = \gamma \cdot H$ (Kpa)	880
H (le max d'épaisseur de la couverture m)	40

On prend pour le diamètre du tunnel une moyenne de 16m.

Tunnel de 8 m de rayon et le soutènement est posé à 1m du front. Soutènement est composé de cintres HEB220 et de béton projeté.

a) Soutènement:

* Béton projeté: avec $e = 0.30\text{m}$ |

$$E_b = 11500\text{MPa} \quad \text{et} \quad \nu = 0.2$$

$$\text{Alors } K_b = \frac{E_b \cdot e}{R} = \frac{11500 \cdot 0.3}{8} = 431 \text{ Mpa}$$

* Cintres HEB220 $e=0.65$ $A_s = 91\text{cm}^2$ soit

$$\text{Où : } S = 91\text{cm}^2$$

$$s = 0.65\text{m}$$

La qualité de l'acier est S275,

Le module de l'acier est $E_s = 210\,000 \text{ Mpa}$

$$K_c = \frac{E_s \cdot S/s}{R} = \frac{210000 \times 91 \times 10^{-4}}{0.65 \times 8} = 367.5 \text{ Mpa}$$

b) Pour tracé les courbes de convergence :

On a $\sigma_0 = 880\text{Kpa}$ et $R_c = 4500 \text{ Kpa} \implies F = 2\sigma_0/R_c < 1$, états élastique.

$$u_{inf} = \frac{R \cdot \sigma_0}{E \cdot (1 + \nu)} = \frac{8 \times 880 \times 10^{-3}}{89.15 \times (1 + 0.32)} = 59.82 \text{ mm}$$

$$P_{ic} = \frac{2\sigma_0 - H(K_p - 1)}{K_p + 1} = 74.48 \text{ Kpa}$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 2.37 \quad \text{Et} \quad H = \frac{c}{\tan \varphi} = \frac{80}{\tan 24} = 443.27 \text{ Kpa}$$

c) Et pour tracer la courbe de confinement :

$$\text{Pour } x=1\text{m} \quad \lambda(x=1) = 0.25 + (1 - 0.25) \left(1 - \left[\frac{0.75 \times 8}{0.75 \times 8 + 1}\right]^2\right) = 0.449$$

$$U_0 = \lambda(x=1) \cdot u_{inf} = 0.449 \times 59.82 = 26.86 \text{ mm}$$

$$P_i^s = K_s \cdot (U_i - U_0)$$

Pression maximale de soutènement :

$$p_{b.\text{max}} = \frac{\sigma_{\text{max}} \cdot e}{R} = \frac{10000 \times 0.3}{8} = 375 \text{ Kpa} \quad \text{Pour } \sigma_{\text{max}} = 10 \text{ Mpa}$$

$$p_{c.\text{max}} = \frac{\sigma_{\text{max}} \cdot S}{R \cdot s} = \frac{160000 \times 91 \times 10^{-4}}{8 \times 0.65} = 280 \text{ Kpa} \quad \text{Pour } \sigma_{\text{max}} = 160 \text{ MPa}$$

Le tracé du diagramme convergence confinement est fait à l'aide d'Excel.

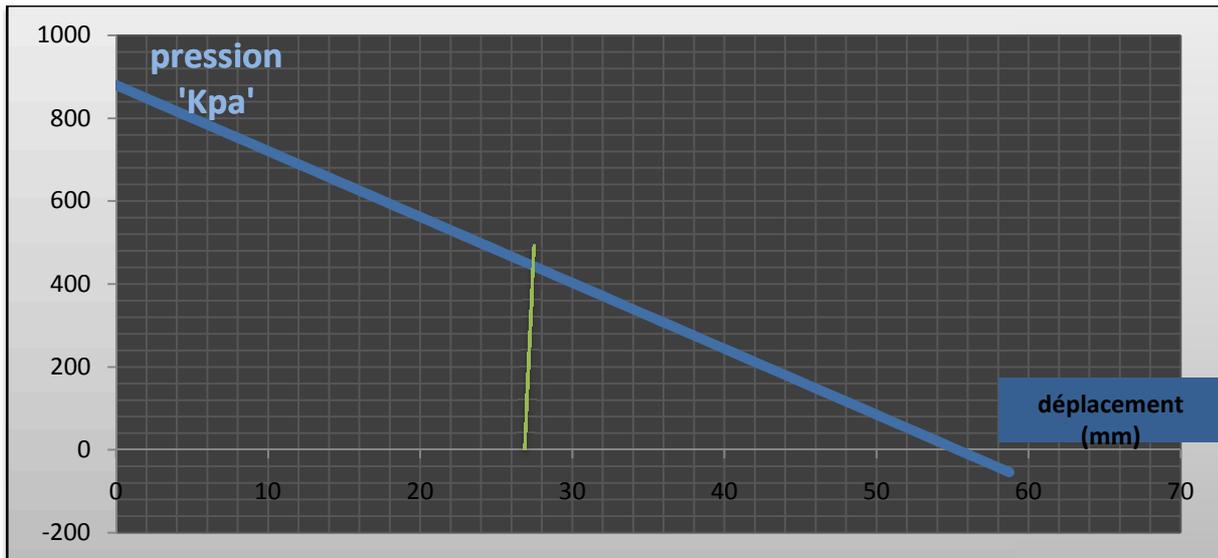


Figure VI-3 : Assemblage des diagrammes de convergence et confinement.

d) Vérifications :

$$K_s = K_b + K_c = 798.5 \text{ Kpa} \Rightarrow 100\%$$

$$K_b = 431 \text{ Kpa} \Rightarrow x \%$$

Donc le pourcentage de sollicitation qu'il reçoit le béton est $x=53.9 \%$. Et le pourcentage des cintres est de 46.1% .

Le point d'intersection des deux courbes donne la pression équivalente $P_{eq}=440 \text{ Kpa}$.

Alors $P_b=440*0.539=237.16 \text{ Kpa} < p_{b,max} = 375 \text{ Kpa} \dots \dots \dots$ **Vérifié**

Et $P_c=202.82 \text{ Kpa} < p_{c,max} = 280 \text{ Kpa} \dots \dots \dots$ **Vérifié**

Conclusion

On remarque bien que dans ce chapitre l'approche qu'on a fait avec la méthode convergence-confinement est bien vérifiée, et on a pu avoir le pourcentage de sollicitations que reçoit chaque élément de soutènement grâce au point d'équilibre des deux courbes convergence et confinement, afin de le comparer à sa rigidité, ce qui satisfait le calcul fait dans le chapitre précédent et l'approche conclue au troisième chapitre, et on a pu calculer le déconfinement de sol afin d'avoir une idée sur la modélisation qu'on va faire dans le prochaine chapitre qui se repose sur le déconfinement du sol pour chaque phase de calcul.

CHAPITRE. VI
MODELISATION AVEC LA METHODE EF
(PLAXIS)

Introduction :

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. Dans ce chapitre on va faire un model approché sur le creusement d'un tunnel grâce au logiciel PLAXIS 2D qui se base sur le déconfinement du sol, pour faciliter le calcul on va se baser sur des mesure in situ pour estimer le déconfinement a chaque phase de calcul.

1.1.Présentation de modèle

PLAXIS 2D est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme, l'utilisateur est invité à s'exercer grâce aux exemples de calculs décrits dans le Tutorial Manual. [25]

1.2. Sous-programmes de PLAXIS 2D

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

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

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

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

2. Modèles de comportement de sol

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-viscoplastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique, les modèles disponibles dans PLAXIS 2D :

- Modèle élastique linéaire.
- Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model. H.S.M)
- Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M)

- Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft SoilCreepModel.S.S.C.M).
- Le modèle de Mohr-Coulomb

Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Les difficultés résident dans la détermination des paramètres qu'elles contiennent, c'est pourquoi le modèle simple de Mohr Coulomb reste le plus utilisé par les ingénieurs.

2.1. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction. Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de « couper » ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (tensile strength).

3. Modélisation des phases d'un tunnel avec plaxis $\sum Mstage < 1$

Il y a différentes méthodes décrites dans la littérature pour l'analyse de tunnels construits selon la « NATM » (nouvelle méthode autrichienne pour la réalisation de tunnels). L'une d'elles s'appelle méthode β , mais auteurs ont présenté des méthodes semblables sous d'autres noms. L'idée est que les contraintes initiales p_k agissant autour de la zone où le tunnel va être construit sont divisées en une partie $(1-\beta) p_k$ qui est appliquée au tunnel sans soutènement et une partie $\beta * p_k$ appliquée au tunnel avec soutènement (Figure VII.1). La valeur de β est une valeur empirique qui, entre autres choses dépend du rapport entre la longueur de tunnel non soutenue et le diamètre équivalent du tunnel. Des suggestions quant à cette valeur peuvent être trouvées dans la littérature [25]

Dans PLAXIS, au lieu d'entrer une valeur de β , on peut utiliser l'option de construction par étapes avec une valeur finale pour $\sum Mstage$ réduite. En fait, en désactivant les couches de sol dans le tunnel, il apparaît une force initiale qui n'est pas équilibrée ; cette force est comparable à p_k .

Au début du calcul de la construction par étapes, quand $\sum Mstage$ vaut zéro, cette force est pleinement appliquée au maillage actif et elle diminuera pas à pas jusqu'à zéro avec un accroissement simultané de $\sum Mstage$ pour obtenir la valeur de 1,0. La valeur de $\sum Mstage$ est alors comparable à $1-\beta$. Pour permettre la seconde étape de la méthode β , le niveau ultime de

$\sum M_{stage}$ devrait être limité à la valeur $1 - \beta$ pendant la phase de désactivation des couches de sol à l'intérieur du tunnel.

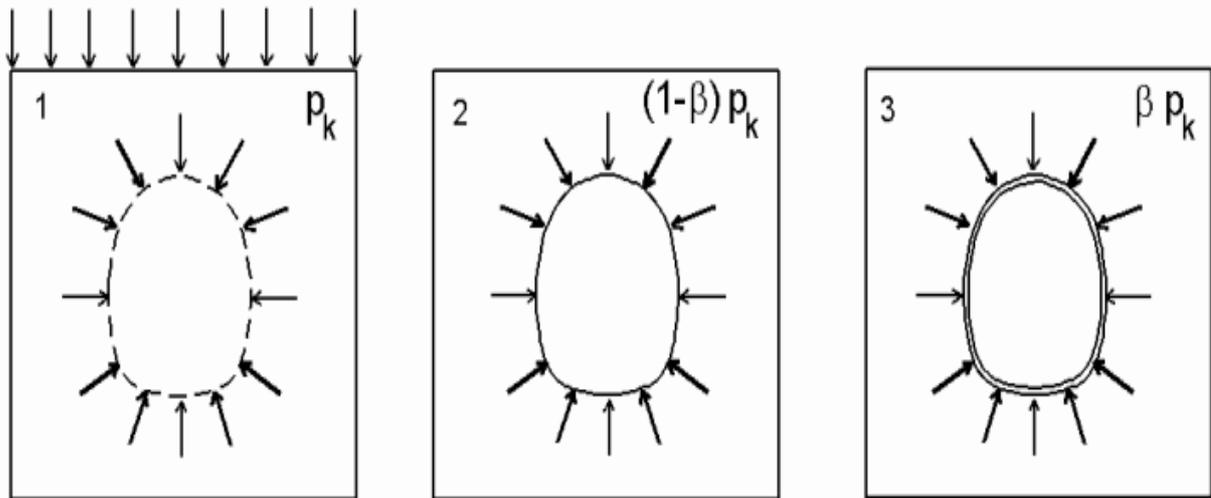


Figure VII.1. Représentation schématique de la méthode β pour l'analyse de tunnels NATM. [26]

Les étapes de calcul sont résumées comme suit :

1. Génération du champ de contraintes initiales et application de charges extérieures éventuelles avant la construction du tunnel.
2. Désactivation des couches de sol à l'intérieur du tunnel sans activation du soutènement du tunnel et application de $\sum M_{stage}$ jusqu'à une valeur égale à $1 - \beta$.
3. Activation du soutènement du tunnel.

4. Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage

La coupe géotechnique retenue pour le calcul et décrite comme suit :

Le toit de la nappe est situé à 13m de profondeur à partir de la surface du sol.

L'ouverture intérieure est de 16 m sur une hauteur de 13m, l'ouvrage est composé d'un soutènement en béton projeté B30, de 33 cm d'épaisseur en voûte et de 30 cm en piédroits et il est associé à des cintres HEB220 espacés de 0,65 m.

Tableau VII.1. Caractéristiques géotechnique des différentes couches.

Couches	γ (KN/m ²)	γ_{sat} (KN/m ²)	E (Mpa)	ν	Court terme		K_0
					C_u (Mpa)	ϕ_u	
Argile peu plastique	19.5	22	100	0.35	20	20	0.7
Marne totalement altérée	21.6	23	540	0.35	45	23	0.7
Marne intensément altérée	22	23.5	690	0.32	80	22	0.7
Marne faiblement altérée.	26	26.5	2000	0.3	160	30	0.5

5. Simulation du béton projeté et des cintres

Dans l'analyse bidimensionnelle, la simulation du béton projeté et des cintres est faite par les éléments homogènes de poutres de façon à analyser généralement les déformations, les forces axiales, les contraintes et les moments supportés par le béton projeté et les cintres.

Le module élastique des éléments équivalents de poutre est déterminé par le calcul du module élastique équivalent.

$$\text{Surface de la section complète : } A_t = B \times H = 1 \times 0.33 = 0.33 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface des cintres : } A_s = 0.0091 / 0.65 = 0.014 \text{ m}^2$$

$$\text{Module élastique des cintres : } E_s = 2.1 \times 10^8 \text{ kPa}$$

$$\text{Surface du béton projeté : } A_c = A_t - A_s = 0.33 - 0.014 = 0.316 \text{ m}^2$$

$$\text{Module élastique du béton projeté : } E_c = 1.15 \times 10^7 \text{ kPa}$$

$$\text{Module élastique équivalent des éléments de poutre } E_g = (E_s \times A_s + E_c \times A_c) / A_t$$

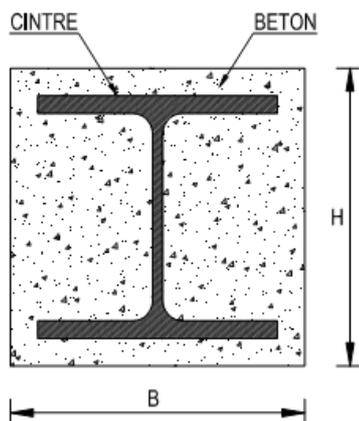


Figure VII.2-section transversale du béton projeté et des cintres.

Tableau VII.2. Caractéristiques des éléments de soutènement.

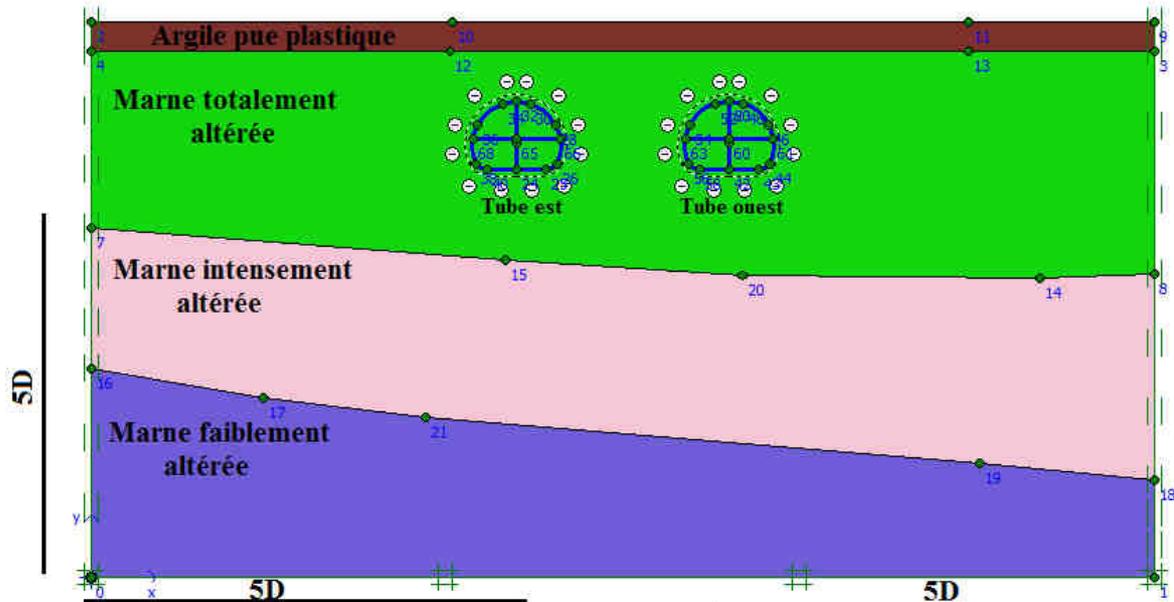
Catégorie		
Béton projeté	Surface de la section (m ²)	0.33
	Module élastique (MPa)	11500
Cintre HEB220	Surface de la section (m ²)	0.0091
	Module élastique (MPa)	210000
	Espacement (m)	0.65
Section équivalent de poutre	Largeur de la section (m)	1.0
	Épaisseur de la section (m)	0.33
	Module élastique équivalent (MPa)	20000
Cintre HEB180 pour le soutènement de séparation	Surface de la section (m ²)	0.006525
	Module élastique (MPa)	210000
	Espacement (m)	0.65
Section équivalent de poutre	Largeur de la section (m)	1.0
	Épaisseur de la section (m)	0.25
	Module élastique équivalent (MPa)	4868

Tableau VII. 3. Caractéristiques de soutènement.

Rigidité	Soutènement provisoire	Soutènement de séparation
Rigidité normale EA (KN /m)	$6,60 \cdot 10^6$	$1,17 \cdot 10^6$
Rigidité de flexion EI (KN.m ² /m)	$5,9895 \cdot 10^4$	$5,6 \cdot 10^3$

6. Modèle utilisé pour la simulation du tunnel

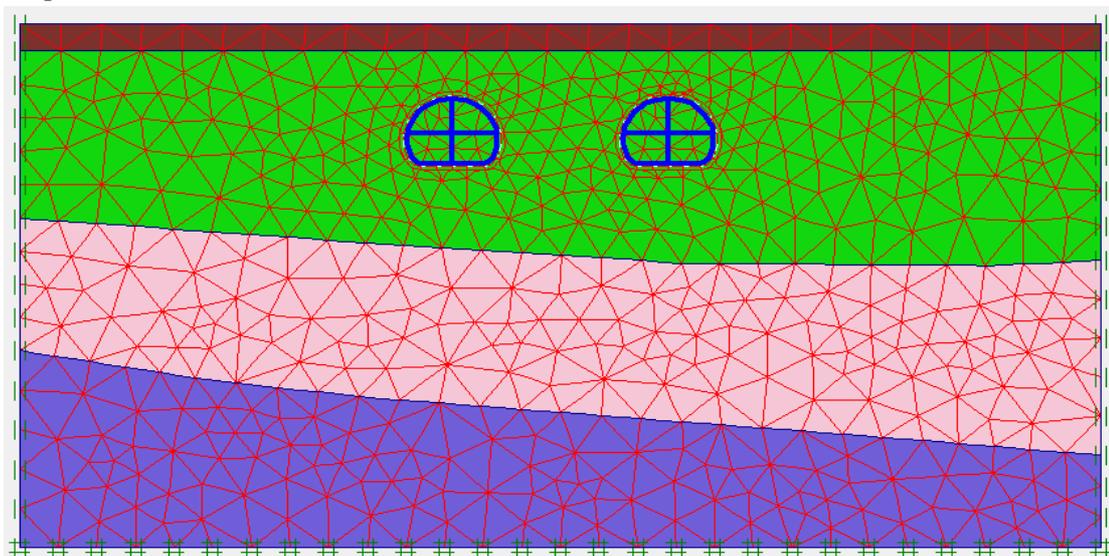
Lorsqu'aucun obstacle ou autre structure n'est présent, imposer les conditions de nullité des déplacements assez loin de l'ouvrage, en particulier pour décrire correctement la cuvette de tassement en surface. Dans la pratique, des distances latérales de 5 à 10 fois le diamètre moyen du tunnel ou de trois fois la profondeur de l'axe de l'ouvrage doivent être respectées. La hauteur du maillage dépend de la position du substratum rigide et, sauf obstacle à considérer ou condition particulière, elle doit être au minimum égale à la profondeur de l'axe de l'ouvrage.[27]



FigureVII.3 : Modèle utilisé pour la simulation du tunnel.

Avec les conditions aux limites suivantes :

- Déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle ;
- Déplacement horizontal et vertical nul suivant la base du modèle.



FigureVII.4 : Génération du maillage.

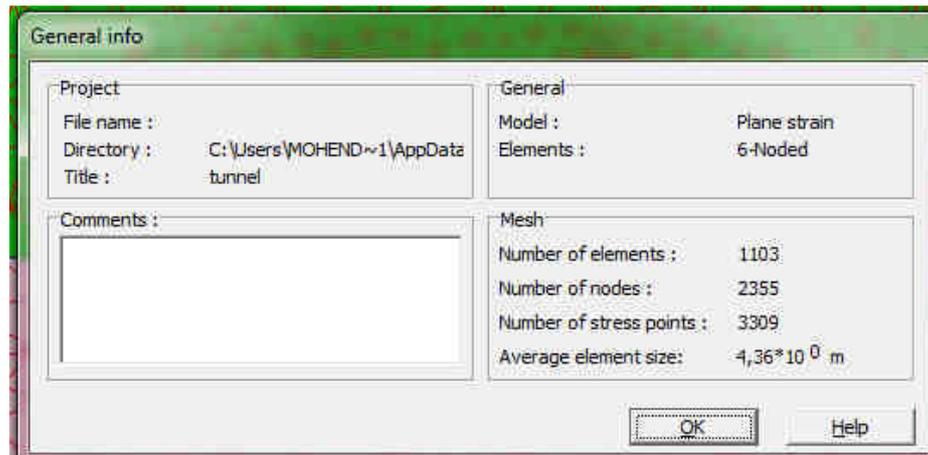


Figure VII.5- Information sur le maillage.

7. Calcul d'interaction

La loi retenue pour le contact entre le soutènement provisoire et le terrain est l'adhérence parfaite, selon l'esprit même de la méthode de creusement NATM. Les calculs ont été menés en élasto-plasticité en retenant une loi de comportement élastique linéaire pour le soutènement et une loi élasto-plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb pour les différents terrains.

7.1. Conditions initiales et hydrauliques

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales

La fonction initiale conditions est utilisée pour définir le poids volumique de l'eau et une ligne phréatique générale, le niveau de la nappe phréatique initiale est -13 m de la surface.

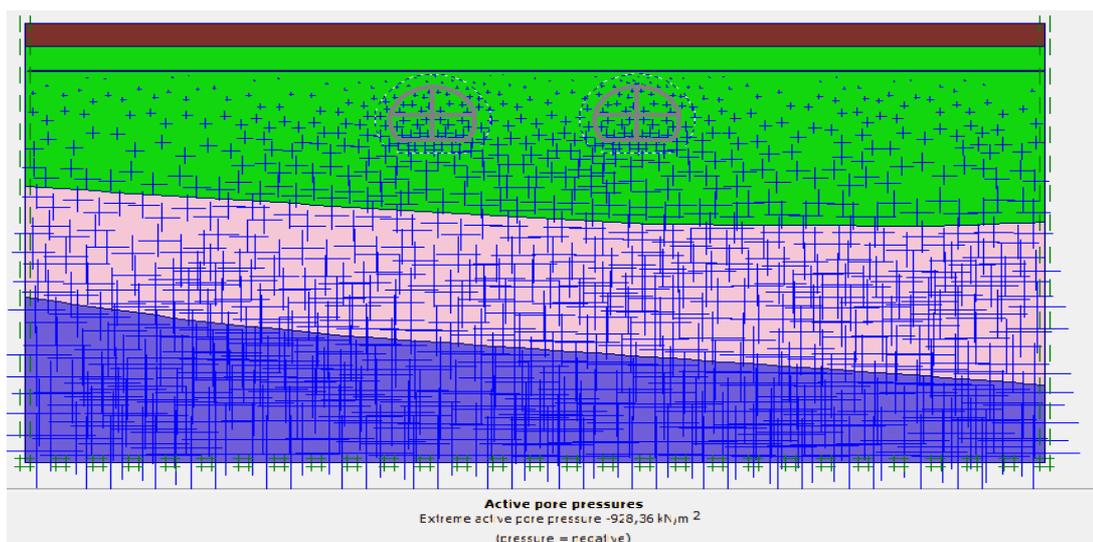


Figure VII.6 : Pressions interstitielles –phase initiale-.

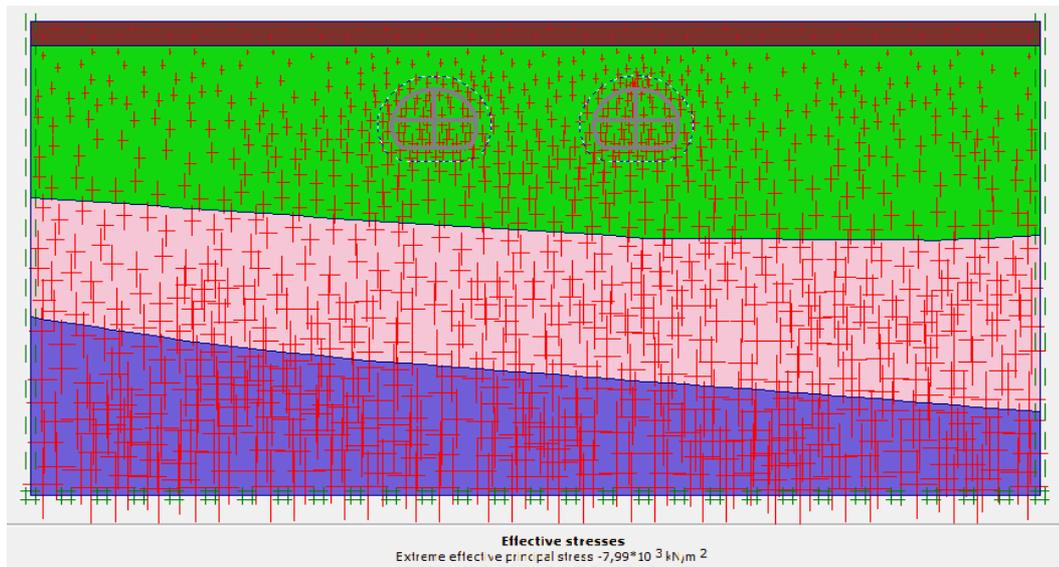


Figure VII.7 : Contraintes effectives - phase initiale

8. Phase de calcul

Phase 1 : Initiation des contraintes (procédure K_0) on détermine les contraintes effectives initiales ;

Phase 2 : mise en place la prévoute parapluie.

Phase 3 : Creusement de la partie 1, selon la figure VII-7, avec un déconfinement β_1 ($\sum M$ stage =0,558) ;

Phase 4 : Installation du soutènement provisoire sur les parois de la partie 1, le déconfinement passe de β_1 à β_2 ($\sum M$ stage =0,7) ;

Phase 5 : Fin du déconfinement ($\sum M$ stage=1) ;

Phase 6 : Creusement de la partie 2, selon la figure VII-7, avec un déconfinement β_1 ($\sum M$ stage =0,558) ;

Phase 7 : Installation du soutènement provisoire sur les parois de la partie 2, le déconfinement passe de β_1 à β_2 ($\sum M$ stage=0,70)

Phase 8 : Fin du déconfinement ($\sum M$ stage=1)

Note : le creusement des tubes (est et ouest) se fait en parallèle.

9. Validation de modèle pour le contrôle des résultats

- a) vérification des conditions aux limites (déplacements, forces et pressions imposée).
- b) vérifications des conditions initiales.

- c) contrôle que les extensions latérales du maillage sont suffisantes, c'est-à-dire qu'il y a peu de perturbations à ces distances (déplacement très faible par rapport aux déplacements maximaux).
- d) vérification de la cohérence globale des résultats. Sous l'effet des forces de déconfinement, une cavité a tendance à se refermer sur elle-même.
- e) Vérification des vecteurs contraints aux bords des cavités.
- f) vérification des contraintes normales sur les bords libres (surface naturel libre, contour excavé non soutenu).
- g) à l'étape finale, comparaison des déplacements autour de la cavité et des tassements en surface avec des ordres de grandeurs connus. [27]

Tableau VII-3. Déplacement maximum admissible en clef de voute: d'après C. Louis, cité par bouvard-lecoanet et al. (1988). [7]

Couverture	Terrains raides	Terrains Elastoplastiques
10 à 50 m	1 à 2 cm	2 à 6 cm
50 à 500 m	2 à 6 cm	10 à 20 cm
> 500 m	6 à 12 cm	2 à 40 cm

10. Observations faites pendant les travaux

Comme indiqué sur la **Figure VII-8**; Pendant les travaux, les ingénieurs ont suivis le mouvement du sol au dessus des deux tubes en utilisant des points d'observation par des techniques spécifiées après avoir creuser les partie 1 et 3 Les traits en gras désignent les convergences (horizontales et verticales) qui sont représentées sur les figures **VII-9** et **VII-10** Par conséquent, les mesures enregistrées ont été retenues pour créer la base de données nécessaire et nous ont aidé à calculer le déconfinement du sol pour pouvoir valider les résultats de la modélisation, en se basent sur calotte .

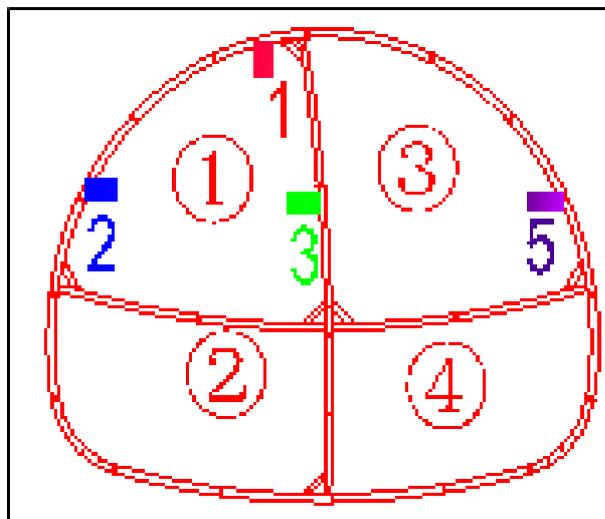


Figure VII-8. Etape de creusement et points d'observation.

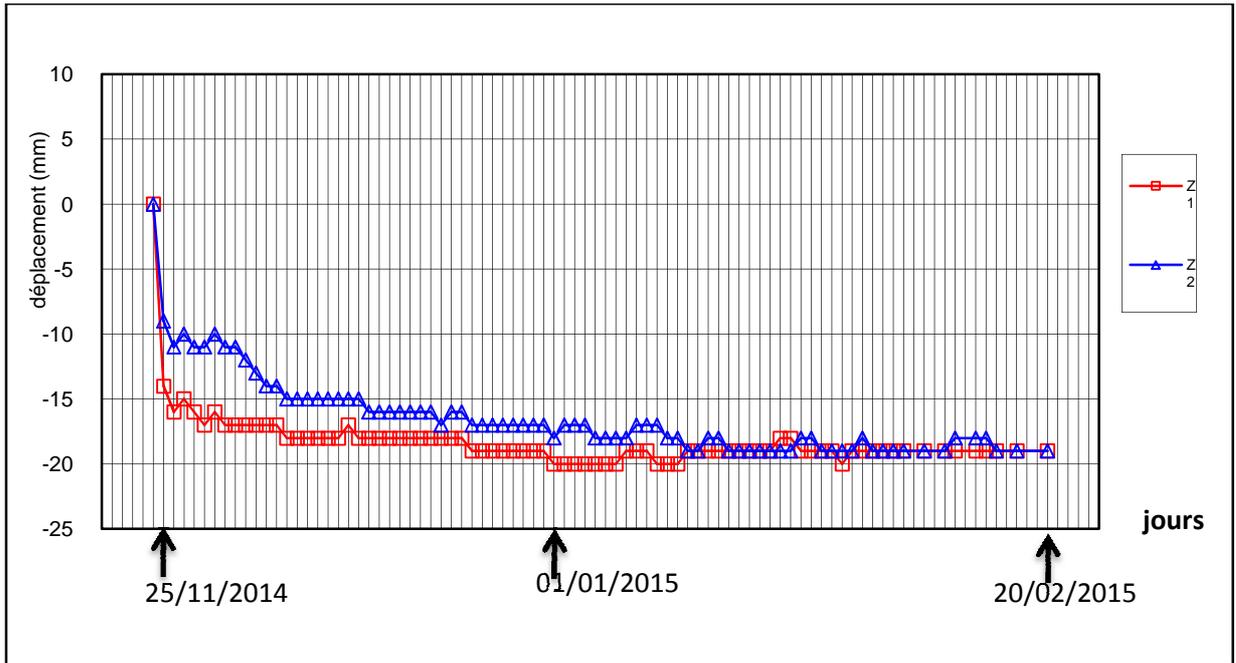


Figure VII-9. Convergence mesurée après creusement de la partie 1.

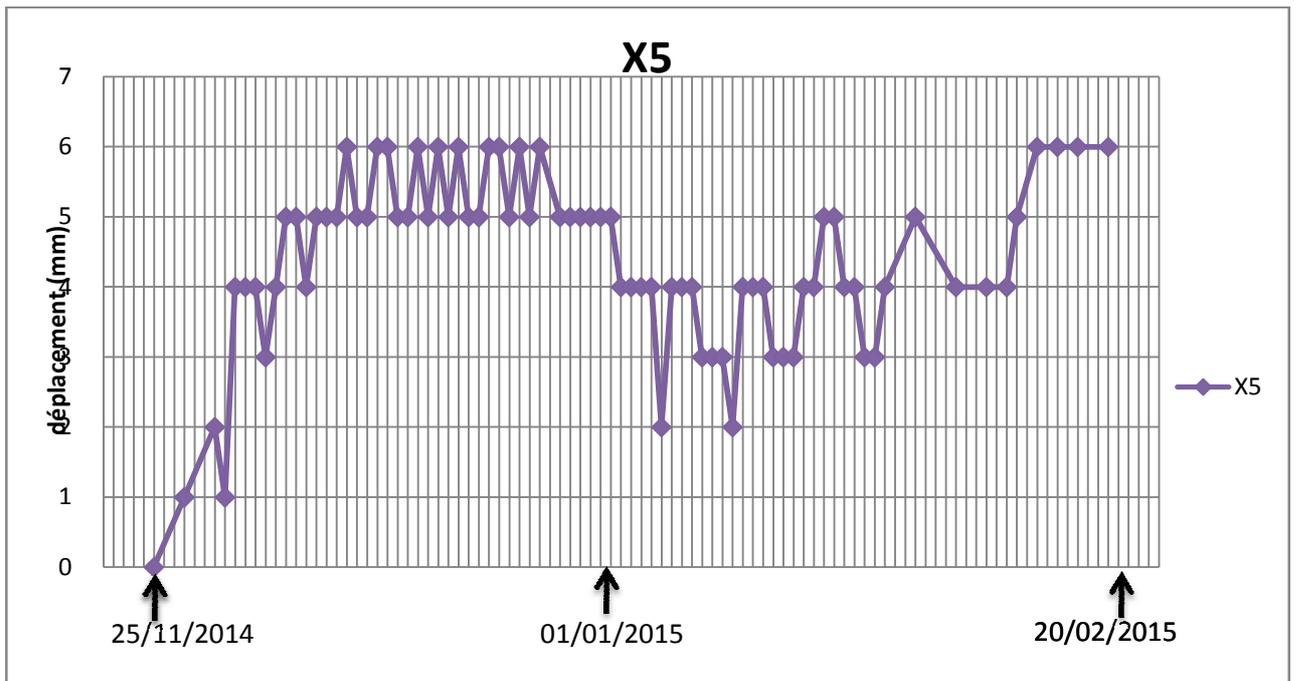


Figure VII-10. Convergence horizontale mesurée après creusement de la partie 3.

11. Résultats obtenus pour le modèle de référence.

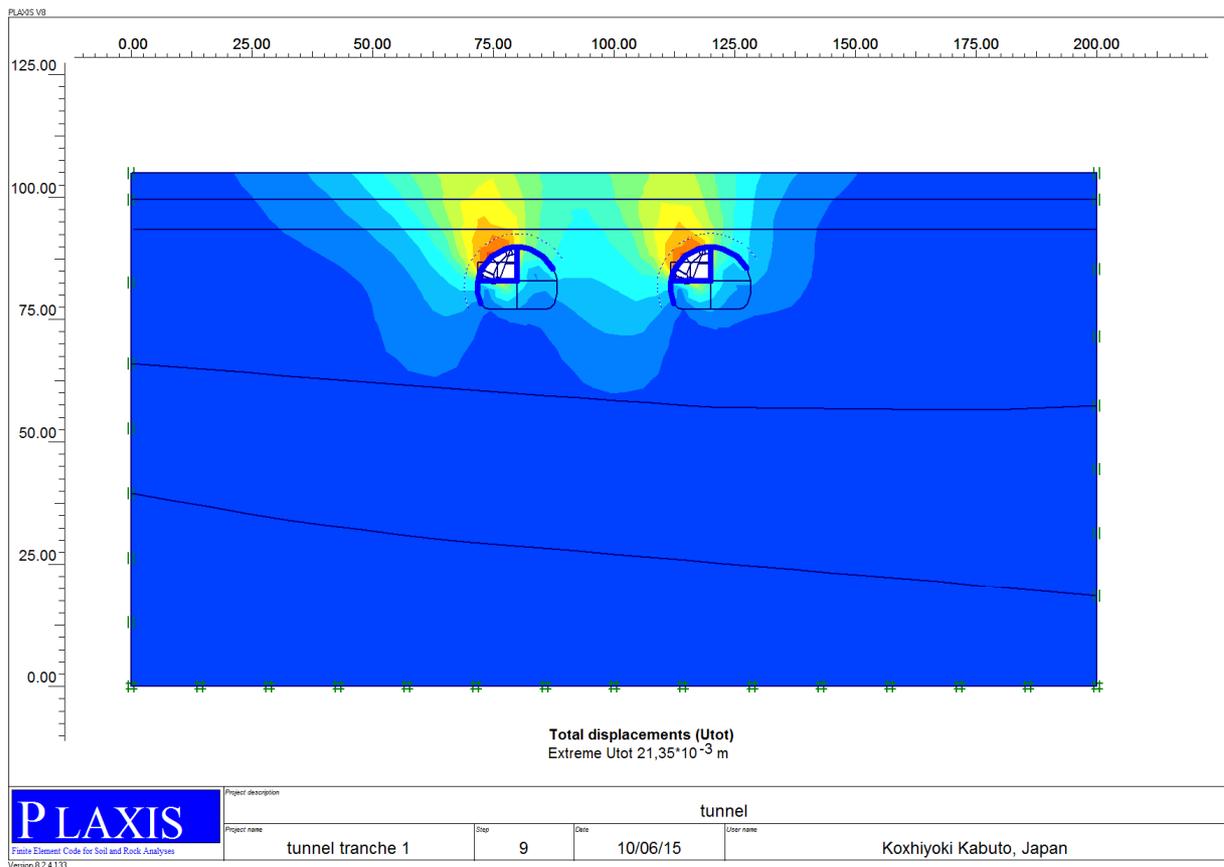


Figure VII- 11.Déplacement total engendré après le creusement de la première partie.

❖ **Déplacement vertical**

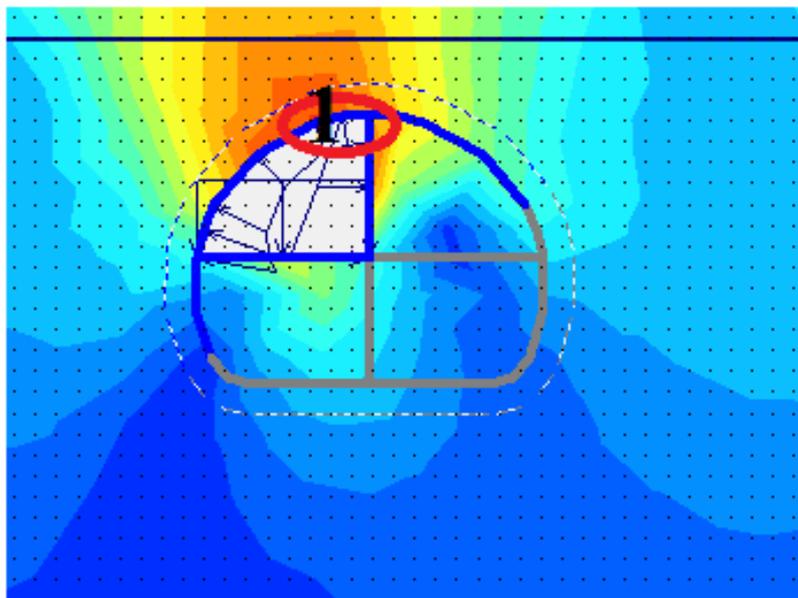


Figure VII-12.a.

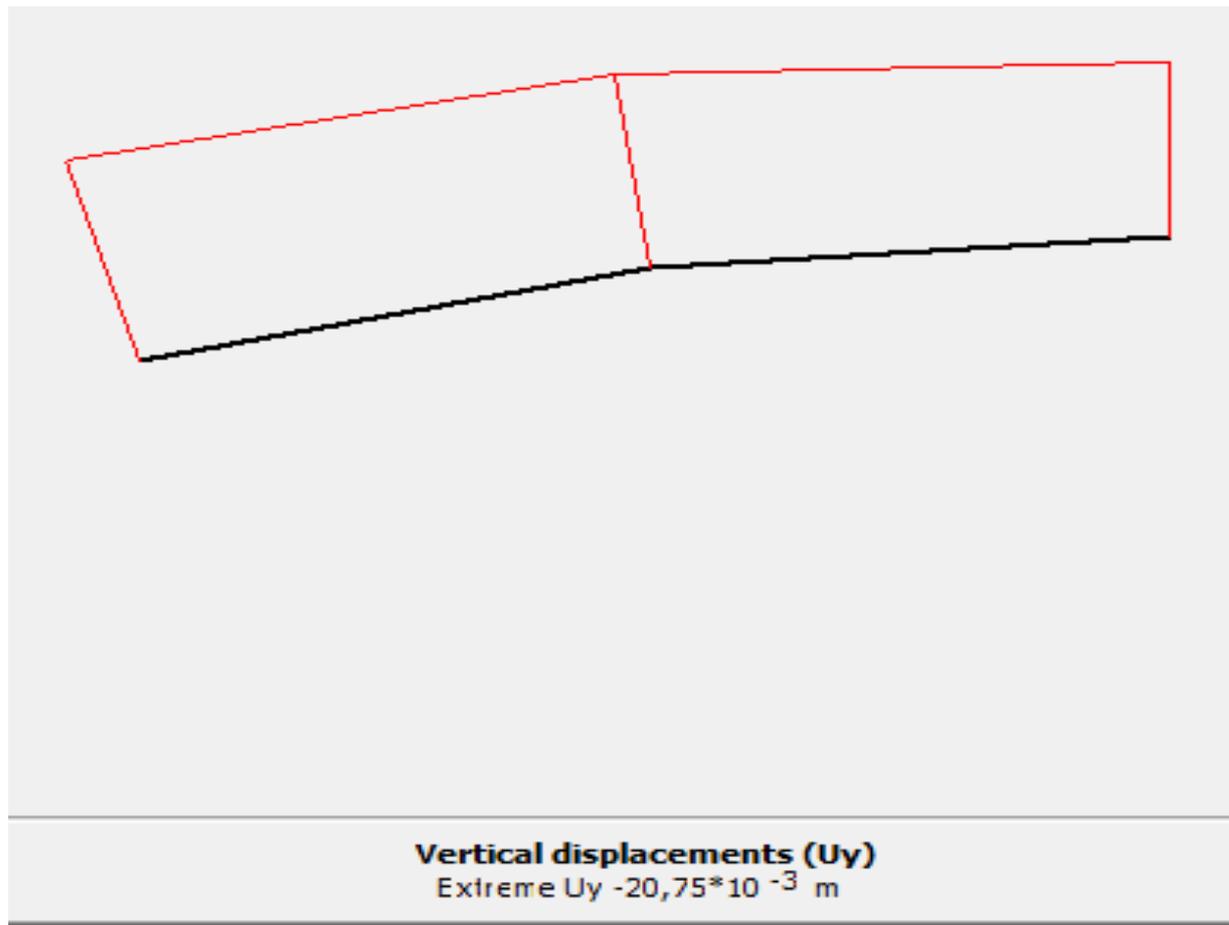


Figure VII-12.b. Déplacement vertical en clé de voûte 1

❖ **Interprétation**

La désactivation de la partie 1 avec un taux de déconfinement β_1 qui est appliqué sur les pourtours de l'excavation (phase 3), puis l'activation du soutènement en voûte avec est activé et un taux de déconfinement β_2 (phase 4) est pris en compte, ont donné un déplacement vertical plus élevé au niveau de la clé de voûte, sa valeur maximal est de $U_y = 20,75 \cdot 10^{-3}$ m.

On remarque bien que la convergence mesurée après creusement de la partie 1 (figure VII-8) a donné un déplacement vertical maximal égal à 20 mm qui est proche du résultat numérique calculé ; ce qui peut être une validation satisfaisante pour les quatre premières phases.

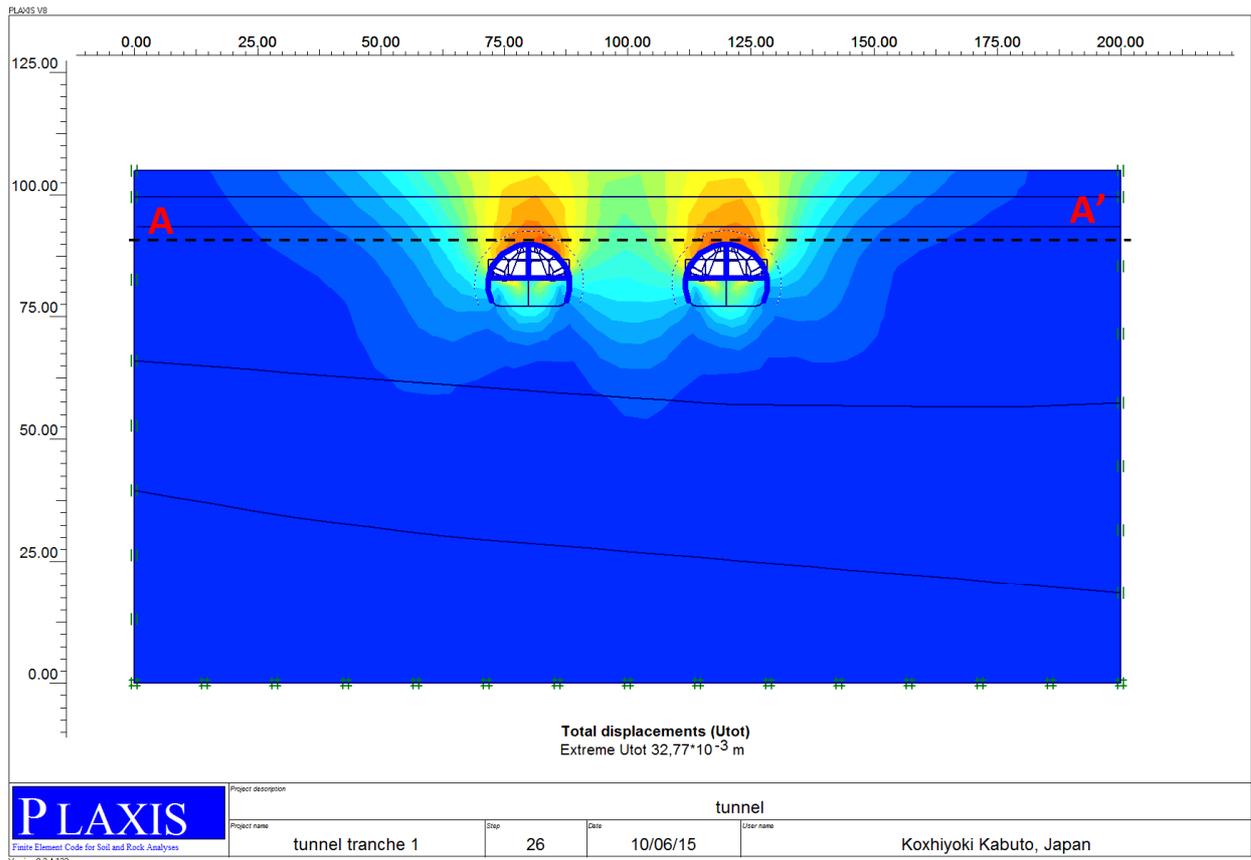


Figure VII-13. Déplacement total provoqué après creusement des deux partie supérieure (calotte).

❖ **Contrôle des extensions latérales**

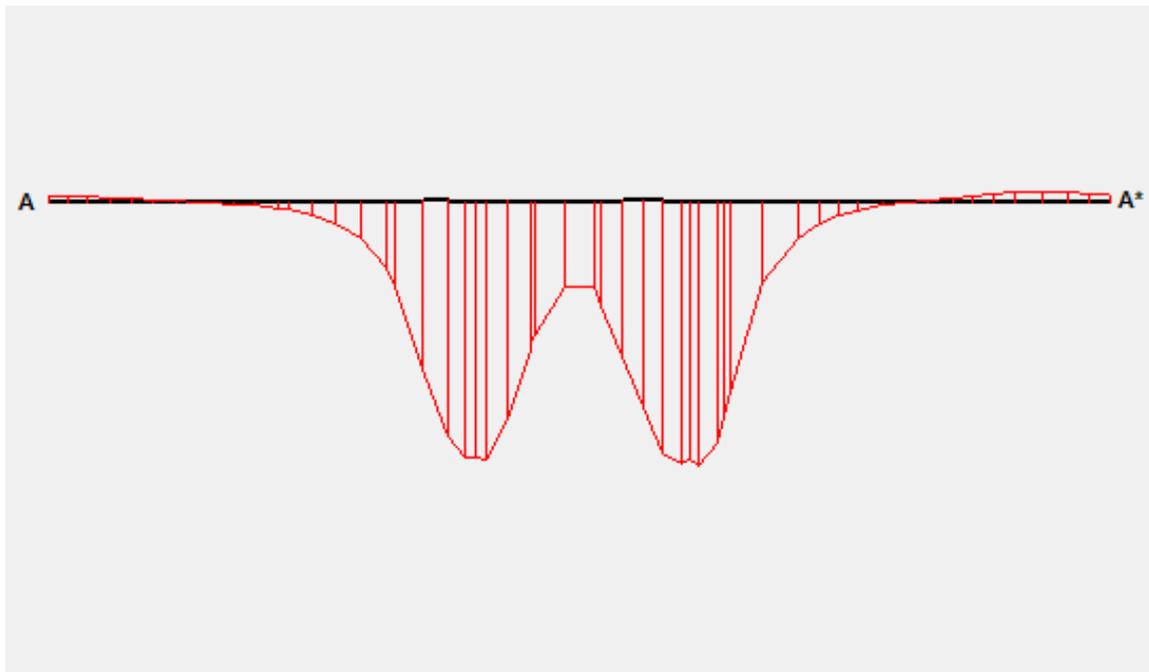


Figure VII-14. Le diagramme de déplacement au niveau de la coupe A-A'.

❖ Interprétation

La Figure (VII-13) montre qu'il y a peu de perturbations aux extrémités, déplacement très faible par rapport aux déplacements maximaux qui apparaissent en clé de voûte.

Ceci indique que les extensions latérales du maillage sont suffisantes.

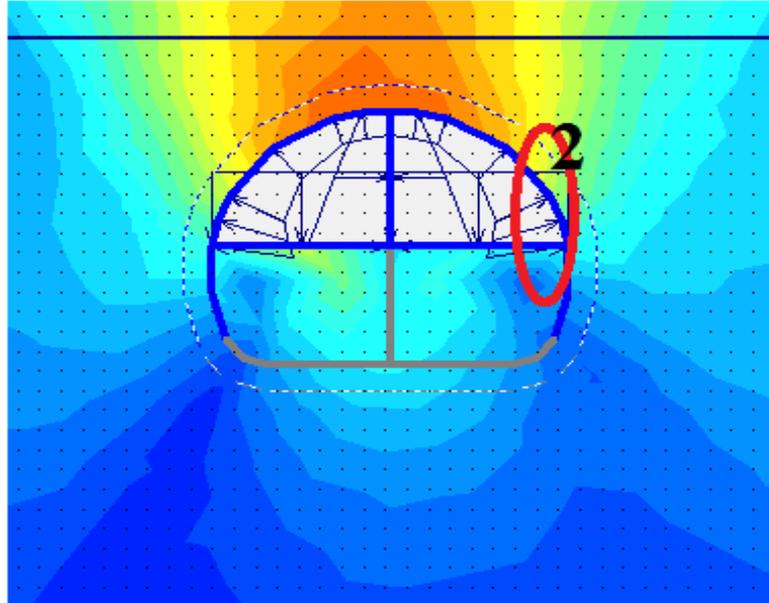
❖ Déplacement horizontal

Figure VII-15.a.

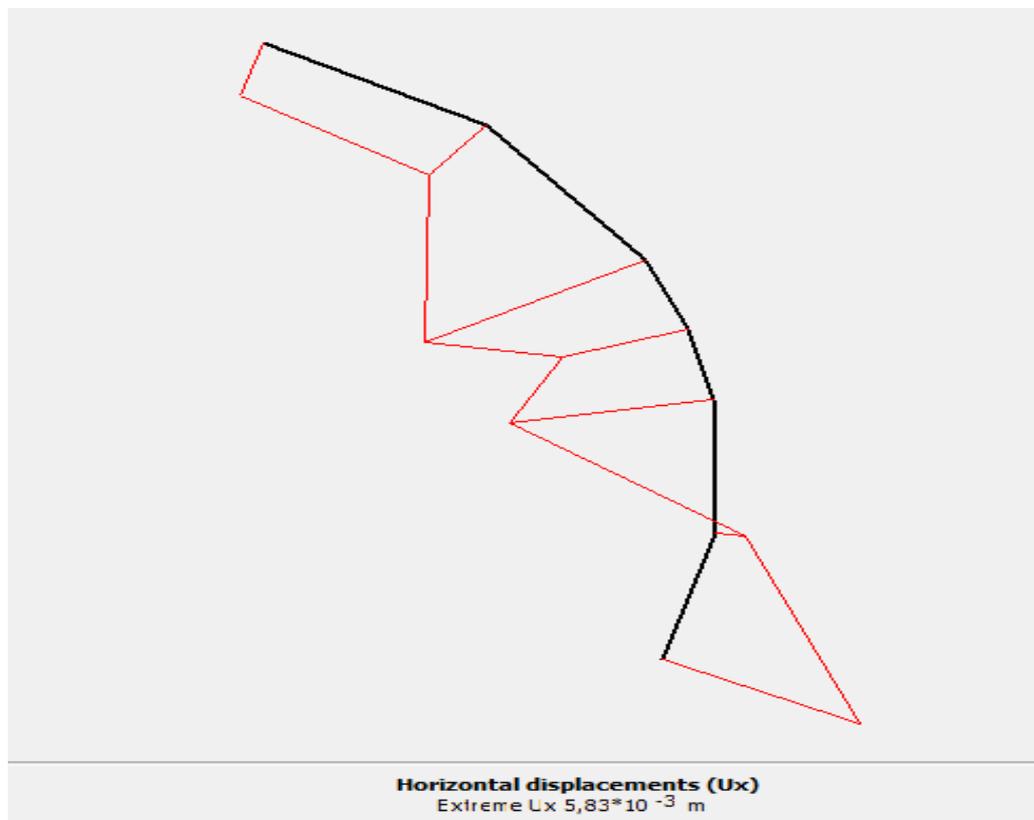


Figure VII-15.b. Déplacement horizontal au niveau du piédroit (2).

❖ Interprétation

La simulation du creusement de la partie 3 est faite de la même manière que la partie 1. Dans ce cas, le calcul a donné un déplacement horizontal plus élevé au niveau du piédroit, sa valeur maximal est $U_x=5,83*10^{-3}m$.

On remarque bien que la convergence mesurée après creusement des parties 1 et 3 (calotte) figure (VII-9) a donnée un déplacement horizontal maximal égal à 6 mm qui est proche du résultat numérique calculé ; ce qui peut être une validation satisfaisante pour les phases 6 à 8.

Conclusion :

Cette modélisation a donnée un déplacement vertical de 20mm et un déplacement horizontal de 6mm dont le déplacement total est de 32mm. Ces résultats sont très proche des résultats mesurés sur site

L'analyse bidimensionnelle montre que le taux de déconfinement a une forte influence sur les résultats numériques. Sa détermination nécessite un calage sur les mesures in situ.

Ainsi seule une modélisation en 3D permettra d'éliminer ce paramètre. Cependant, cette modélisation tridimensionnelle reste difficile et longue à mettre en œuvre.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale :

L'étude menée dans le cadre de ce travail nous a permis d'aborder un problème complexe qui est le calcul et le dimensionnement du soutènement d'un tunnel routier. En effet, en se basant sur les données du tunnel routier sis à sidi Aich et qui est en cours de réalisation, En effet, l'étude d'un tunnel touche plusieurs domaines du génie civil, parmi eux on retrouve l'intervention de la mécanique des sols, la mécanique des roches, la géologie, l'hydrogéologie, la topographie, le béton armé, la construction métallique, la résistance des matériaux. Ce qui a donné naissance à plusieurs méthodes et modèles de calcul définissant chaque situation.

Notre étude, argumentée d'un stage pratique sur site nous a permis de remarquer une légère divergence entre l'étude théorique et pratique dont il faut actualiser par un travail d'ingénieur dont seule l'expérience sinon la lucidité pourront prévenir ou bien surpasser les données à chaque fois qu'il en soit nécessaire, ou quelques fois imprévisibles qu'impose la réalisation.

Nous avons traité dans ce travail: des connaissances et définitions, des modes de constructions et de creusement, surtout l'objet de notre accentuation; les différentes méthodes de prés soutènements, pré dimensionnement, afin de préconiser un soutènement adéquat, le dimensionnement des deux tronçon qu'on a choisie nécessitent un soutènement (cintres associés au béton projeté), notant qu'on a souligné une légère divergence entre dimensionnement prévu et celui qui a été calculé, et par la suite on a fait une approche pour vérifier les éléments du soutènement en utilisant la méthode convergence-confinement. Enfin, par le biais du logiciel PLAXIS 2D on a essayer de faire une modélisation qui a donné de bons résultats dont on a validé par les convergences obtenus sur le terrain.

Il est indispensable de noter que hormis les calculs effectués, toute finalisation de l'étude d'un tunnel doit impérativement inclure les complémentarités suivantes qui ne font pas objet de notre étude citons en exemple:

- Le calcul d'un radier avec un dispositif de drainage.
- L'intégration du géotextile et d'une géomembrane en voûte et parois.
- Un revêtement de la cavité et de la chaussée.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail puisse être une contribution pour l'enrichissement de la bibliothèque de l'université, et servir les futures promotions.

Références Bibliographique

Références Bibliographique :

- [1] : **BENJUI M.** Les travaux souterrains en France : Passé, présent, avenir. Notes de cours, Conservatoire National des Arts et Métiers. (1996).
- [2] : **MARTIN F.** Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches. Bonnard et Gardel Ingénieurs Conseil. (2012).
- [3] : **IDRIS J.** Accidents géotechnique des tunnels et des ouvrages souterrains-méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique. Thèse de Doctorat de L'INPL (INSTITUT National Polytechnique de Lorraine), Nancy (2007).
- [4] : **AFTES.** Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains, (2003).
- [5] : **LUNARDI P.** Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols : proposition d'une nouvelle approche. Revue Française de Géotechnique, (1999).
- [6] : **DREUX G, FESTA J,** Nouveau guide du béton et de ses constituants, Edition Eyrolles, Paris, (1998).
- [7] : **BOUVARD -LECOANET A.** Ouvrages souterrains - Conception, réalisation, entretien. Presses de l'ENPC, Paris, 1992.
- [8] : **PURWODIHARDJO A.** Modélisation des déformations différées lors du creusement des tunnels. Thèse de doctorat de L'ECOLE CENTRALE DE LYON, (janvier 2004).
- [9] : **PANET M.** Le calcul des tunnels par la méthode convergence – confinement. Presses de l'ENPC, Paris, (1995).
- [10] : **Dr. Vischer D.** Effets de Voute dans les glaciers...-SUISSE-.....(1985)
- [11] : **CETu 3 et 4,** Centre d'Etude des Tunnels. Dossier pilote des tunnels génie civil section-4- procédés de creusement et de soutènement, (1998).
- [12] : **HAMMADI Y.** Etude et Calcul d'un Tunnel Routier. Mémoire d'ingénieur Université «ABDERRAHMANE MIRA» de Bejaia. (2007).
- [13] : **TOUAMRIA S.** Modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet du creusement d'un tunnel sur le comportement des superstructures sus-jacentes. Thèse de Magistère, Ecole Doctoral en Génie Civil, Université de Skikda, (2010).
- [14] : **AFTES.** Compatibilité des recommandations relatives aux revêtements des tunnels en béton avec les EUROCODES, TOS 204, (2007).
- [15] : **BENAMAR I.** Etude Des Effets Différés Dans les tunnels profonds. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. (2010).
- [16] : **Groupement CRCC-SAPTA.** Rapport des études géotechnique et géologique de tunnel SIDI AICH. Agence Nationale des Autoroutes, (2014).

Références Bibliographique

[17] :Méthodes de classification des masses rocheuses fracturées.

[18] :<http://www.outils-cetu.fr/didactu/tunnel/dimensionnement/empiriques/Intro.php>. Page consultée le 20/04/2015.

[19] : **AFTES** « Texte des recommandations relatives au choix d'un type de soutènement en galerie », Groupe de travail n°7. (1993)

[20]: **CHERCHALI**. TUNNEL-calcul soutènement provisoire- TOME 1 et TOME 5. (2003).

[21] : **REKAL L.** Etude et Calcul d'un Tunnel Routier. Mémoire d'ingénieur Université «ABDERRAHMANE MIRA» de Bejaia. (2006).

[22] : **AFTES**. Recommandations relatives aux choix des techniques d'excavation mécanisées, TOS, (2000).

[23] : **MARTIN F.**Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches. Bonnard et Gardel Ingénieurs Conseil. (2012).

[24] :**Philippe Autuori, Michel Pré et Hervé Thiébaud**. Calcul des tunnels. ENPC – Ouvrages Souterrains – 2013-2014 .

[25] : **Schikora K., Fink T.** Berechnungs methoden moderner bergmännischer Bauweisenbeim U-Bahn-Bau. Bauingenieur, 57, 193-198. (1982).

[26] :**R.B.J. Brinkgreve**. PLAXIS Version 8 Manuel de référence, de lft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas .(2003).

[27] : **Philippe Mestal et Michal Prat**. Ouvrage en interaction (Emploi des éléments finie en génie civil). Hermésscience publication, Paris. (1999).

Annexe 1

Description d'un tunnel

La figure (1) présente les termes couramment associés à l'excavation d'un puits ou d'un tunnel. Le terrain se déforme à deux endroits : au front de taille on parle d'extrusion et en parois on parle de convergence.

Le front de taille est une surface plane dont le contour forme le profil du tunnel. Dans la plupart des cas, on considère que les convergences sont stabilisées après 2 diamètres en arrière du front.

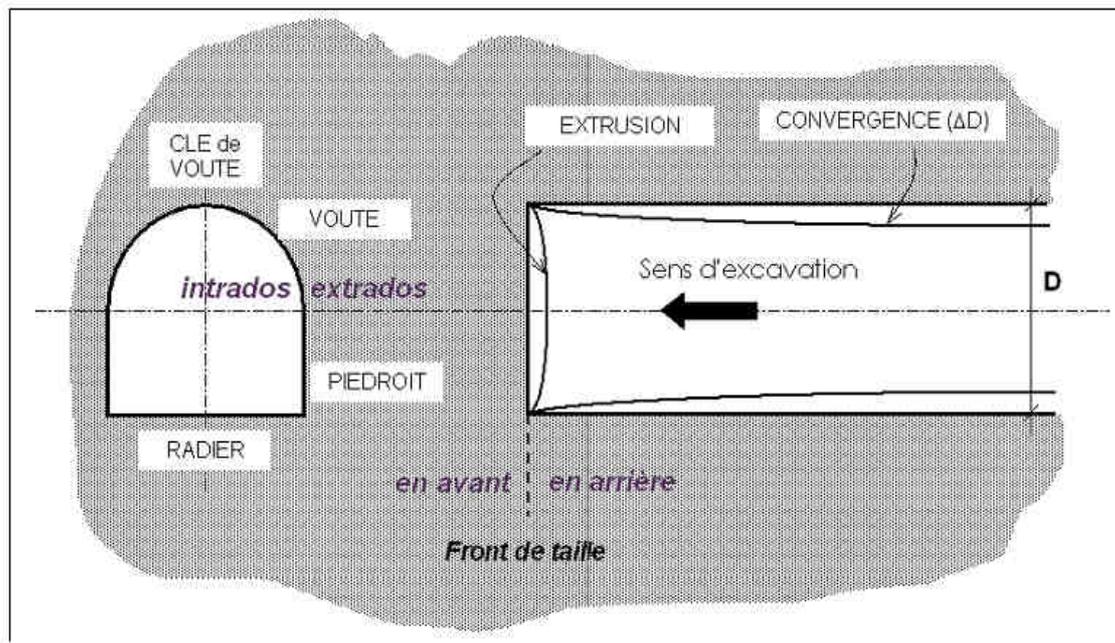


Figure A : Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille (référence).

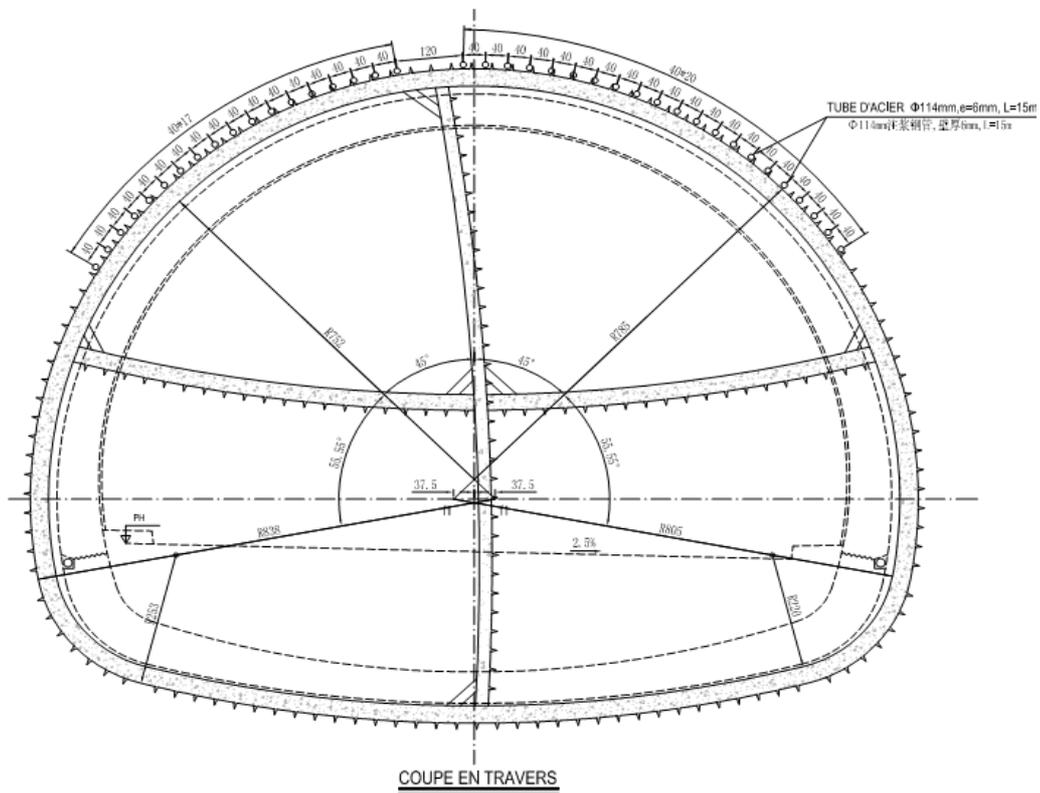


Figure B : Coupe en travers.

Annexe 2

Tableau 1. Résultats des essais d'identification : poids volumique, teneur en eau et limites d'Atterberg de la couche AP (1-1).

Paramètre	W	γ_h	γ_d	γ_s	e	W_L	W_P	I_P	I_C
	(%)	g/cm ³				(%)	(%)	(%)	
Nombre de valeurs, N	4	4	4	7	4	9	9	9	5
Valeur max., x _{max}	24.9	2.01	1.67	2.74	0.733	43.3	21.4	22.1	1.19
Valeur min., x _{min}	18.3	1.86	1.57	2.71	0.639	31.2	16.9	14.2	0.68
Valeur moyenne, x _{moy}	21.4	1.95	1.60	2.73	0.708	37.5	19.4	18.1	0.99

Tableau 2 : résultats de l'analyse granulométrique de (1-1) Ap.

Paramètre	< 200 mm	< 20.0 mm	< 2.0 mm	< 0.2 mm	< 0.08 mm	< 0.02 mm	< 0.002 mm
Nombre de valeurs, N	9	9	9	9	9	9	9
Valeur max., x _{max}	100	100	100	100.0	100.0	56.9	18.8
Valeur min., x _{min}	100	96.5	70.7	23.0	7.2	32.6	8.8
Valeur moyenne, x _{moy}	100	99.4	85.3	68.8	61.8	46.9	14.7

Tableau 3 : résultats de l'essai mécanique et de teneur en eau/ limite d'aterberg de (2-1) Ma

Paramètre	W	γ_h	γ_d	γ_s	e	W_L	W_P	I_P	I_C
	(%)	g/cm ³				(%)	(%)	(%)	
Nombre de valeurs, N	2	2	2	8	2	8	8	8	2
Valeur max., x _{max}	12.2	2.21	1.98	2.72	0.446	34.2	21.2	14.3	1.32
Valeur min., x _{min}	11.7	2.11	1.88	2.69	0.375	28.1	14.6	10.6	1.22
Valeur moyenne, x _{moy}	12.0	2.16	1.93	2.70	0.411	30.9	18.1	12.8	1.27

Annexe 2

Tableau 4 : résultats de l'essai granulométrique de (2-1) Ma

Paramètre	< 200 mm	< 20.0 mm	< 2.0 mm	< 0.2 mm	< 0.08 mm	< 0.02 mm	< 0.002 mm
Nombre de valeurs, N	12	12	12	12	12	12	12
Valeur max., xmax	100	100	96.4	79.3	61.4	33.2	12.4
Valeur min.,xmin	100	88.6	42.8	4.4	24.4	0.9	0.1
Valeur moyenne, xmoy	100	98.0	76.1	52.1	46.8	19.0	4.2

Tableau 5 : Caractéristiques de résistance à pression.

Paramètre	(2-3) Ma			
	ph (g/cm ³)	Rc (nature) (MPa)	Rc (saturé) (MPa)	Rc (séché) (MPa)
Nombre de valeurs, N	49	9	36	36
Valeur max., xmax	2.76	22.50	59.80	71.60
Valeur min., xmin	2.42	10.90	3.90	6.50
Valeur moyenne, xmoy	2.64	16.33	20.37	29.67
Ecart type, s	0.08	4.33	12.22	16.79
Valeur caractéristique, x 5% (-)	2.60	13.97	17.03	25.08
Valeur caractéristique, x 5% (+)	2.66	18.70	23.71	34.25
Valeur proposée	2.60	13.97	17.03	25.08

Annexe 2

Tableau 6 : Résultats de l'essai pressiométrique PTSO-1

N°	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	Donnée essais			
			Pf(MPa)	PI(MPa)	Em(MPa)	Em/PI
1	3.00	(1-1)Ap	0.87	1.28	18.5	14.4
2	6.00	(2-1)Ma	0.82	1.20	23.8	19.8
3	9.00	(2-1)Ma	1.23	2.51	23.2	9.3
4	12.00	(2-1)Ma	0.63	2.39	16.7	7.0
5	14.50	(2-1)Ma	1.46	3.20	41.4	12.9
6	17.00	(2-1)Ma	1.15	2.31	28.4	12.3
7	19.50	(2-1)Ma	2.00	2.83	31.2	11.0
8	22.00	(2-1)Ma	1.29	2.00	18.8	9.4
9	24.50	(2-1)Ma	1.10	2.72	28.0	10.3
10	27.00	(2-1)Ma	1.91	3.43	30.4	8.9

Annexe 3

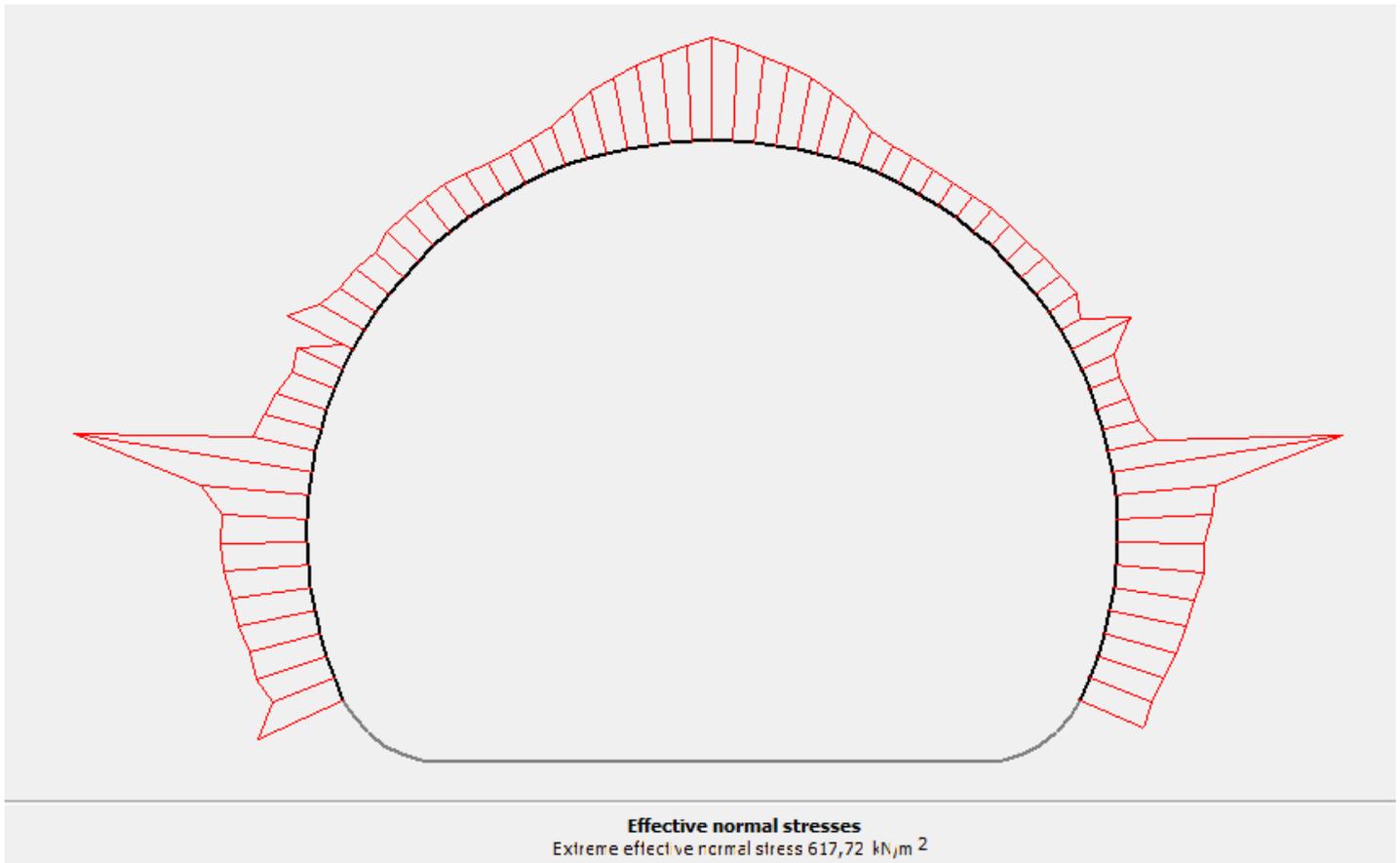


Figure A : Contrainte effective normale.

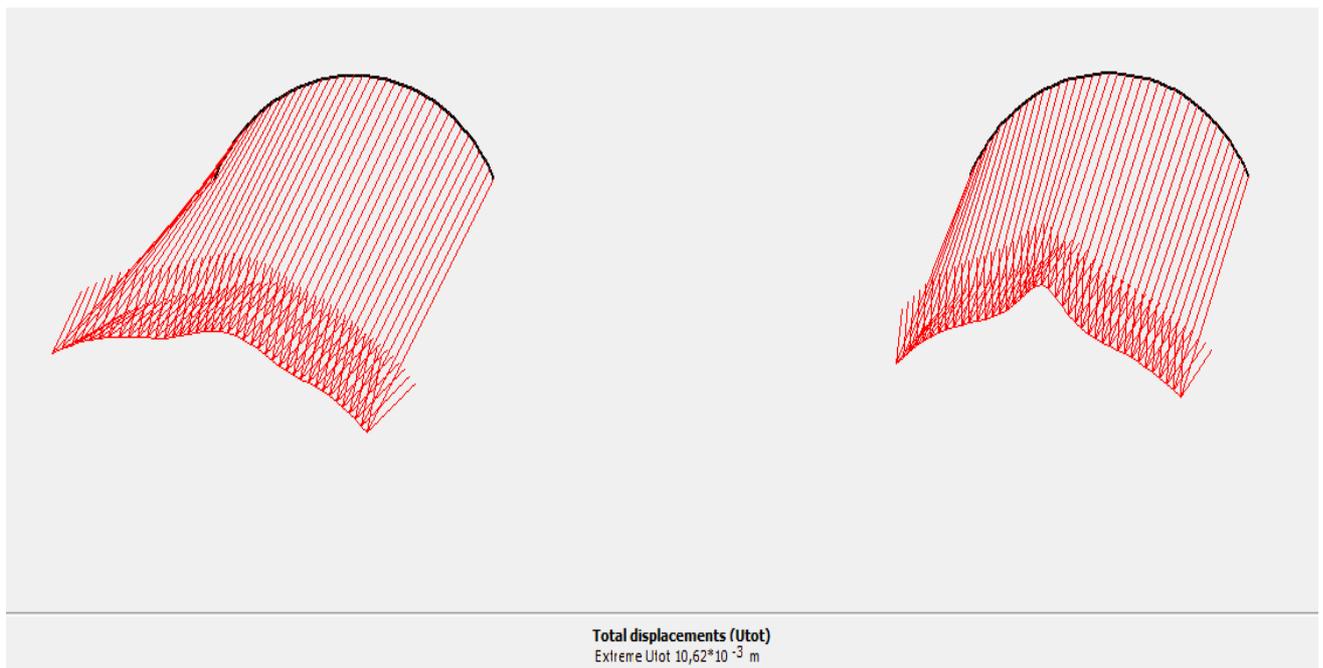


Figure B : Déplacements en clé de voûte du tunnel.

Annexe 3

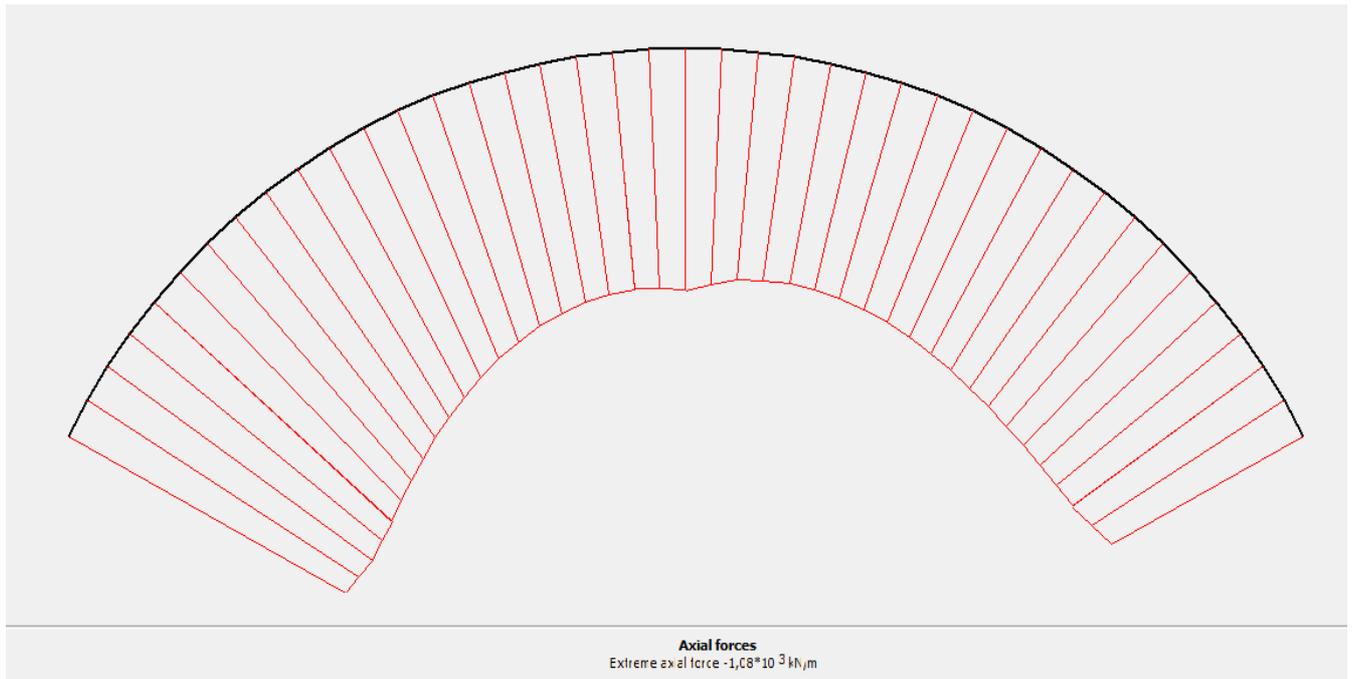


Figure C : Les efforts normaux.

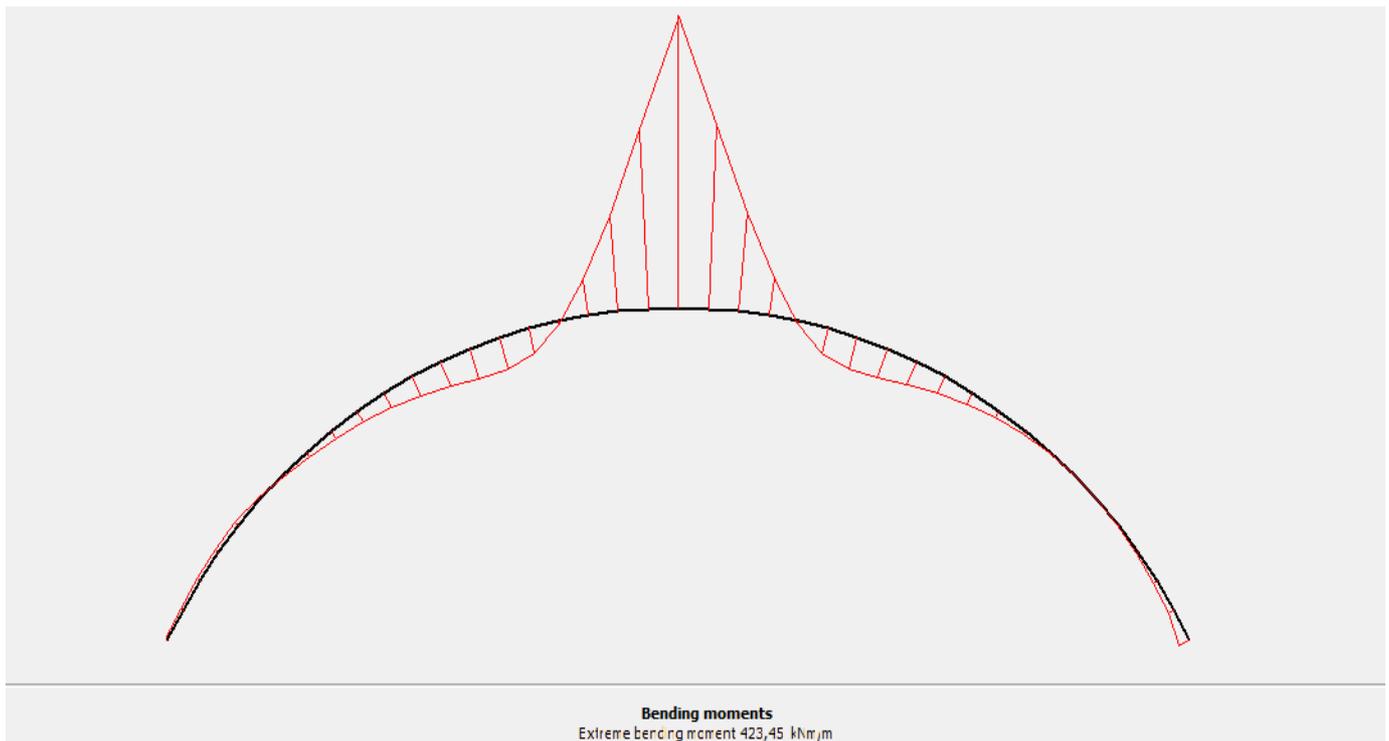


Figure D : Les moments fléchissant.

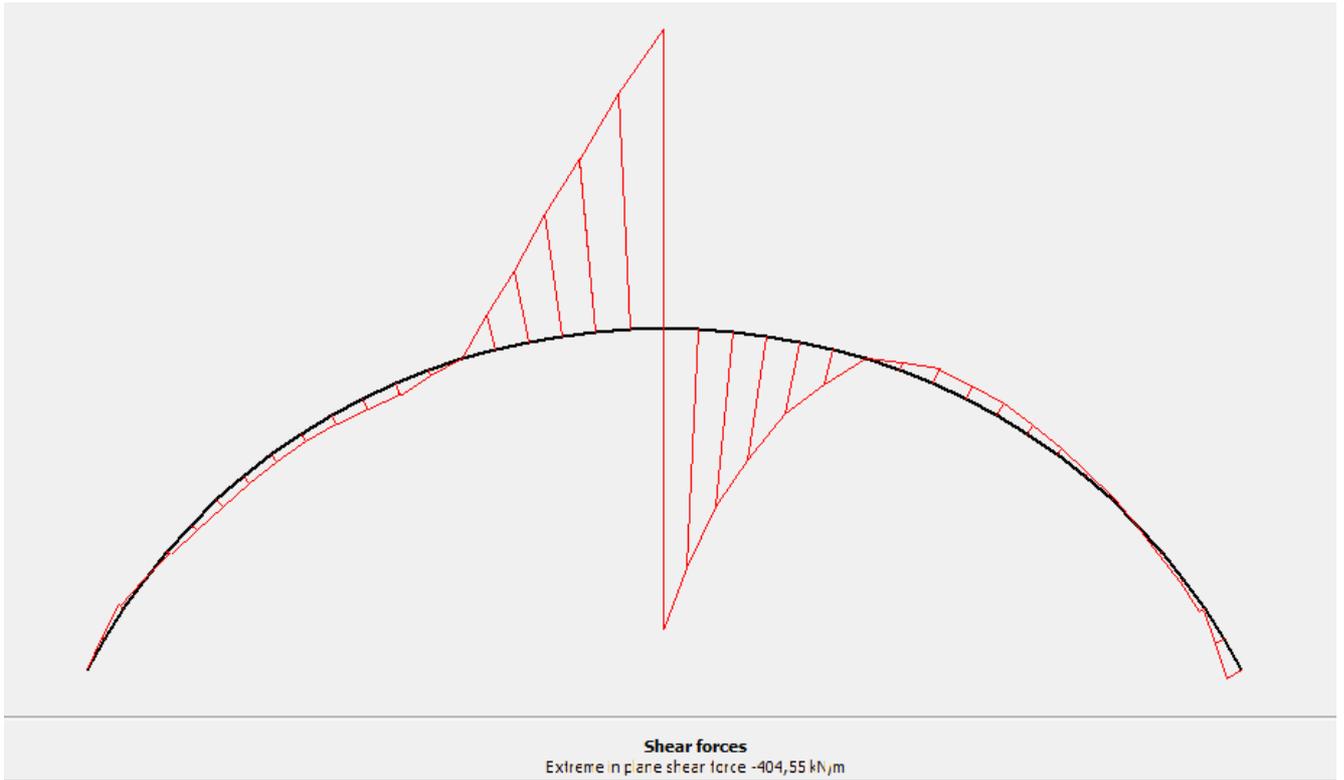


Figure E :Les efforts tranchants.