



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Republique Algerienne Democratique Et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

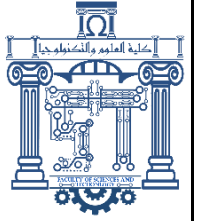
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tébessi- Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **Master Académique**

En : **Filière**

Spécialité : Géotechnique

Par : ABADA Safa

TRAD Amira

Sujet

ETUDE NUMÉRIQUE PARAMETRIQUE DU COMPORTEMENT D'UN TUNNEL SEMI- PROFOND AVEC UNE CHARGE EN SURFACE DU SOL

Présenté et soutenu publiquement, le 22 /06 /2021 , devant le jury composé de :

M. LAOUAR Mouhamed Saleh

M. HOUAM Abdelkader

Melle MALAOUI Rachida

...

PROF

PROF

MAA

...

Président

Rapporteur

Examineur

...

Promotion : 2020/2021



Remerciement

A l'aide d'Allah tout puissant, qui m'a tracé le chemin de ma vie, J'ai pu réaliser ce travail que je dédie.

*A travers cette page, je présente mes sincères remerciements à **Prof Abdelkader Houam**, enseignant à la Faculté des Sciences et Technologie de Université El arbi Tebessi d'avoir acceptée de m'encadrer, d'orienter mes pas dans l'élaboration de cette étude, d'avoir mis à ma disposition toute son attention et les documents nécessaires à l'élaboration de ce modeste travail. De n'avoir pas lésiné sur son temps de travail pour prodiguer ses précieux conseils.*

*Je suis honoré par la présence de **Mr LAOUAR M.Saleh** et **Melle MALAOUI Rachida**, enseignants à l'université de larbi tebessi, qu'ils trouvent l'expression de mes remerciements pour avoir accepté d'honorer de leurs présences le jury et d'accepter d'examiner ce modeste travail.*

Je tiens enfin à remercier toutes les personnes qui ont contribué de prêt ou de loin à la réussite de ce mémoire.

TRAD Amira

ABADA Safa

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père (Abada Moussa), en connaissance de tous les sacrifices, les efforts, l'amour et la gentillesse qu'il m'a toujours apporté.

Ma très chère MAMAN pour sa tendresse, sa patience et ses encouragements.

Je les remercie pour leur confiance et « que Dieu leur accordent une très longue vie ».

Mon cher frère OUSSAMA Mes très chères sœurs Faten, Salma, Sirine, Hadil

Mes chères amies Amira, Khoulod, Ikram, Sawssan

Mon famille : Abada, Djaghballou

Toute la promotion de Géotechnique 2021.

Tous mes professeurs.

A toute personne qui me connaisse.

Abada @ Safa

Dédicaces

L'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, à toi mon père

EL HACHMI.

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur maman **LAARFA** que j'adore.

À mon ange ma grand-mère **AICHA**, à mes frères, Sans eux, je n'en serais pas là.

À mes sœurs, à mes tantes, à mes oncles, et leurs fils.

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagnaient durant mon chemin d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude, et frères de cœur, toi **YOUSRA et SAFA, KHOULOU, IKRAM ,MARIEM ,ROUFAIDA ,FATMA ZAHRA ,WARDA,MARIYA ,BOUTAINA ,NAWAL ,HOUDA.**

TRAD AMIRA

Liste des symboles

CCM : Méthode Convergence Confinement.

NATM : New Australian Tunnelling Machine

MC: Mohr Coulomb.

HSM : Hardening Soil Model.

ME F: Méthode des Élément Finis.

Φ : Angle de frottement.

λ : Taux de déconfinement.

H: Profondeur du tunnel.

R, r : Rayon d'excavation.

Lc : Largeur de cuvette de tassement.

VL: Volume perdu.

D : diamètre du tunnel.

q : Surcharge

Ψ : Angle de dilatance

Rc : Résistance à la compression

E : Module d'Young

G : Module de cisaillement

v : Coefficient de poisson

c : Cohésion

RQD : Rock Quality Designation (indice de qualité de la roche).

SRF : (Stress Reduction Factor) est le facteur de réduction des contraintes.

SSCM : Soft Soil Creep Model.

SSM : Soft Soil Model

Eoed : Module oedométrique

A : Section

Ux : Déplacement suivant l'axe x.

Uy : Déplacement suivant l'axe y.

Liste des Tableaux

Tableau II. 1. Paramètres de classification des roches et notes de pondération.....	38
Tableau II. 2. Note d'ajustement pour l'orientation des joints [Bieniawski, 1989].....	39
Tableau II. 3. Classification du massif rocheux selon le RMR [Bieniawski, 1989]	39
Tableau II. 4. Recommandations du soutènement [Bieniawski, 1989].....	40
Tableau II. 5. Classification du massif rocheux [NGI, Read et Stacey, 2009]	42
Tableau II. 6. Le coefficient ESR pour divers types d'ouvrages souterrains.....	43
Tableau III. 1. Valeurs de ψ en fonction de celles de ϕ	63
Tableau IV. 1. Paramètres de calcul géotechniques	70
Tableau IV. 2. Paramètres de calcul du soutènement	71
Tableau IV. 3. Paramètres de calcul plate	71
Tableau IV. 4. Résultats des déplacements et contraintes dans le sol.....	77
Tableau IV. 5. Déplacement maximum admissible en clef de voute.	80

Liste des Figures

Figure I. 1. Montre les trois types d'attaque au front de taille	6
Figure I. 2. Machines à attaque ponctuelle.....	7
Figure I. 3. Tunnelier à bouclier.....	8
Figure I. 4. Phasage de creusement.	8
Figure I. 5. Plan de tire	10
Figure I. 6. Fabrication de l'explosifs	11
Figure I. 7. Schéma de tirage.....	11
Figure I. 8. Evacuation des terres	12
Figure I. 9. Détachement des blocs à l'aide de la brise roche.	12
Figure I. 10. Voûte Parapluie / Machine de Voûte Parapluie	13
Figure I. 11. Application de béton projeté	16
Figure I. 12. Mise en œuvre de béton projeté	16
Figure I. 13. Procédé par voie sèche / Machine de béton projeté sèche	17
Figure I. 14. Procédé par voie mouillée / Machine de béton projeté Mouillée	18
Figure I. 15. Schéma de boulon d'encrage	18
Figure I. 16. Injection de consolidation	21
Figure I. 17. Ventilateurs / Ventilation du Tunnel	22
Figure I. 18. Photos de ferrailage et coffrage sur chantier	24
Figure I. 19. Photos de ferrailage et décoffrage de revêtement.....	25
Figure I. 20. Photos d'étanchéité sur chantier	26
Figure II. 1. Réponse de la galerie : Extrusion, Pré-convergence e Convergence	29
Figure II. 2. Cuvette de tassement 3D	30
Figure II. 3. Variation du taux de dé confinement, de la pression et du déplacement radial en fonction de la distance au front de taille	32
Figure II. 4. Ligne caractéristique de la cavité.....	33
Figure II. 5. Ligne de confinement du soutènement	34
Figure II. 6. Zone décomprimée au-dessus d'une cavité	35
Figure II. 7. Type de soutènement en fonction de RQD. Et de la portée du tunnel	37
Figure II. 8. Classification de Barton, relation entre Q et De et les catégories de soutènement43	
Figure II. 9. Méthodes des calculs des tunnels	46
Figure III. 1. Types d'éléments linéiques [Noui Abdelkader, 2018].	50
Figure III. 2. Types d'éléments plans [Noui Abdelkader, 2018].	51

Figure III. 3. Types d'éléments volumiques	52
Figure III. 4. Discrétisation d'une structure en éléments et nœuds	54
Figure III. 5. Eléments géométriques utilisés dans le maillage.....	55
Figure III. 6. Système de coordonnées et définition des composantes de contrainte Positive .	57
Figure III. 7. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.....	60
Figure III. 8. Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.	61
Figure III. 9. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	62
Figure III. 10. Pyramide de Mohr-Coulomb tracé pour $c=0$	62
Figure III. 11. Définition du module à 50 % de la rupture.....	63
Figure III. 12. Fenêtre des paramètres de Mohr-coulomb.....	64
Figure IV. 1. La coupe transversale du massif	68
Figure IV. 2. La section transversale du massif dans les trois hypothèses.....	69
Figure IV. 3. Modèle de déformation plane et maille avec éléments triangulaires.....	73
Figure IV. 4. Information sur le maillage en trois hypothèses	73
Figure IV. 5. Génération du maillage.....	74
Figure IV. 6. Conditions hydrauliques	74
Figure IV. 7. Conditions hydrauliques	75
Figure IV. 8. Champs des contraintes effectives.....	75
Figure IV. 9. Excavation de tunnel.....	76
Figure IV. 10. Excavation de tunnel et activer la charge et plate.....	76
Figure IV. 11. phases de calcul	77
Figure IV. 12. Déplacements suivant l'axe x.....	78
Figure IV. 13. Déplacement suivant l'axe y.....	79
Figure IV. 14. Contrainte maximale total	80
Figure IV. 15. Déplacement du soutènement suivant l'axe x.	81
Figure IV. 16. Déplacement du soutènement suivant l'axe y	82
Figure IV. 17. Déplacement total du soutènement.....	83

Résumé

Le développement de la technologie a affecté tous les domaines de la vie, y compris la méthode de construction des tunnels (on utilise la méthode de convergence -confinement), de sorte que les moyens de creuser des tunnels se sont développés et, par conséquent, le problème de la construction du tunnel est devenu le coût du projet.

Des travaux décrits dans ce mémoire traitent d'une analyse numérique, avec une étude paramétrique de la géotechnique en ce qui concerne sur le comportement d'un tunnel et l'effet de charge centré au-dessus du tunnel, au cours de chaque hypothèse (centré 0%, excentré 25%, excentré 50%), en utilisant un programme basé sur la méthode des éléments finis FEM (PLAXIS 2D v8.2).

La constitution du tunnel a été observée en fonction de hauteur de 7 m.

Les résultats montrent qu'il y a des déformations et de déplacements qui influent faiblement sur la surface de sol et en profondeur.

La valeur maximale des déplacements atteints reste dans la plage des déplacements admissibles.

Mot clés : Tunnel, PLAXIS 2D.

Abstract

Technology development has affected on all life's fields , including the method of tunnel construction (we use convergence and containment method) in such a way that capability to dig tunnels has developed and therefore the problem of tunnel construction has become the cost of the project

The described works in this memory treat with numerical analysis and parametric study of geotechnics as regards the behavior of a tunnel during each hypothesis (centred 0 % eccentric 25% eccentric 50%) using a program based on finite element method GEF (PLAXIS 2D V8.2)

Tunnel construction was observed as a function of height 7 m

The results show that there are deformations and displacements affects in weak way the soil surface and depth

The maximum value of the achieved movements stays within the range of permissible movements

Key words: Tunnel, PLAXIS 2d

ملخص

ان تطور التكنولوجيا اثر على كل مجالات الحياة بما في ذلك طريقة بناء الانفاق, فتطورت وسائل حفر الانفاق (تم استخدام طريقة التقارب - الاحتواء) ،وعليه تحولت مشكلة من كيفية بناء النفق إلى تكلفة المشروع ،فعلى المهندس المدني بناء نفق يؤدي الهدف الذي بني لاجله في اقل وقت و اقل تكلفة. من العمل الموصوف في هذه الأطروحة يتعامل مع التحليل العددي ، مع دراسة بارامترية للجيو تكنيك فيما يتعلق بمردود النفق و بتأثير الحمل المتمركز فوق النفق ،خلال كل فرضية (مركز 0%، خارج المركز ب ، 25% خارج المركز ب (50%، باستخدام برنامج يعتمد على طريقة العناصر المحدودة FEM (PLAXIS 2D v8.2).

عملية بناء النفق لوحظت على أساس ارتفاع 7 متر بينت النتائج وجود تشوهات وانزياح لها تأثير ضعيف على سطح التربة وعلى العمق. تظل القيمة القصوى لعمليات النزوح التي تم الوصول إليها في نطاق عمليات التهجير المسموح بها.
الكلمات الأساسية:

النفق، PLAXIS V8.2.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I : Technologie de construction des tunnels	4
1- Introduction.....	5
2- Technique de creusement d'un tunnel	5
2-1- Procédés du creusement	5
2-2- Creusement de sol meuble	8
2-3- Creusement de rocher.....	9
3- Construction du tunnel.....	12
3-1- Soutènement provisoire.....	12
3-2- Revêtement définitif des tunnels.....	22
Chapitre II : Méthodes de calcul des tunnels	28
1- Introduction.....	29
2- Description générale des mouvements du sol	29
3- Méthodes analytiques.....	31
3-1- Méthode convergence-confinement	31
4- Méthodes empiriques et semi empiriques	35
4-1- Méthode de TERZAGHI.....	35
4-2- Méthode de LAUFFER.....	36
4-3- Méthode de BIENIAWSKI.....	37
4-4- Méthode de BARTON	41
4-5- Recommandations de l'AFTES	44
5- Conclusion	47
Chapitre III : Aperçu sur les éléments finis le logiciel PLAXIS	48
1- Introduction.....	49

2- Méthode des éléments finis (MEF).....	49
2-1- Application de la MEF au calcul des ouvrages souterrains	52
2-2- Concepts de base	53
2-3- L'utilisation de la MEF	56
3- Présentation du logiciel PLAXIS	56
3-1- Historique Le logiciel PLAXIS.....	56
3-2- Présentation du PLAXIS	57
3-3- Les sous-programmes de PLAXIS	58
3-4- Les lois de comportements.....	59
4- Conclusion	64

Chapitre IV : Modélisation numérique paramétrée par une charge en surface d'un tunnel 65

1- Introduction.....	66
2- Modèle de Mohr-Coulomb.....	66
3- Modélisation des phases d'un tunnel avec Plaxis Σmstage	66
4- Présentation de modèle	67
4-1- Partie I : Construction du modèle (input).....	67
4-2- Caractéristiques géotechniques du massif.....	70
4-3- Caractéristique de soutènement du tunnel	71
4-4- Caractéristique de la plate	71
4-5- Condition aux limites	72
4-6- Génération de maille	72
4-7- Condition initiale.....	74
4-8- PartieII :Modélisationdel'excavationdetunnelNATM(Calcul)	75
5- Résultats obtenus pour le modèle.....	77
5-1- Les courbes de déplacement	84
5-2- Les courbes de contrainte.....	86

6- Conclusion	87
Conclusion générale	89
Bibliographie.....	92
ANNEXES.....	96

INTRODUCTION GENERALE

Les méthodes pour la réalisation des ouvrages souterrains ont été beaucoup développées au cours de ces dernières années à cause de leur utilisation dans divers domaines : exploitations minières, transports...etc.

Le creusement d'un ouvrage souterrain (galerie, tunnel,...) entraîne des modifications de l'état de contrainte et de déformation du terrain pouvant aller jusqu'à mettre en cause la stabilité de l'excavation réalisée, ou a provoquer des désordres intolérables dans le massif et l'environnement de l'ouvrage lui-même et spécifiquement dans les cas d'ouvrages de dimensions très grande) tunnel).

L'un des problèmes primordiaux lié à ce type d'ouvrages est constitué par les mouvements de sol induits par les travaux d'excavations, surtout à faible profondeur en présence des formations géologiques très médiocres.

De ce fait et afin de prédire les effets induits dans le terrain, par la réalisation et l'exploitation des ouvrages souterrains, l'ingénieur à recours à des études et des analyses approfondies pour assurer leur sécurité en minimisant les risques d'instabilités tout en tenant compte des caractères propres des ouvrages souterrains (caractéristiques géomécaniques et géométriques) et les caractéristiques des terrains traversés par l'ouvrage (contexte géologiques, hydrogéologiques et géotechniques ...etc.).

Parmi les problèmes les plus délicats , c'est la charge au surface de sol, et la changement de la place de charge .

Dans ce cas-là, des méthodes et des outils ont été développés pour étudier les différents aspects des phénomènes sol et la charge au surface de sol . Ces méthodes ont pour objet , passant du stade purement empirique à celui où l'on fait appel à des modèles numériques très développés permettant la prise en compte de la complexité du problème traité.

D'ailler grâce au développement des moyens informatiques, il est possible de faire une modélisation qui aide à prévenir et à améliorer de tels comportements (terrains et ouvrage), les effets induits par l'excavation et à assurer la sécurité de ces ouvrages dès le début de creusement.

Objectif et problématique

Le présent travail vise à une étude numérique d'un comportement de tunnel avec une charge sur la surface du sol. L'aspect de notre étude est donc d'éviter les distorsions et les déplacements dans le terrain , à partir de l'analyse numérique avec un modèle aux éléments finis utilisant le logiciel PLAXIS. A partir de là, nous essayons de justifier l'efficacité de l'accompagnement prévu avant la réalisation des travaux.

Pour cela, nous avons opté à étudier numériquement la stabilité d'une section detunnel en utilisant un code bidimensionnel et à calculer l'état de contraintes ainsi que les déplacements du sol et leurs influences sur l'ouvrage.

Plan de Travail :

- Introduction Générale.
- Chapitre I : Technologie de construction des tunnels.
- Chapitre II : Méthodes de calcul des tunnels.
- Chapitre III : Aperçu sur les éléments finis le logiciel Plaxis.
- Chapitre IV : Modélisation numérique paramétrée par une charge en surface d'un tunnel.
- Conclusion Générale et Recommandations.

CHAPITRE I

TECHNOLOGIE DE CONSTRUCTION DES TUNNELS

1- Introduction

Les ouvrages souterrains constituent un domaine très important et en plein développement depuis quelques décennies. De même l'extension des voies de communications (routes, voies ferrées, parkings, voies navigables et réseaux divers) impose souvent des franchissements difficiles, qui conduisent généralement à la construction en souterrain.

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...

Ce chapitre résume les méthodes de creusement de tunnel ainsi que la méthode de soutènement provisoire et de revêtement définitif des tunnels.

2- Technique de creusement d'un tunnel

2-1- Procédés du creusement

2-1-1- Le creusement en pleine section

Elle est adaptée aux terrains homogènes, de bonne ou assez bonne tenue, ne nécessitant pas l'utilisation d'un soutènement provisoire. Dans ce cas, si le rocher présente des fissures tolérables (fissuration à la suite d'utilisation d'explosifs ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée. **[KERIKECH et BENARFA, 2006/2007]**

2-1-2- Le creusement en demi-section

Il consiste à excaver, dans une première phase, la demi-section supérieure, dite « calotte » du tunnel, suivant sa forme définitive (la hauteur pouvant atteindre 5 ou 6 m). Dans une deuxième phase, on procède à l'excavation de la demi-section inférieure appelée « stross » **[KERIKECH et BENARFA, 2006/2007]**

Cette méthode est conseillée pour les tunnels de grandes dimensions (plus de 40 à 50 m²) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité, vu la dimension réduite du front de taille. **[KERIKECH et BENARFA, 2006/2007]**.

Par contre, cette technique nécessite un soutènement plus important (par cintres et/ou blindage), dont la mise en place du soutènement s’effectue en principe à l’avancement de chaque phase d’excavation.

2.1.3. Le creusement en section divisée

Cette méthode s’applique aux grandes excavations souterraines, mais surtout aux tunnels dans des mauvais terrains où les autres méthodes de construction présentent des risques où conduisent à des tassements en surface non admissibles.

La division de la section à excaver est fonction de la dimension maximale de l’excavation qui peut rester stable par elle-même avant la mise en place du soutènement. La position des phases d’excavation peut être très variée ; elles doivent être adaptées à la situation de l’ouvrage, à sa forme et au matériel. [KHEFFACHE, 2007]

On considère deux modes d’exécution caractéristiques :

- On creuse une galerie de faîte en clé de voûte dans un premier temps, puis on l’élargit latéralement pour achever la demi-section supérieure de l’excavation finale. Le terrassement de la demi-section inférieure peut ensuite être réalisé par tranches horizontales à l’abri du soutènement de la voûte. [KHEFFACHE, 2007].

- On peut aussi commencer à creuser deux galeries de base au niveau des piédroits pour constituer les appuis rigides du soutènement et permettre l’abattage ultérieur de l’ensemble de la section [KHEFFACHE, 2007].

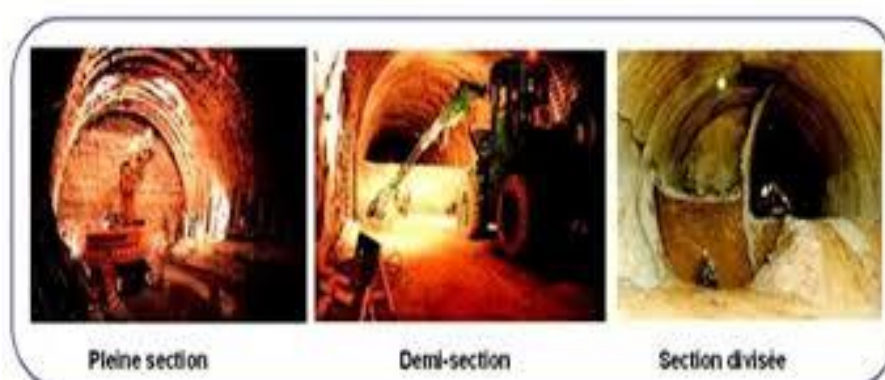


Figure I. 1. Montre les trois types d’attaque au front de taille [J. IDRIS, 2007]

❖ 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. [BENJUI, 1996]



Figure I. 2. Machines à attaque ponctuelle [François MARTIN ; Bonnard ; Gardel et all, Janvier 2012]

❖ 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. [MARTIN, 2012]



Figure I. 3. Tunnelier à bouclier [KITCHAH, 2012]

2-2- Creusement de sol meuble

C'est le creusement du tunnel fait à l'aide de la pelle hydraulique. La brise roche et l'explosif n'est pas utilisé lors du creusement du sol meuble. La paroi du tunnel doit être immédiatement soutenue après le creusement fait.

Le tunnel sera creusé en deux étapes principales. Premièrement, la partie supérieure (la calotte) sera creusée, après la partie inférieure (le stross). [BERABEZ et BOURBET ,2015]
Le phasage d'excavation pour la section complète du tunnel est comme-suit :

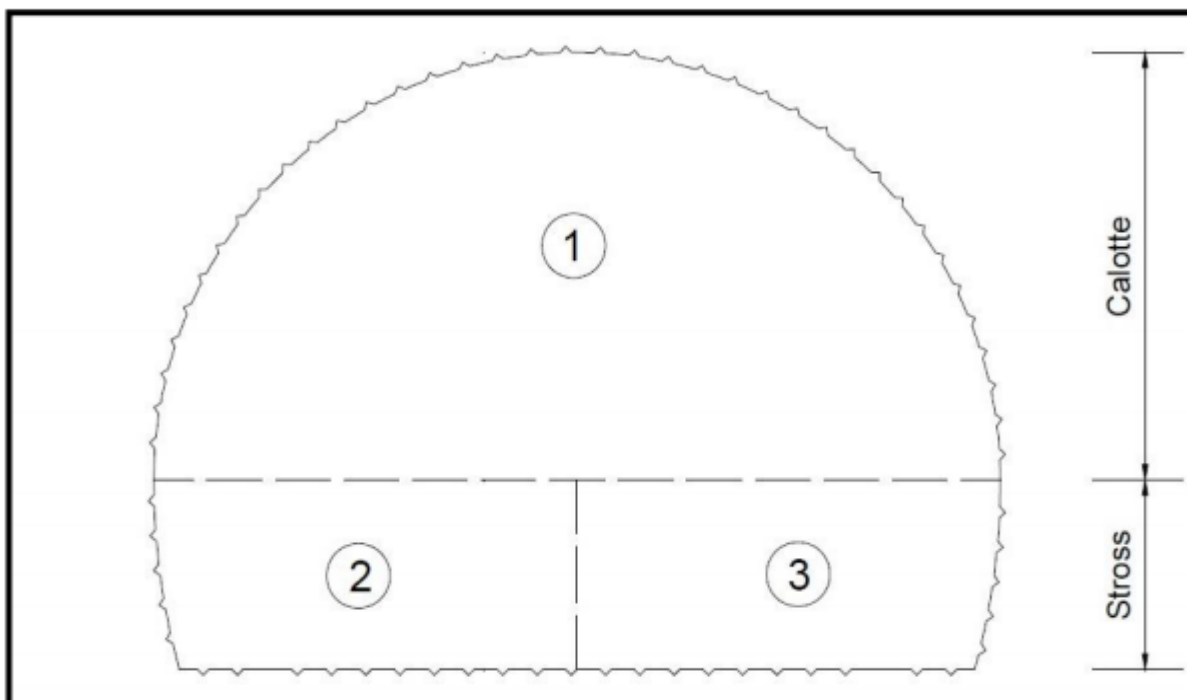


Figure I. 4. Phasage de creusement[BERABEZ et BOURBET , 2015] .

Les étapes à suivre pour le creusement de sol meuble sont :

- La brigade topographique matérialise le périmètre du creusement à faire.

- La pelle hydraulique commence à creuser l'intérieur de la partie matérialisée en grattant et abattant le terrain du front avec son bras articulé. La puissance des coups doit être surveillées afin de ne pas créer des hors profils.
- Le pas d'avancement de creusement diffère suivant le type de soutènement choisi. Il varie entre 0,60m et 1,50m suivant la géologie du terrain.
- Après avoir atteindre un pas d'avancement, il est procédé à mettre en œuvre successivement les éléments de soutènements.
- Les marins (terre creusée) mis de côté dans le tunnel, ne doit pas perturber le rythme des travaux. Le marinage (évacuation des terres) doit être fait régulièrement. [CHOUFI, 2018]

2-3-. Creusement de rocher

C'est le creusement du tunnel qui ne peut pas être fait à l'aide d'une pelle hydraulique. La brise roche et les explosifs sont utilisés lors du creusement du rocher. La paroi du tunnel ne nécessite pas un soutènement aussi lourd que celui du sol meuble.

2-3-1- Creusement par la brise roche

Le tunnel sera creusé en deux étapes principales. Premièrement, la partie supérieure (la calotte) sera creusée, après la partie inférieure (le stross). Le phasage d'excavation pour la section complète du tunnel est comme le phasage de creusement de sol meuble,.

Les étapes à suivre pour le creusement du rocher sont :

- La brigade topographique matérialise le périmètre du creusement à faire.
- La brise-roche hydraulique commence à creuser l'intérieur de la partie matérialisée en piquant et abattant le terrain du front avec son bras articulé. La puissance des coups doit être surveillée afin de ne pas créer des hors profils.
- Le pas d'avancement de creusement diffère suivant le type de soutènement choisi. Il varie entre 0,60m et 1,50m suivant la géologie du terrain.
- Après avoir atteindre un pas d'avancement, il est procédé à mettre en œuvre successivement les éléments de soutènements

- Les marins (terre creusée) mis de côté dans le tunnel, ne doit pas perturber le rythme des travaux. Le marinage (évacuation des terres) doit être fait régulièrement. [CHOUFI, 2018]

2-3-2- Creusement avec explosif

En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation > 4000 m/s) dont l'effet sur la roche est double :

- L'énergie de choc véhiculée par une onde fissure le terrain ;
- L'énergie de gaz, engendrée par le dégagement d'un important volume de gaz à haute température et pression, ouvre ces fissures et disloque le matériau. Le "surplus" de cette énergie expulse les blocs disloqués. [DJELLOUL. C, 2020]

Le tunnel sera creusé en deux étapes principales. Premièrement, la partie supérieure (la calotte) sera creusée, après la partie inférieure (le stross). Le plan de tir d'explosif d'excavation pour la section complète du tunnel est comme-suit :

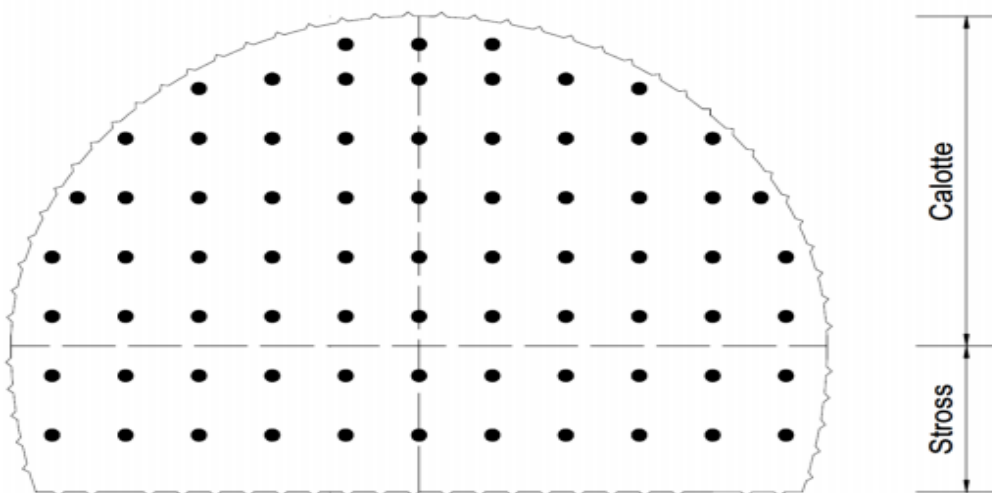


Figure I. 5. Plan de tire, [CHOUFI, 2018]

Les étapes à suivre pour le creusement avec explosif sont :

- 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.
- 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.
- La séquence de détonation suit un plan établi qui permet de limiter au maximum la quantité d'explosif qui explose en même temps. [BERABEZ et BOURBET , 2015]

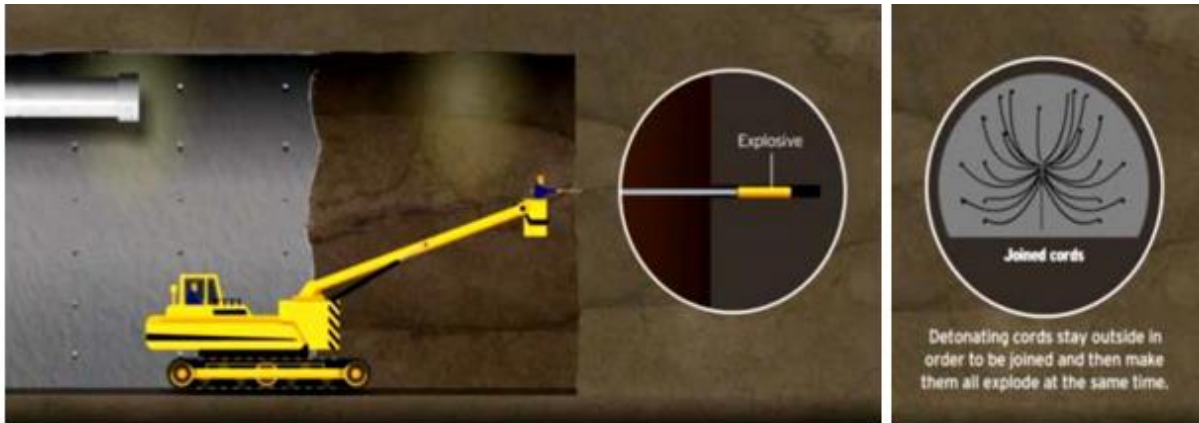


Figure I. 6. Fabrication de l'explosifs [1].

- Le tir peut avoir lieu. L'explosif est utilisé comme un outil de découpage de la roche et non comme une "bombe".

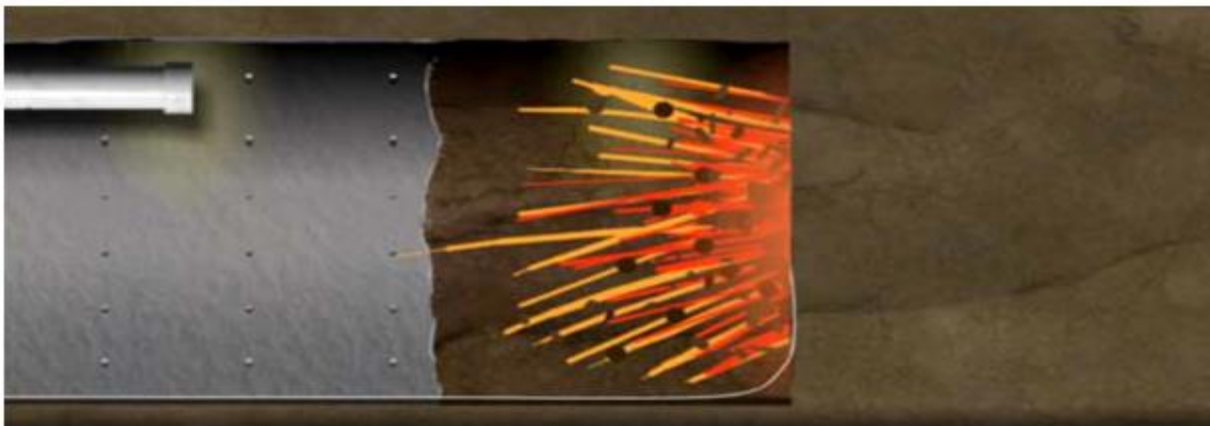


Figure I. 7. Schéma de tirage [1]

- Le marinage (évacuation des terres) doit être fait juste après le tirage. [BERABEZ et BOURBET, 2015]



Figure I. 8. Evacuation des terres [1].

- Après chaque tir, certains blocs de roches sur le front, au sommet de la 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 installée sur le bras d'une pelle mécanique. La purge permet de travailler dans des conditions de sécurité optimales.[BERABEZ et BOURBET ,2015]



Figure I. 9. Détachement des blocs à l'aide de la brise roche [1].

3- Construction du tunnel

3-1- Soutènement provisoire

3-1-1- Voute 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'un pré voûte située immédiatement au contact de son extradoss 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. [BERABEZ et BOURBET , 2015]

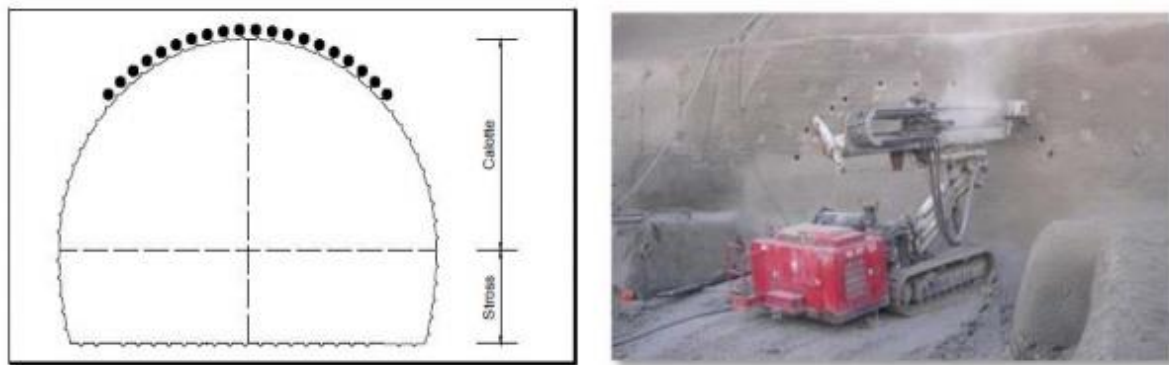


Figure I. 10. Voûte Parapluie / Machine de Voûte Parapluie

Les étapes à suivre pour la mise en œuvre de la voute parapluie sont :

- La brigade topographique matérialise le périmètre des forages à faire.
- La foreuse commence à faire le forage, incliné $\approx 5^\circ$ en remontant. Le motif de l'inclinaison du forage est d'assurer l'espace libre à la clé de la voute pour la reprise de la voute parapluie suivante.
- Après que les tubes métalliques sont poussés dans les trous forés, l'injection se fait immédiatement avant que le terrain ne se referme autour des tubes. La qualité des scellements est très importante puisque c'est elle qui garantit le report des charges sur les tubes.
- Ainsi le creusement peut se faire sous une voûte protectrice assurant un report des charges sur les cintres qui seront placé à mesure de l'avancement
- L'espacement, le nombre, la longueur des forages de la voûte parapluie différent selon les caractéristiques du terrain rencontré lors du creusement. [CHOUFI, 2018]

3-1-2- Cintres

❖ Cintres HEB / HEA

Afin d'assurer la sécurité au niveau des portails (les entrées des tunnels) contre les éboulements et les chutes des blocs rocheux, un tube en extension des tunnels (des faux tunnels) est construit dont le soutènement est renforcé par des cintres, et ce par des poutres en acier HEB / HEA. A la suite du confortement des talus, conformément à la conception et le

dimensionnement, il est procédé à la mise-en-place des cintres HEB, suivi par les treillis soudés et le béton projeté. [CHOUFI, 2018]

❖ Cintres réticulés

Dans certaines circonstances, notamment pour les mauvais terrains, les grandes sections et les sections divisées, il peut s'avérer nécessaire de renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures 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. [Idris J, 2007]

Les étapes à suivre pour la mise en place du cintre réticulé sont :

- Les cintres réticulés de la calotte et du stross sont fabriqués au niveau de l'atelier désigné. Ces derniers possèdent des cornières à leurs bouts pour l'assemblage avec des écrous et des boulons.
- Le cintre réticulé d'une auréole est complété en phasage de calotte-stross.
- Une fois que le pas d'avancement de la calotte est atteint, il est placé les pièces du cintre de la calotte et ces derniers sont fixés par des écrous et des boulons.
- Les barres d'attentes sont soudées afin de lier successivement les cintres réticulés de la calotte.
- Il faut s'assurer que les pieds des cintres réticulés de la calotte appuient bien sur le sol jusqu'à la mise en œuvre du béton projeté au niveau de la calotte.
- L'espacement et le type HA des cintres réticulés (calotte et stross) diffèrent suivant la géologie du terrain rencontré. L'espacement des cintres définit le pas d'avancement du creusement qui varie entre 0,60m et 1,50m.
- La brigade topographique assiste et vérifie la mise place du cintre de la calotte.
- La mise en place du cintre réticulé du stross suit celui de calotte avec un décalage d'au moins ≈ 20 m.
- Les pièces du cintre réticulé du stross sont placés au-dessous de ceux de la calotte et ces derniers sont fixés et assemblés par des écrous et des boulons.

- Les barres d'entretoise sont soudées afin de lier successivement les cintres réticulés du stross.
- Il faut s'assurer que les pieds des cintres réticulés du stross appuient bien sur le sol jusqu'à la mise en œuvre du béton projeté au niveau du stross.
- La brigade topographique assiste et vérifie la mise place du cintre du stross. [CHOUFI, 2018]

3-1-3- Béton projeté

La mise en œuvre du béton projeté consiste à projeter le béton sur les parois et les fronts d'attaque d'un tunnel à l'aide d'une lance. Il a deux principaux usages, qui peuvent s'additionner. Il a un rôle protecteur, et forme une coque mince épousant la géométrie du terrain. En cela il empêche les blocs de roche ou le sol de se détacher de la paroi. Il a aussi un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est variable en fonction de la géologie du terrain rencontré. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement. [Dreux G et Festa J, 1998]

Au niveau des fronts d'attaque, le béton projeté porte une grande importance pour le soutènement du front, qui stabilise la formation ainsi qu'il bloque le contact avec l'air.

Les étapes à suivre pour la mise en place du cintre réticulé sont :

- Le béton projeté est mis en œuvre au niveau de la partie avancée où le cintre réticulé et le treillis soudé (02 mailles de recouvrement) 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 pointu gênant ou dépassant le gabarit du béton projeté.

Après la vérification de la ligne interne et externe du béton projeté, il est procédé l'application de béton projeté par plusieurs couches successives 5 à 10 cm d'épaisse. [Dreux G et Festa J, 1998]



Figure I. 11. Application de béton projeté [1].

- Il est recommandé d'effectuer des mouvements elliptiques lors de la projection du béton.
- Le phasage du béton projeté suit celui du creusement et la mise en place des cintres réticulés

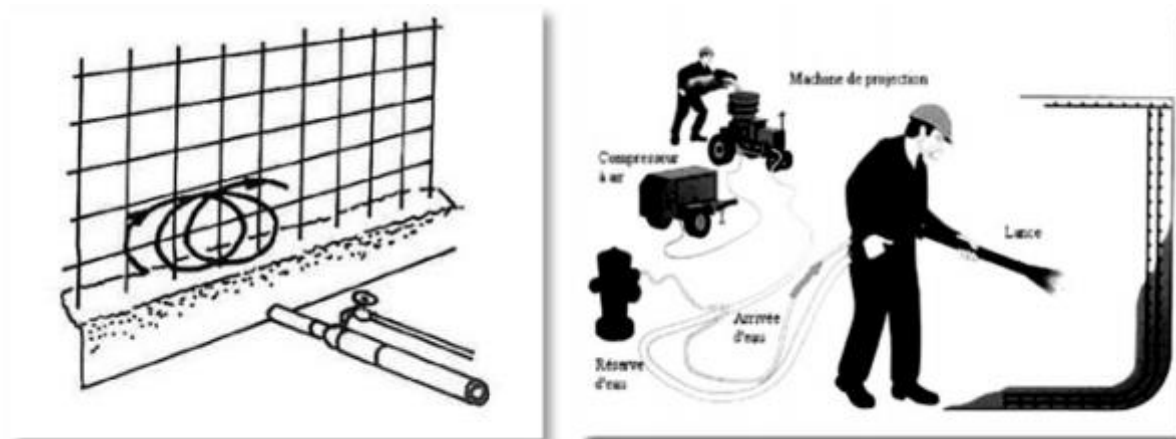


Figure I. 12. Mise en œuvre de béton projeté [2]

Il s'agit de deux techniques de la mise en œuvre du béton projeté. L'une c'est par voie sèche l'autre par voie mouillée.

❖ Béton projeté sèche

- La vitesse de projection du mélange sur la surface est élevée : bonne adhérence du béton sur le support.
- Seule la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment est ajoutée à la sortie de la buse : le rapport E/C reste faible, ce qui limite le retrait du béton.
- Les rebondissements provoquent des pertes importantes (de 25 à 40% du mélange).

- Il y a production de poussière lors de la projection : celle-ci peut être réduite si la voie sèche est utilisée avec pré mouillage. [Sekiou, 2018]

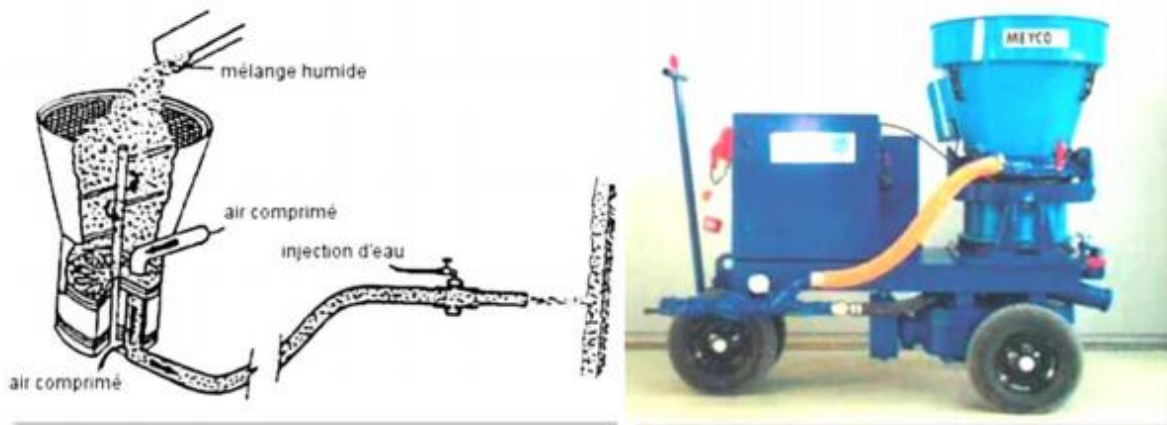


Figure I. 13. Procédé par voie sèche / Machine de béton projeté sèche [3]

❖ Béton projeté mouillé

La propulsion du mélange mouillé est assurée soit par air comprimé (le flux est dilué), soit par action d'une pompe à béton (le flux est dense). La vitesse de projection relativement faible donne lieu à plusieurs avantages :

- Faible pollution : peu de poussière.
- Réduction des rebondissements : moins de pertes.
- Dosage en eau plus précis : automatisation possible de la méthode.
- La compacité et l'adhérence du béton en place est moins satisfaisante qu'avec la voie sèche.
- Le silicate de soude (accélérateur) doit être utilisé dans des proportions plus importantes diminution des caractéristiques du béton qui ne peut être compensée que par un dosage plus important en ciment. [Sekiou, 2018] .

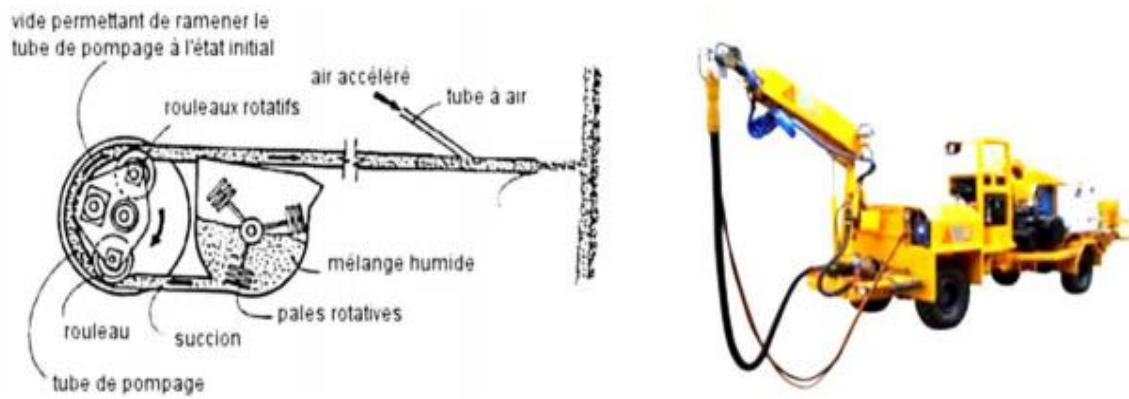


Figure I. 14. Procédé par voie mouillée / Machine de béton projeté Mouillée [4]

3-1-4- Boulons 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. Lors du creusement du 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), [Bouvard et Lecoanet, 1992].

On distingue deux types de renforcement par barres d'acier :

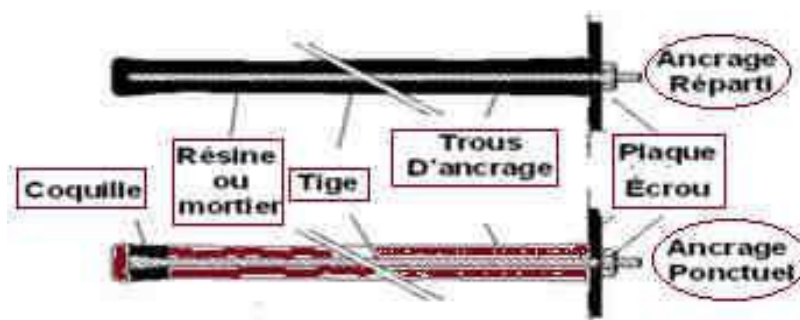


Figure I. 15. Schéma de boulon d'ancrage [BERABEZ et BOURBET, 2015].

- Le renforcement par ancrages actifs

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

La simplicité de pose d'un boulon — surtout les boulons à friction qui agissent tout de suite en ont fait aujourd'hui l'élément essentiel des soutènements souterrains. On peut facilement en poser deux ou trois à un endroit, en prévention là où la roche risque de se rompre, ou les préconiser de façon systématique sur tout ou partie de la paroi du tunnel. On définit alors une densité de boulonnage (1,5 par m² par ex.), une longueur (environ un rayon de tunnel) et un diamètre (Ø 18 par ex.). [François MARTIN, Bonnard, Gardel et al, Janvier 2012]

- Le boulon d'ancrage passif

ne sont sollicités que par le déplacement du terrain autour de la paroi. Il en existe deux familles qui ne fonctionnent pas de la même façon :

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

(b) **les boulons à ancrage réparti** : comme leur nom l'indique, ils sont scellés au terrain sur toute leur longueur. On distingue deux sous-familles technologiques :

– Les boulons scellés : le scellement peut-être du mortier ou de la résine synthétique.

– Les boulons à friction : ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydrogonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement. [François MARTIN, Bonnard, Gardel et al, Janvier 2012].

Les étapes à suivre pour la mise en œuvre du boulon d'ancrage sont :

- Le forage se fait par le boulon auto-perforant lui-même, d'une longueur et du diamètre précisés dans les plans d'exécution.

- Le mise-en-place des boulons est injecté avec un mortier de ciment par une pompe, introduit depuis le fond par un tube à repousser vers l'extérieur.
- La plaque est placée à la tête du boulon et fixée avec le serrage de l'écrou. Autre système de fixation peut être exécuté.
- La mise en place des boulons d'ancrage de la calotte et du stross suit le phasage du creusement.
- Le maillage, le diamètre du forage et la longueur des boulons d'ancrages diffèrent suivant la géologie du terrain rencontré.
- Les boulons obliques sont mis en place vers l'avancement du tunnel avant d'attaquer le creusement quand il s'agit de la nécessité d'une pré-voûte qui n'est pas aussi renforcé que la voûte parapluie.
- Le boulonnage du front de taille est fait en cas d'existence du terrain défavorable ou d'arrêt de chantier. Le diamètre des forages de ces boulons est au moins $\text{Ø}100\text{mm}$.

3-1-5- Drainage

En cas de rencontre de milieux perméables gorgés d'eau au cours des travaux, le drainage par captage local des eaux permet de réduire la charge hydraulique dans le terrain autour du tunnel et d'éviter les débousses importants. Ce drainage s'effectue à l'aide de forages tubés ou non (barbacanes), intéressant le terrain sur une dizaine à une quinzaine de mètres en avant du front de taille et latéralement. Pour que ce traitement soit réalisé avec succès, une bonne connaissance des caractéristiques hydrogéologiques des terrains et des systèmes de fracturation dans les milieux rocheux est nécessaire notamment pour orienter les forages. Cette méthode est recommandée en attaque montante avec écoulement gravitaire.

Dans le cas d'attaque descendante, son application demande la mise en œuvre d'un système de captage et d'exhaure des eaux par pompage. Le débit au front peut limiter son domaine d'utilisation pour la bonne marche du chantier.

Les sources d'eau ponctuelles sont captées par des tuyaux souples. L'eau captée est pompée à l'extérieur du tunnel, par la suite la paroi de la source est colmatée à l'aide du mortier. A la sortie des tunnels, des piscines de pompe seront installés afin de collecter cette dernière. [dossier pilote des tunnels génie civil,1998]

3-1-6- Injection

L'injection comprend les techniques de substitution et de comblement des vides dans les terrains par un coulis durcissant. Les injections ont deux utilités : augmenter la résistance et/ou étancher.

Le procédé de traitement par injection consiste à remplir les vides du terrain (fissures ou pores) par un produit liquide ou en suspension appelé coulis qui se solidifie plus ou moins dans le temps. Le coulis est envoyé sous pression dans des forages équipés pour l'injection, traversant les zones à traiter.

L'injection a pour résultat de réduire la perméabilité et/ou d'augmenter les caractéristiques mécaniques d'une roche ou d'un sol. Les trois principaux types de traitement par injection ont pour but de consolider le terrain, étancher le terrain et remplir de gros vides. La zone à traiter devant le front et autour du tunnel dépend en fonction de la largeur du tunnel, la charge hydraulique, la nature des terrains, la profondeur, la résistance mécanique et le gradient hydraulique du terrain traité. [dossier pilote des tunnels génie civil, 1998]

- **INJECTION DE CONSOLIDATION (LORS DU CREUSEMENT)**

Dans les zones où se trouvent des venues d'eau, des injections seront réalisées en avec un calepinage adéquat afin de consolider le terrain et éviter les infiltrations.

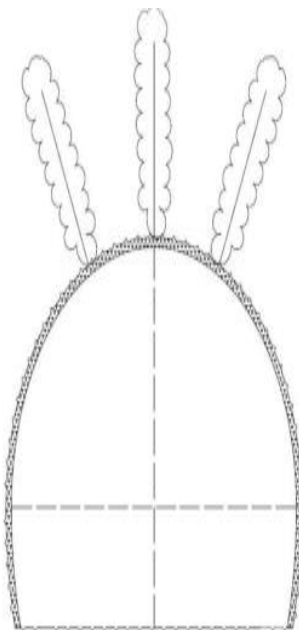


Figure I. 16. Injection de consolidation [5]

3-1-7- Ventilation de construction

Ventilation est très importante pour les ouvriers qui travaillent dans le tunnel et les machines d'excavation. L'équipement de la ventilation est indispensable pour les excavations souterraines. Le but de la ventilation est de fournir la quantité de l'air nécessaire pour la zone du travail. Pour la ventilation un système de soufflage est utilisé et l'air est transmis à la zone de travail avec les tubes de ventilations.

La ventilation est faite par des ventilateurs axiaux de capacité 125.000 m³ / h et l'air est porté dans le tunnel par des tubes de ventilation de 100 – 120. [CHOUFI, 2018]



Figure I. 17. Ventilateurs / Ventilation du Tunnel

3-2- Revêtement définitif des tunnels

Postérieurement à l'excavation complète du tunnel il construira le revêtement définitif. Le revêtement définitif sera postérieurement construit par chariot de coffrage. Ce revêtement consistera en une dalle de béton armé d'épaisseur variable (entre 0,40 m dans la calotte et 0,60 m au radier). Cette section sera exécutée en deux phases, d'abord la dalle inférieure et postérieurement la voûte du tunnel. Entre soutènement et revêtement, on disposera une lame imperméable pour empêcher l'entrée d'eau phréatique dans le tunnel, dont le revêtement définitif par conséquent devra être conçu pour supporter l'impulsion hydrostatique outre l'impulsion du terrain. Ils placent le système d'imperméabilité, une lame de PVC de 2 mm d'épaisseur protégée avec géotextile ou, alternativement, une lame de polyéthylène de haute densité, appliquées dans le derrière du revêtement. [EMA, 2014]

3-2-1- Coffrage, ferrailage, bétonnage

Le cycle rapide de bétonnage et de décoffrage (l'âge du béton au moment du décoffrage est de l'ordre de 12 à 18 heures) exige une production très régulière de type industriel impliquant une constance dans la qualité des différents matériaux et un matériel de fabrication de bonne fiabilité. Ce décoffrage rapide implique une organisation rigoureuse des différentes phases de creusement en raison des interférences sur le chantier et des différentes opérations liées au bétonnage.

Bétonnage 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. On a donc des reprises longitudinales au niveau du contact voûte-radier et des reprises transversales entre plots. Il s'agit d'un coffrage "grimant" à l'horizontale, sur roues et pliable pour le faire avancer, qui est élaboré spécialement pour le tunnel en construction. On réalise le bétonnage par plots successifs, chaque "levée" de bétonnage pouvant atteindre une dizaine de mètres. Cette longueur est pilotée par des choix économiques et par la fissuration due au retrait. La tenue au feu est également un critère très important pour sa conception. Les étapes à suivre pour la mise en œuvre du revêtement sont : économiques et par la fissuration. [Jean PERA, 1983]

- L'inspection des sections sera faite après l'excavation des tunnels pour être sûr qu'il n'y aura pas de saillie qui causera le fait que l'épaisseur du béton sera inférieure aux valeurs définies sur le plan.
- Le revêtement du tunnel est fait en deux phases principales, soit le radier et la voûte.
- Le ferrailage et le coffrage du radier est mis en place après le nettoyage de l'assise du béton du radier.
- Suite à la vérification du ferrailage et le coffrage du radier il est procédé au bétonnage du radier.
- La vibration doit être faite soigneusement pendant le coulage du béton.
- Pendant la durée de la prise du béton du radier, la surface du plot suivant sera préparée afin de maintenir la cadence des travaux. [CHOUFI, 2018]



Figure I. 18. Photos de ferrailage et coffrage sur chantier

- Dans le secteur où le béton de radier est déjà appliqué, le montage du coffrage de la voûte sera fait.
- Si la voûte du tunnel est ferrillée, les armatures de béton de la voûte est placé à l'aide d'un échafaudage spécial.
- Le coffrage qui est venu sous l'armature, est réglé à la côte et aux coordonnées correctes à l'aide des fils hydrauliques, sous l'inspection du topographe et après le montage des membranes ou des bandes d'étanchéité et le coffrage de la tête de tunnel sont faits.
- Le béton sera rempli dans le coffrage, qui sera prêt après avoir fait les renforcements, par les fenêtres aux faces latérales et par le collecteur au plafond.
- Pendant la coulée du béton dans le coffrage, la prévention de la ségrégation sera assurée grâce aux vibrateurs de surface.
- En faisant fonctionner les vibrateurs au niveau de béton, la pose du béton à tout niveau est assurée et les négativités pour la durée de prise des bétons déjà posés sont évitées.
- Suivant la fin de pompage et de remplissage, le béton sera laissé dans les coffrages jusqu'il arrivera à la résistance prévue dans les spécifications techniques.
- Pendant ce temps, le nettoyage et le montage des armatures de l'anneau suivant (s'il est ferrillé) sera fait pour éviter la perte du temps.
- Le cycle précisé ci-dessus continue jusqu'à l'achèvement du revêtement du tunnel [CHOUFI, 2018].



Figure I. 19. Photos de ferrailage et décoffrage de revêtement

3-2-2- Etanchéité, drainage

Les venues d'eau non maîtrisées peuvent également conduire à une dégradation accélérée des ouvrages. L'écoulement de l'eau à travers le béton du revêtement provoque à la longue sa détérioration par attaque chimique ou, quand la pression hydrostatique extérieure est élevée, par érosion mécanique, ou encore par action du gel le cas échéant. Des ruissellements permanents finissent par dégrader la chaussée et par abîmer les équipements. Dans les conduits d'air frais, la présence d'eau en paroi peut entraîner en hiver une réduction importante, voire une obturation de la section des conduits par formation de glace et une surcharge des structures dans le cas d'un plafond.

Lorsque cela est nécessaire, le revêtement des tunnels est conduit à assurer l'étanchement de l'ouvrage par lui-même ou comme support des différents types d'étanchéité. L'écoulement de l'eau à travers le revêtement et à l'intérieur de l'espace libre est néfaste dans tous les cas.



Figure I. 20. Photos d'étanchéité sur chantier

Tout d'abord, l'étanchement préalable des ouvrages par drainage et captage des eaux avant mise en place du revêtement est essentiel pour limiter l'action des eaux pendant la prise et le durcissement du béton. Des venues d'eau diffuses même minimales peuvent doubler la quantité d'eau dans le béton frais, ce qui modifie de façon importante la qualité finale du revêtement. Selon sa nature chimique, cette eau peut mettre en cause la durabilité du béton. Il y a donc lieu d'apporter un soin particulier au choix des composants du béton, surtout du ciment, et à la compacité du béton durci pour lui permettre de résister aux eaux agressives, cette compacité doit également être recherchée pour permettre la résistance du revêtement au gel. Le rôle d'étanchement du revêtement, en relation avec les dispositifs de drainage et d'étanchéité, est essentiel. Opération visant à limiter à une valeur acceptable ou à annuler le débit d'eau qui traverse un revêtement.

En général, entre le soutènement et le revêtement définitif, on place un film synthétique en PVC qui assure l'étanchéité de l'ouvrage (étanchéité dite à l'extrados). Il convient donc de prévoir un réseau de drains et d'assainissement pour l'évacuation des eaux d'infiltration collectées par cette membrane protectrice. [MARTIN, 2012]

3-2-3- Injection de remplissage

La présence de vides à l'extrados peut être à l'origine d'une décompression ultérieure des terrains ou peut favoriser les circulations d'eau conduisant parfois à des dissolutions avec formations de cloches. Il est donc indispensable, dans tous les cas, que soient effectuées des injections de remplissage derrière le revêtement afin d'assurer un bon contact entre le béton et le terrain. Elles font partie intégrante de la méthode. [Jean PERA, 1983]

Les travaux d'injection de remplissage à faire après le revêtement des tunnels ont le but de remplir les vides au niveau de la clé de la voûte en consolidant cette partie. Ces travaux d'injection consistent à accomplir les fonctions ci-dessous :

- Remplir le vide entre le béton projeté et le revêtement afin d'assurer le contact entre les bétons.
- Remplir le vide entre le terrain et le béton projeté ainsi que les fissures du terrain afin de consolider le terrain au niveau de la clé de la voûte.

CHAPITRE II

METHODES DE CALCUL DES TUNNELS

1- Introduction

Le creusement des tunnels engendre des perturbations plus ou moins importantes dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations et des déplacements de sol. En zones urbaines, les tassements résultant de ce phénomène peuvent affecter la stabilité des ouvrages avoisinants.

Ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques non négligeables. Les différentes méthodes utilisées pour chercher à étudier et prévoir l'évolution de ces mouvements dans le massif seront présentées dans ce chapitre.

2- Description générale des mouvements du sol

L'introduction d'une cavité dans un terrain modifie l'état des contraintes dans le massif autour de la zone excavée. Il en résulte alors des mouvements au sein du massif. En fonction de l'intensité de cette perturbation, ces mouvements s'accompagnent en général d'un déplacement instantané du front de taille vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel.

Toutes ces déformations commencent déjà bien à l'avant du front de taille, comme amplement décrit et démontré à l'aide de mesures in situ par. [Lunardi et Bindi, 2004] et [Lunardi, 2008]

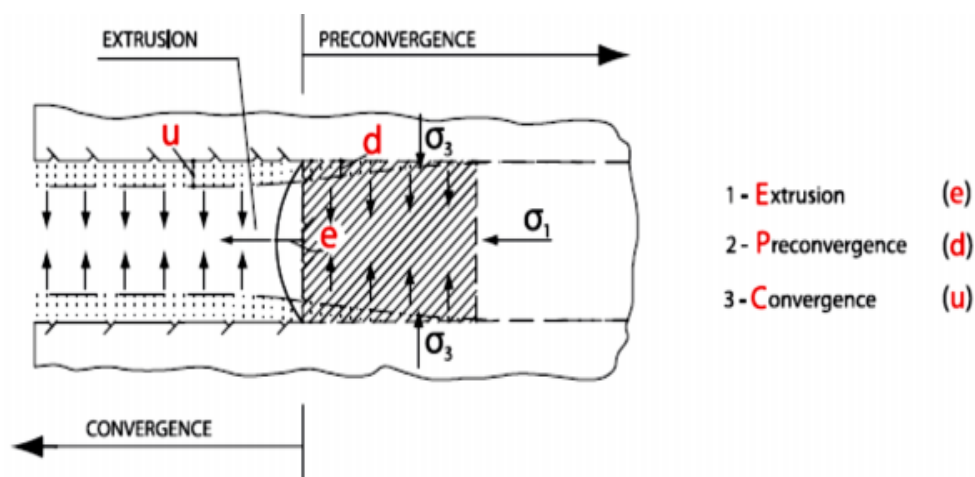


Figure II. 1. Réponse de la galerie : Extrusion, Pré-convergence e Convergence [Lunardi, 2008]

Ces mouvements, imputables à une perte de terrain en volume (Schlosser [1989]), peuvent ensuite se propager jusqu'à la surface du sol avec un certain retard, en fonction du temps de réponse du massif et de la couverture du tunnel.

Cependant, Chapeau [1991] a souligné que, dans le cas de tunnels peu profonds ($C/D < 2$) l'amortissement peut être si faible qu'une erreur dans la procédure de creusement peut entraîner une rupture en bloc de toute la couverture. Pour des hauteurs de couverture plus importantes, en revanche, l'effet voute, décrit par Lunardi [1997], peut intervenir et éviter ce phénomène néfaste.

La cuvette tridimensionnelle de tassement, bien représentée par [Attewell, 1987] et [Lebas et al, 1995], peut causer des dommages importants aux ouvrages existants. C'est pour cette raison qu'un enjeu prioritaire dans la réalisation de tunnel en milieu urbain est la limitation de ces déformations. A ce propos, Lunardi [2008] a proposé une méthode, dite ADECO, en mettant en évidence que les déformations en tunnel et les tassements en surface seraient limités grâce à un contrôle rigoureux des déformations du noyau devant le front de taille. [Jean-Pierre JANIN, 2012]

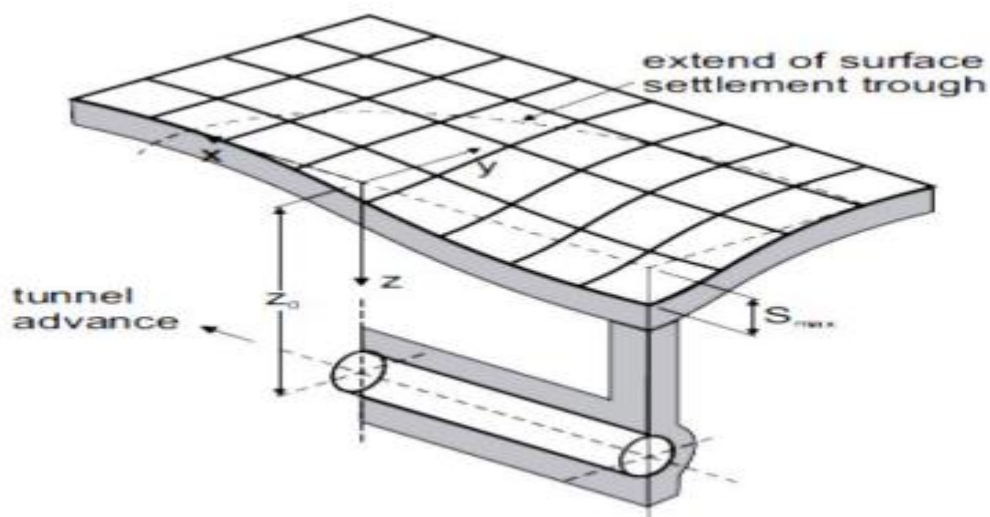


Figure II. 2. Cuvette de tassement 3D, [Lebas et al. 1986]

Les déplacements horizontaux dans le massif sont mesurés, dans les directions longitudinale et transversale, à l'aide d'inclinomètres

3- Méthodes analytiques

3-1- Méthode convergence-confinement

Toujours dans le cadre des approches analytiques, une méthode souvent utilisée est celle dite « convergence-confinement », [Panet, 1995] conçue afin de simplifier le problème tridimensionnel du creusement d'un tunnel en un problème bidimensionnel de déformation plane de l'interaction terrain soutènement.

Elle est couramment introduite dans les calculs numériques 2D de projets d'excavation de tunnel, afin d'estimer les déformations du massif (convergence et tassement) et valider le soutènement. Dans le présent paragraphe, les principes de cette méthode seront présentés. La démarche suivie pour les appliquer à un calcul 2D sera explicitée dans la suite du mémoire. En se basant sur les hypothèses énoncées dans le paragraphe précédent, cette méthode consiste à simuler l'avancement du front par la diminution d'une pression fictive (p_i) appliquée aux parois de l'excavation.

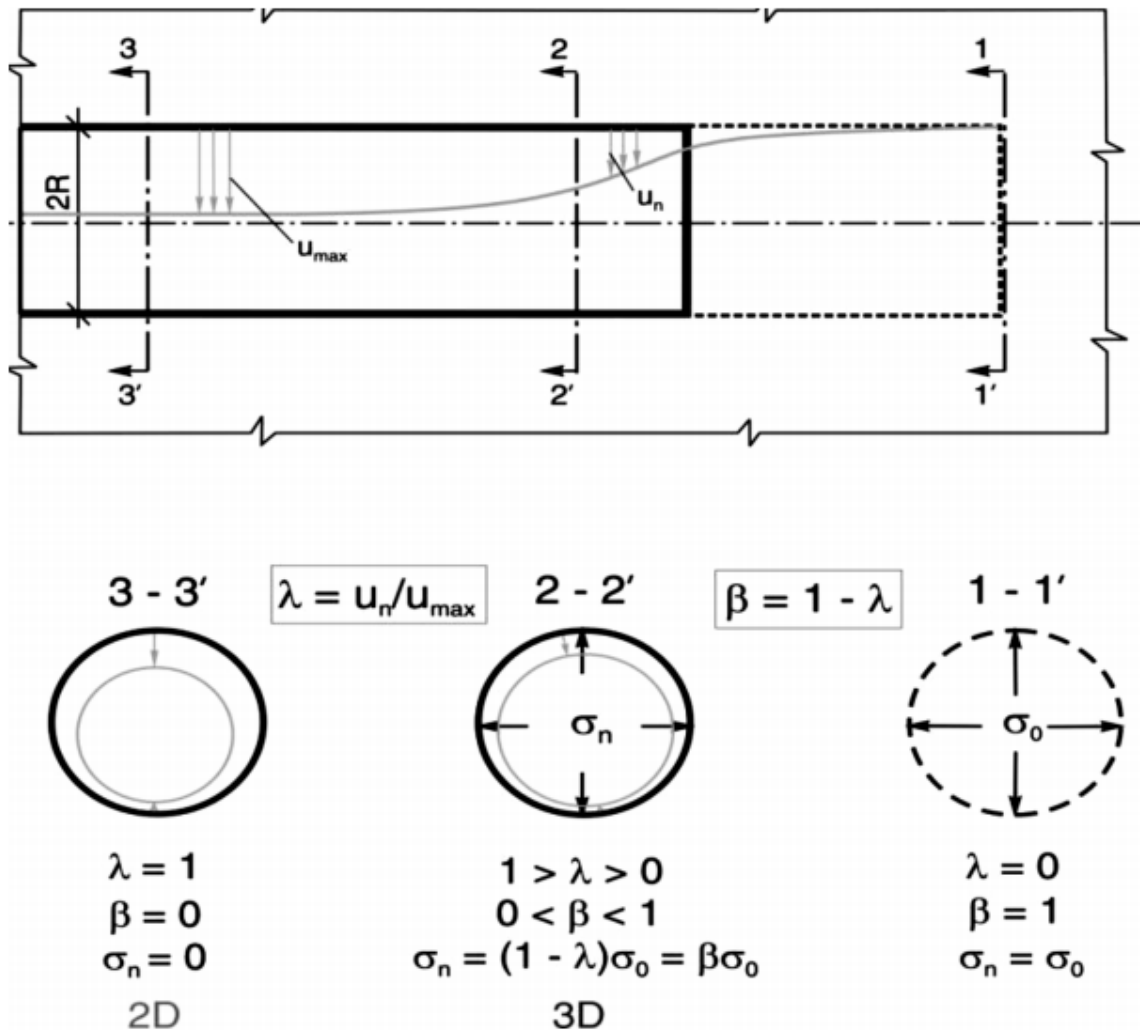


Figure II. 3. Variation du taux de déconfinement, de la pression et du déplacement radial en fonction de la distance au front de taille. [KITCHAH F, 2012].

Cette pression varie selon la relation suivante :

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

Où σ_0 est la contrainte initiale dans le massif et λ est un paramètre adimensionnel, nommé « Taux de déconfinement », qui varie de 0, pour une section loin à l'avant du front de taille, jusqu'à 1 pour une section loin à l'arrière.

Si on considère une section comprise entre les deux susmentionnées, le problème devient tridimensionnel puisqu'on doit considérer l'influence du front de taille. Dans ce cas, le choix de la valeur du taux de déconfinement, qui est directement lié à la distance de la section considérée par rapport au front de taille, constitue la principale difficulté de la méthode.

Dans un milieu élastique-linéaire et dans le cas d'un tunnel non soutenu, on retient généralement $\lambda=0,25$ pour une section correspondant au front de taille. [AFTES, groupe de travail 7 2002]

De nombreux auteurs se sont également intéressés à la formulation du déplacement radial dans un milieu Élasto-plastique : Panet et Guenot [1982] ont relié le taux de déconfinement, et donc le déplacement, à la valeur du rayon plastique, Bernaud, Corbetta et Minh [1991] ont proposé un principe de similitude afin de déterminer la fonction $U_r(x)$ à partir de la courbe correspondante en élasticité, Carranza-Torres et al [2000] ont fourni une formulation exponentielle du déplacement radial dans le cas d'un massif avec critère de rupture HoekBrown.

Un autre moyen pour représenter la méthode convergence-confinement est la ligne caractéristique de la cavité [Figure (II.04)]. Elle décrit la relation existante entre la pression interne P_i et le déplacement radial U_r .

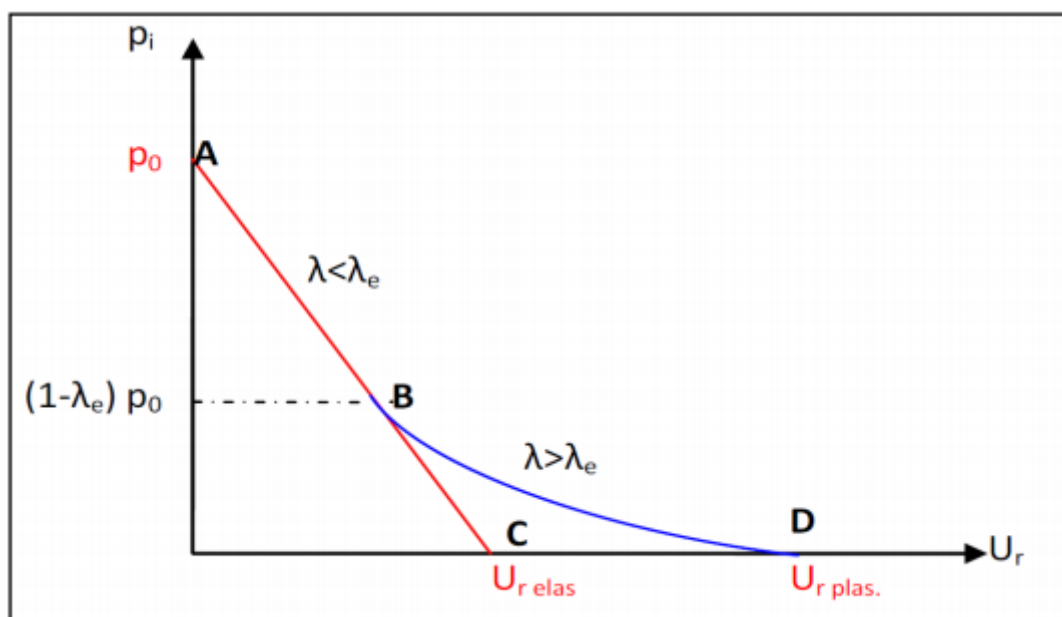


Figure II. 4. Ligne caractéristique de la cavité

Si le massif reste dans un domaine élastique, la courbe suit la ligne « type » AC. En revanche, si en augmentant la valeur du taux de déconfinement la frontière du domaine élastique est atteinte, à partir du point B et d'un $\lambda > \lambda$ élastique, la courbe perd sa linéarité et le déplacement final sera supérieur (toujours dans le cas d'un tunnel non soutenu).

L'avantage de cette représentation est que sur le même graphe on peut ajouter, dans le cas d'un tunnel cette fois-ci revêtu, la ligne de confinement du soutènement [Figure (II.05)].

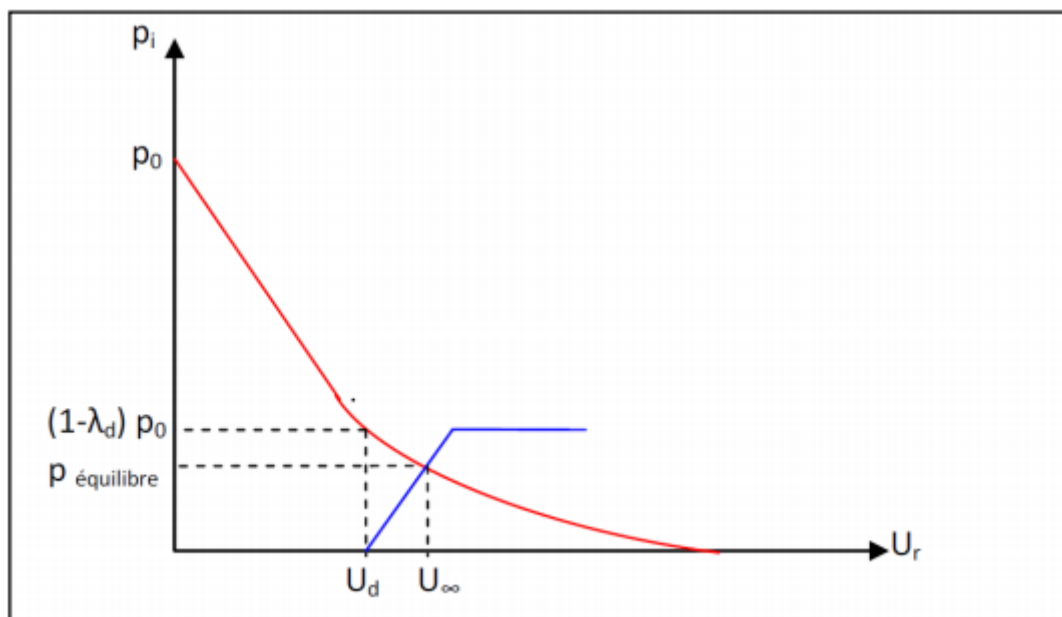


Figure II. 5. Ligne de confinement du soutènement

Le soutènement, mis en place à une distance d (distance non soutenue) derrière le front de taille, s'oppose à la convergence des parois en exerçant une pression sur le contour de l'excavation. Le point d'intersection des deux courbes représente l'équilibre du système cavité-soutènement. En correspondance de ce point, on trouve le déplacement radial final du tunnel (U_∞) et la charge finale reprise par le soutènement (p équilibre).

La courbe du soutènement dépend des caractéristiques géométriques et mécaniques de chaque type de renforcement (boulons, anneaux de béton, cintres...). Dans la recommandation du groupe de travail n°7 de l'AFTES, les valeurs des modules de rigidité de différents types de soutènement sont présentées.

Une des difficultés de cette approche consiste en la détermination du déplacement radial (U_d) au moment de la mise en place du soutènement, point de départ de la courbe de confinement. Ce déplacement est la somme du mouvement qui s'est produit à l'avant du front de taille (pré convergence) et dans la zone non soutenue (d). A cette valeur U_d correspond un certain taux de déconfinement λ_d . La validité de la méthode et son application dans le cadre des projets de tunnel se base sur la correcte estimation de λ_d . En partant de la réflexion que cette valeur est inférieure à celle correspondant au cas du tunnel non soutenu (la rigidité du soutènement en effet limite la convergence en arrière mais aussi en avant du front), des

facteurs de réduction à appliquer à λ ont été proposés en fonction de d/R (massif élastique). Ils ont été déterminés dans le cadre des méthodes dites implicites proposées par **Bernaud et Rousset [1992]** et **Nguyen et Guo [1993]**.

4- Méthodes empiriques et semi empiriques

4-1- 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.

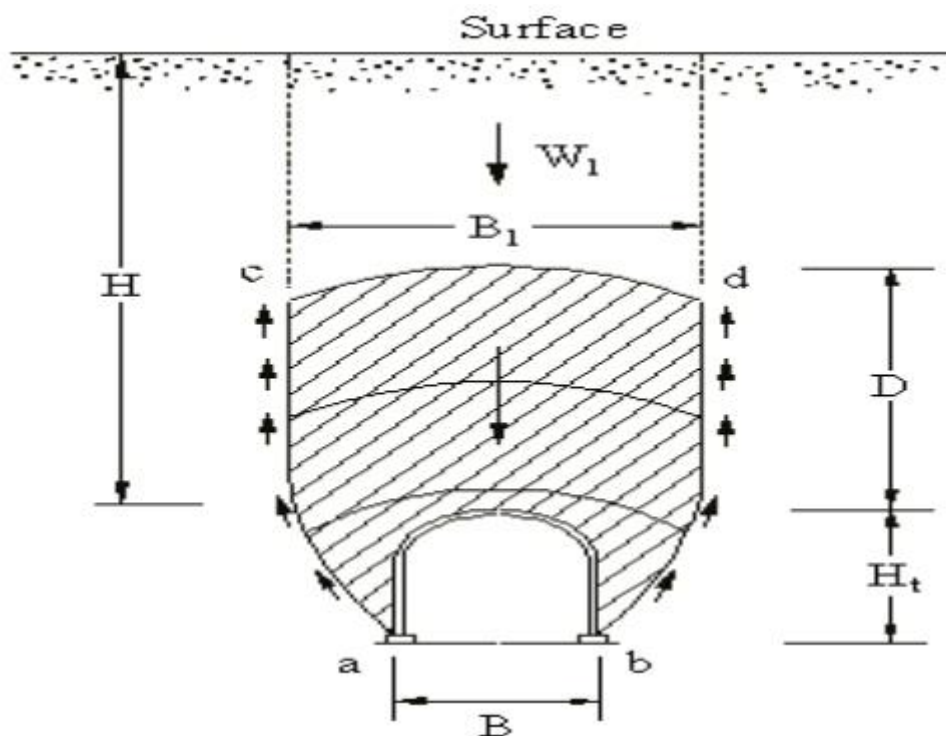


Figure II. 6. Zone décomprimée au-dessus d'une cavité [d'après TERZAGHI]

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 :

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

Avec γ = poids volumique du sol, Ka = 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 : $D = K (B + Ht)$

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

4-2- Méthode de LAUFFER

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

❖ 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.

$$RQD = \frac{\sum \text{Longueur des morceaux intacts} > 10}{h \sum \text{Longueur total de forage}} \times 100$$

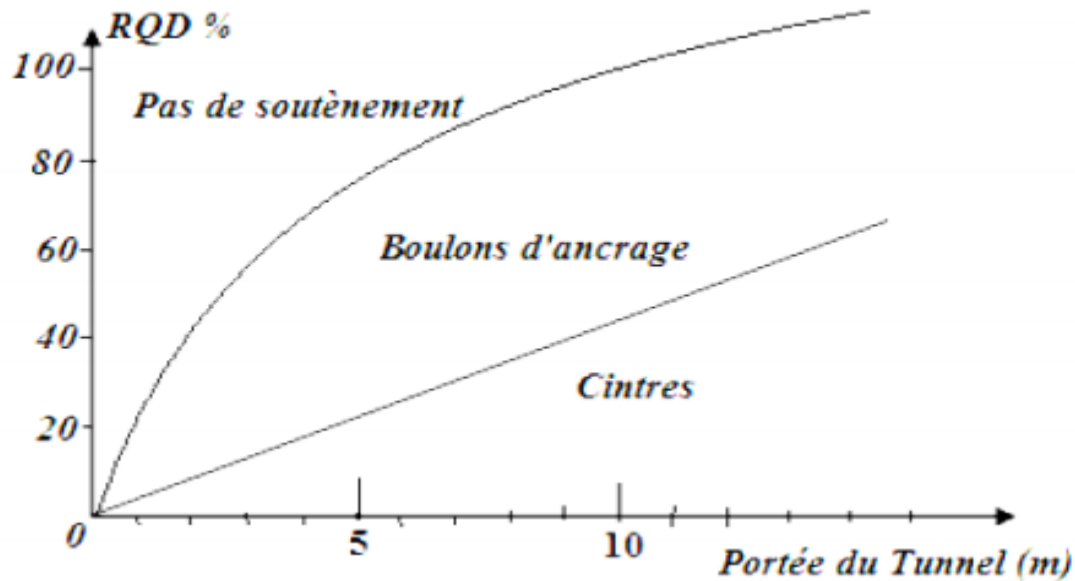


Figure II. 7. Type de soutènement en fonction de RQD. Et de la portée du tunnel [D'après LAUFFER]

4-3- Méthode de BIENIAWSKI

Z. T. Bieniawski a présenté sa classification en 1973 en vue du dimensionnement des ouvrages souterrains et l'a modifiée à plusieurs reprises. La version actuellement utilisée est celle de 1989.

L'indice RMR est la somme de cinq notes représentant la quantification de cinq paramètres caractérisant le rocher et d'une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités vis-à-vis de l'ouvrage.

- Résistance à la compression uni axiale.
- Rock Quality Designation « RQD ».
- Espacement des discontinuités : (les joints, failles, stratifications et autres).
- État et nature des discontinuités : prend en considération l'ouverture des joints leur continuité, leur rugosité et la présence de matériaux de remplissage ;
- État des nappes souterraines : les conditions hydrogéologiques.

Chaque paramètre sera noté afin d'obtenir une note globale, caractérisant la qualité du rocher.

Tableau II. 1. Paramètres de classification des roches et notes de pondération

Paramètres			Coefficients						
1	Résistance de la roche	Résistance à la compression (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	10 - 25	3 - 10	< 3
		Note	15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90-100	75-100	50-75	25-50	<25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		> 2m	0,6-2m	20-60cm	6-20cm	< 6cm		
	Note		20	15	10	8	5		
4	Caractéristique des discontinuités		Très rugueuses Ouverture < 0,1 mm Non Persistentes Épontes non altérées	Très rugueuses Ouverture < 0,1 mm Non Persistentes Épontes légèrement altérées	Légèrement rugueuses Ouverture < 0,1 mm Persistantes Épontes très altérées	Épontes lisses Ouverture 1-5 mm Persistantes Remplissage < 5 mm	Ouverture > 5mm Persistantes Remplissage > 5mm		
			Note		30	25	20	10	0
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucun venu d'eau	< 10	10-25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		hydrogéologie	Complètement sec	Humide	Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau		
	Note		15	10	7	4	0		

L'appréciation de la qualité du rocher doit être ensuite ajustée, pour tenir compte de l'orientation des joints. Pour cela on utilise le tableau suivant :

Tableau II. 2. Note d'ajustement pour l'orientation des joints [**Bieniawski, 1989**]

Orientation perpendiculaire à l'axe du tunnel				Orientation parallèle à l'axe du tunnel		Pendage 0-20° indépendamment de l'orientation
Avancement avec pendage		Avancement contre pendage		Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45	Très favorable	Moyen	Défavorable
0	-2	-5	-10	0	-5	-12

Lorsqu'il s'agit des travaux souterrains, il est indispensable d'ajouter aux cinq paramètres une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités. Pour tenir compte de l'orientation des joints on utilise le tableau suivant :

Tableau II. 3. Classification du massif rocheux selon le RMR [**Bieniawski, 1989**]

Note global RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
Qualité du rocher	Très bon	Bon	Moyen	Médiocre	Très médiocre
Classe de la roche	I	II	III	IV	V
Temps de tenu moyen	20ans pour 15m de portée	1 an pour 10m	1 semaine pour 5m	10 heures pour 2,5m	30 min pour 1m de portée
Cohésion du massif (kpa)	> 400	300-400	200-300	200-10	< 100
Angle de frottement du massif	> 45	35-45	25-35	15-25	< 15

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

Le RMR a été calculé pour varier dans la gamme 0 à 100, ce qui nous donne une description rocheuse variant entre roches de très faible qualité à très bonnes roches. On utilise le tableau suivant pour déterminer :

- La classe de la roche

- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement (temps de soutien moyen).
- La cohésion interne du massif.
- L'angle de frottement interne du massif.

Tableau II. 4. Recommandations du soutènement [Bieniawski, 1989].

RMR	Mode d'excavation	Mode de soutènement		
		Boulonnage	Béton projeté	Cintres métalliques
RMR 81-100 Classe I	Creusement en pleine section. Pas d'avancement : 3m	Boulonnage local	Aucun	Aucun
RMR 61-80 Classe II	Creusement en pleine section. Pas d'avancement : 1,5m-3m. Soutènement complet à 20m du front.	Boulonnage en voûte 3m de longueur espacement de 2,5m avec treillis soudé localement.	50 mm en voûte si nécessaire	Aucun
RMR 41-60 Classe III	Creusement en demi-section. Pas d'avancement : 1,5m-3m en demi section supérieure. Soutènement mise en place à une distance inférieure à 20m du front.	boulonnage systématique 4m de longueur espace- ment de 1,5à2m en voûte et sur les piédroits avec treillis soudé	100 à 150mm en voûte et 100 mm sur les piédroits	Cintres légers à moyens espacés de 1,5m si nécessaire
RMR 21-40 Classe IV	Creusement en demi-section. Pas d'avancement : 1,5m-3m en demi section supérieure. Soutènement	boulonnage systématique 4m de longueur espace- ment de 1m à 1,5m en voûte et sur les piédroits avec treillis soudé	100 à 150mm en voûte et 100 mm sur les piédroits	Cintres légers à moyens espacés de 1,5m si nécessaire

	mise en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 10m du front.			
RMR < 20 Classe v	Creusement en section divisée. Pas d'avancement : 0,5m, 1,5m pour la galerie de tête. Soutènement mise en place au fur et à mesure de l'avancement. Mise en place de béton projeté dès que possible.	boulonnage systématique 5m à 6m de longueur espacement de 1 à 1,5m en voûte et sur les piédroits avec treillis soudé. Boulonnage en contre-voûte	150 à 200mm en voûte et 150 mm sur les piédroits 50 mm sur le front	Cintres moyens a lourds espacés de 0,75m avec blindage métallique et enfilage contre voûte nécessaire

4-4- Méthode de BARTON

Le principe de la méthode de Barton « Q-système » est le même que celui de la classification de Bieniawski, c'est à dire "noter la qualité du massif rocheux par l'intermédiaire de paramètres".

Il se base sur l'indice Q qui permet de décrire la qualité du massif rocheux pour l'excavation des ouvrages souterrains spécifiquement pour les tunnels et des excavations sous forme de voûte. Il est calculé à partir de six paramètres

- **RQD** : Rock Quality Designation, caractérise la qualité de la roche.
- **Jn** : nombre de famille de discontinuités : $(0,5 \Delta \leq Jn \leq 20)$.
- **Jr** : paramètre de rugosité des joints : $(1 \leq Jr \leq 4)$.
- **Ja** : paramètre de degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage) $(0,75 \leq Ja \leq 20)$.
- **Jw** : paramètre de réduction hydraulique (présence d'eau) ; $(0,05 \leq Jw \leq 1)$.

- **SRF** (Stress Réduction Factor) : l'état des contraintes dans le massif. ($0,5 \leq \text{SRF} \leq 20$).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

L'interprétation des trois quotients de la formule représente des caractéristiques du massif rocheux :

- $\frac{RQD}{J_n}$: L'indice du degré de fracturation et de la taille des blocs qui constituent le massif.
- $\frac{J_r}{J_a}$: La résistance au cisaillement des discontinuités séparant les blocs rocheux.
- $\frac{J_w}{SRF}$: Facteur relatif à des contraintes actives

Cette classification définie par l'indice de qualité du massif rocheux Q varie sur une échelle logarithmique de 0,001 à 1000 (Barton et al. 1974).

La valeur « Q » permet d'évaluer qualitativement la masse rocheuse selon 09 catégories :

Tableau II. 5. Classification du massif rocheux [NGI, Read et Stacey, 2009]

Valeur	Qualité du massif
400-1000	Exceptionnellement bonne
100-400	Extrêmement bonne
40-100	Très bonne
10-40	Bonne
4-10	Moyenne
1-4	Mauvaise
0,1-1	Très mauvaise
0,01-0,1	Extrêmement mauvaise
0,001-0,01	Exceptionnellement mauvaise

Après avoir calculé par la formule précédente l'indice de qualité « Q » du rocher, les dimensions et la destination de l'ouvrage aboutissent à l'un des 38 numéros de catégorie d'ouvrages et de leurs soutènements. [Figure (II.08)].

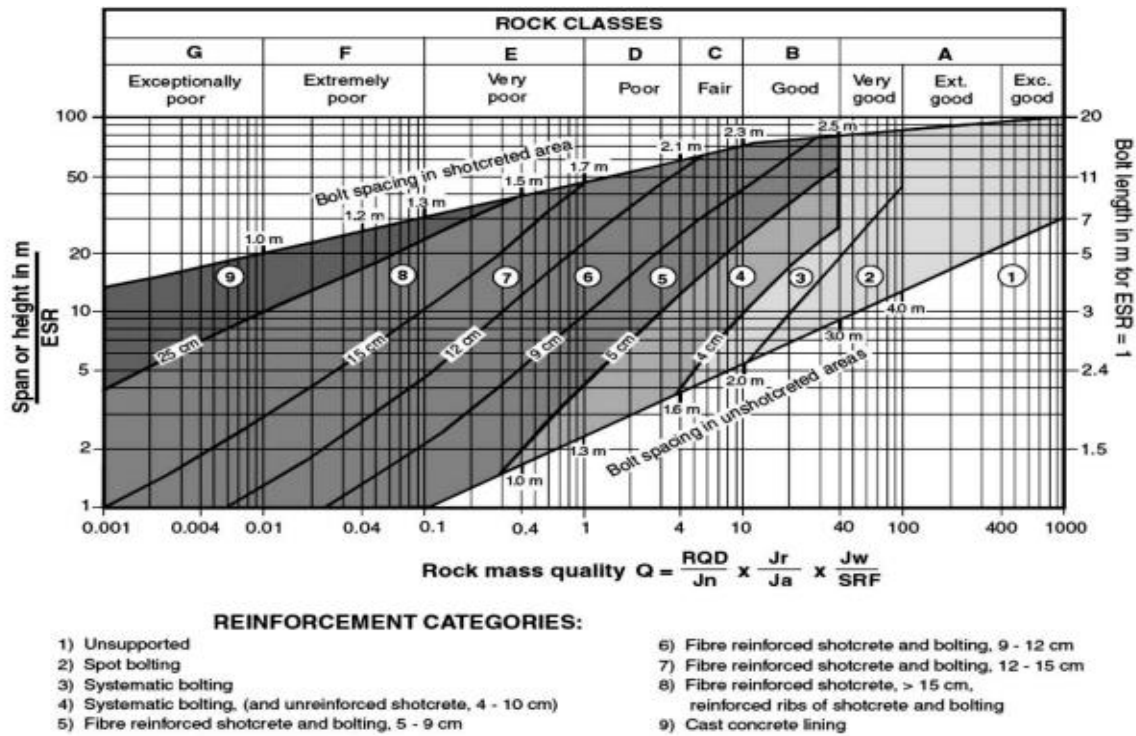


Figure II. 8. Classification de Barton, relation entre Q et De et les catégories de soutènement

Barton définit la dimension équivalente de l’ouvrage « De » à partir d’un coefficient supplémentaire correcteur de dimension « ESR » qui varie de 0,8 à 3,5 selon la nature de l’ouvrage et du soutènement à redimensionner. [Tableau (II.06)].

Tableau II. 6. Le coefficient ESR pour divers types d’ouvrages souterrains

Nature de l’ouvrage		ESR	N
A	Galeries temporaires de mines	Environ 3.5	2
B	Puits verticaux : <ul style="list-style-type: none"> • Section circulaire • Section rectangulaire/carrée 	Environ 2.5	0
C	Galerie permanentes de mines, galeries hydrauliques D’aménagements hydro-électrique (à l’exclusion des galeries à fort charge), galeries pilotes, etc.	1.6	83

D	Salles de stockages, usines de traitement d'eau, tunnels secondaires routiers et ferroviaires, cheminées d'équilibre, galerie d'accès, etc.	1.3	25
E	Usines électriques, principaux tunnels routiers et ferroviaires, abris atomique, entrées en galeries, etc.	1	79
F	Usines nucléaires, gares ferroviaires, aménagements sportifs ou publics, installations industrielles, etc.	Environ 0.8	2

4-5- Recommandations de l'AFTES

Le choix du type de soutènement et de revêtement, dépend de l'inventaire de la reconnaissance géologique et hydrogéologique du site, ainsi que des propriétés géotechniques de la roche, mais aussi de la hauteur de couverture de l'ouvrage et des contraintes naturelles. Pour chaque critère de classification et pour tous les types de soutènements existant, un tableau indique, en fonction de la valeur des paramètres qui caractérisent ces critères, les types de soutènements appropriés.

4-5-1- Recommandation pour la description du massif rocheux

- Classification géologique : Selon l'état d'altération du massif rocheux, l'intervalle entre les discontinuités, l'orientation des discontinuités, le nombre de familles de discontinuités, l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille. [Voir l'annexe A].
- Classification hydrogéologique : Selon la charge hydraulique, la perméabilité (Selon les cas, on retient la perméabilité de la matrice ou la perméabilité due aux discontinuités, comme la plus représentative du massif). [Voir l'annexe A].

- Classification Géotechnique : Selon l'indice de continuité I_c , la résistance à la compression simple (l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport R_c/σ_0), le module de déformabilité $E(t)$ (déterminé par l'essai à la plaque. La déformabilité déterminée à partir de la mesure des déplacements de différents points du rocher sous l'influence d'une charge appliquée par l'intermédiaire d'une plaque rigide.). [Voir l'annexe A]

4-5-2- Recommandation pour le choix du soutènement

Le choix se fera selon plusieurs critères relatifs aux comportements mécaniques, aux discontinuités, à la climatologie et gonflement, à l'Hydrogéologie, aux couvertures de roche/sols, aux dimensions de la galerie et à l'environnement. [Voir l'annexe B].

Le diagramme de la figure [Figure (II.09)] donne les détails des méthodes intégrées sous chaque catégorie de méthodes des calculs des tunnels.

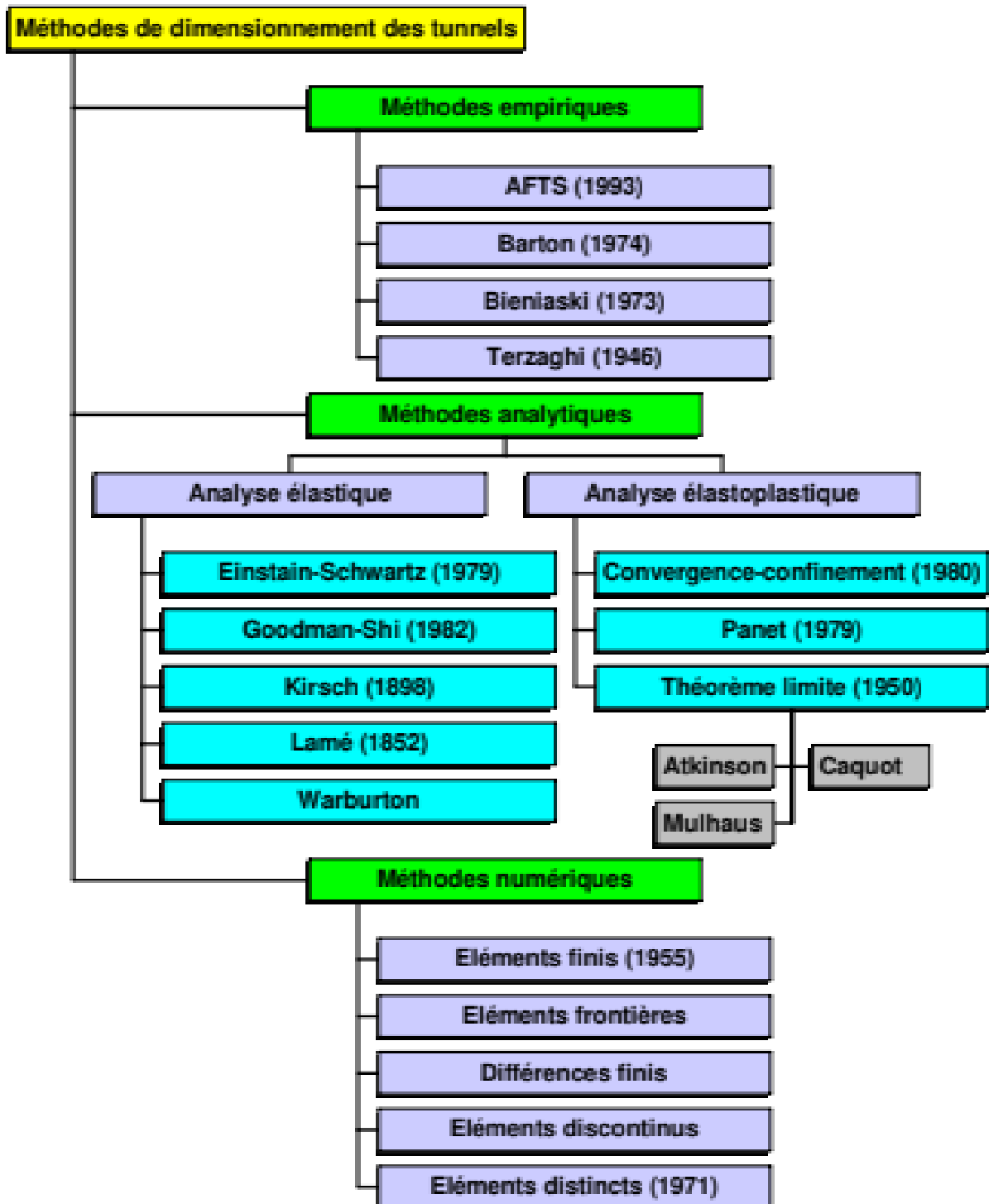


Figure II. 9. Méthodes des calculs des tunnels [Idris-J 2007]

5- 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 à ses conditions d'application.

Premièrement, **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 précédant.

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 uni axiale pour pouvoir employer les différents soutènements en concluant leurs catégories.

CHAPITRE III

APERCU SUR LES ELEMENTS FINIS LE LOGICIEL PLAXIS

1- Introduction

La méthode des éléments finis est une procédure numérique qui peut être appliquée pour obtenir des solutions aux problèmes d'engineering. Le transfert, linéaire, non linéaire dans l'analyse des contraintes, le transfert de chaleur, écoulement des liquides, ainsi que les problèmes géotechniques peuvent être analysés par le biais de la méthode des éléments finis.

PLAXIS est logiciel performant spécialement géotechnique elle basée laméthode des éléments finis développée ingénieure génie civil, avec PLAXIS 2D, effectuez une analyse des éléments finis bidimensionnels de déformation et de stabilité dans le génie géotechnique et la mécanique rocheuse.

2- Méthode des éléments finis (MEF)

Afin de vérifier la stabilité d'un tel ouvrage, en interactions avec son environnement, et de prévenir, contrôler les déplacements et les déformations des ouvrages et du sol, les contraintes totales et effectives dans le sol et les pressions interstitielles, l'ingénieur a recours aux méthodes numériques qui lui permettent d'évaluer les déplacements dans le massif, qui surviennent lors du creusement d'un tunnel. Parmi ces méthodes, la plus couramment utilisée est la MEF.

➤ Types d'éléments utilisés dans la méthode des éléments finis:

La modélisation par éléments finis implique donc le découpage de la structure en sousdomaines appelés « éléments »

- a) **Eléments 1D** : Les éléments à une dimension sont utilisés pour les structures en squelette planes ou spatiales. On trouve dans cette catégorie les éléments de barre où seulement l'effort axial est considéré et les éléments de poutres où le phénomène de flexion est présent. Un cas particulier est celui des structures minces axisymétriques (e.g. cylindre mince ou bouteille axisymétrique). Ces structures peuvent être modélisées par des éléments 1D représentant la ligne génératrice de révolution.

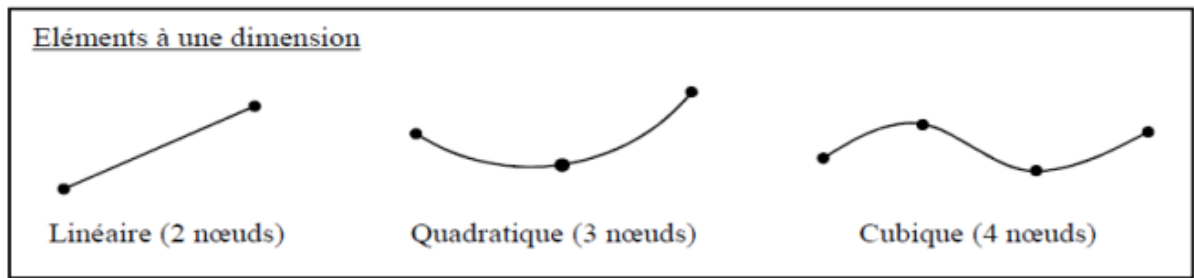


Figure III. 1. Types d'éléments linéiques [Noui Abdelkader, 2018].

- b) Éléments 2D :** Les éléments à deux dimensions sont les plus utilisés car ils permettent la modélisation d'un grand nombre de systèmes. Ils ont aussi un intérêt pédagogique, car il est plus facile d'expliquer les formulations sur un plan que dans l'espace. Ces éléments permettent l'analyse des problèmes d'élasticité plane (i.e. contrainte plane et déformation plane) ainsi que les problèmes axisymétriques (e.g. cuve cylindrique avec paroi épaisse) ; dans ce dernier cas, on les appelle « éléments toriques ». Lorsque la flexion intervient, ces éléments sont utilisés pour les plaques minces ainsi que pour les coques minces (avec ou sans effet de membrane).

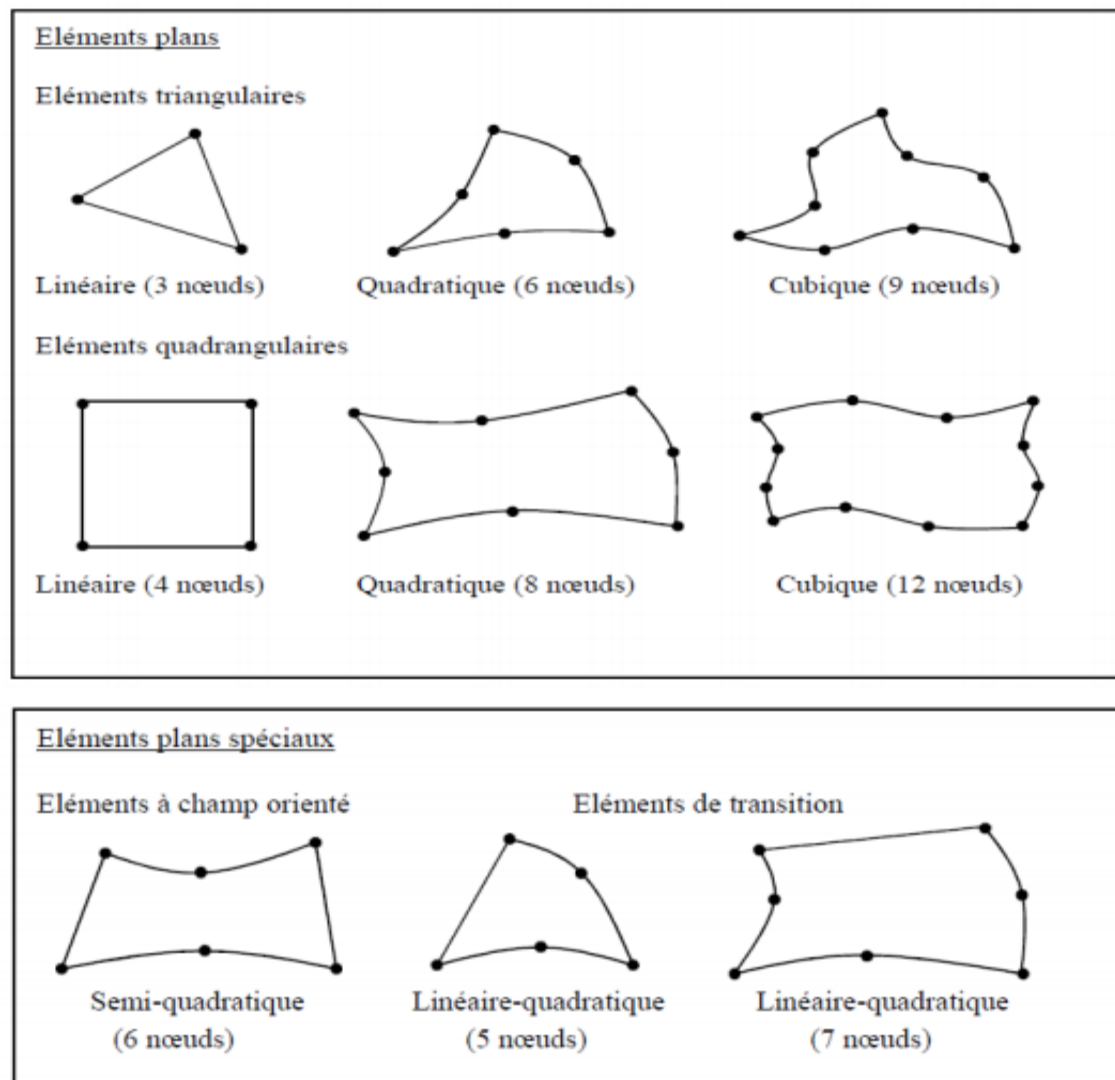


Figure III. 2. Types d'éléments plans [Noui Abdelkader, 2018].

Eléments 3D : C'est le cas des structures massives où les dimensions des pièces sont comparables dans toutes les directions. Les éléments 3D sont donc utilisés pour les solides massifs et les plaques et coques épaisses.

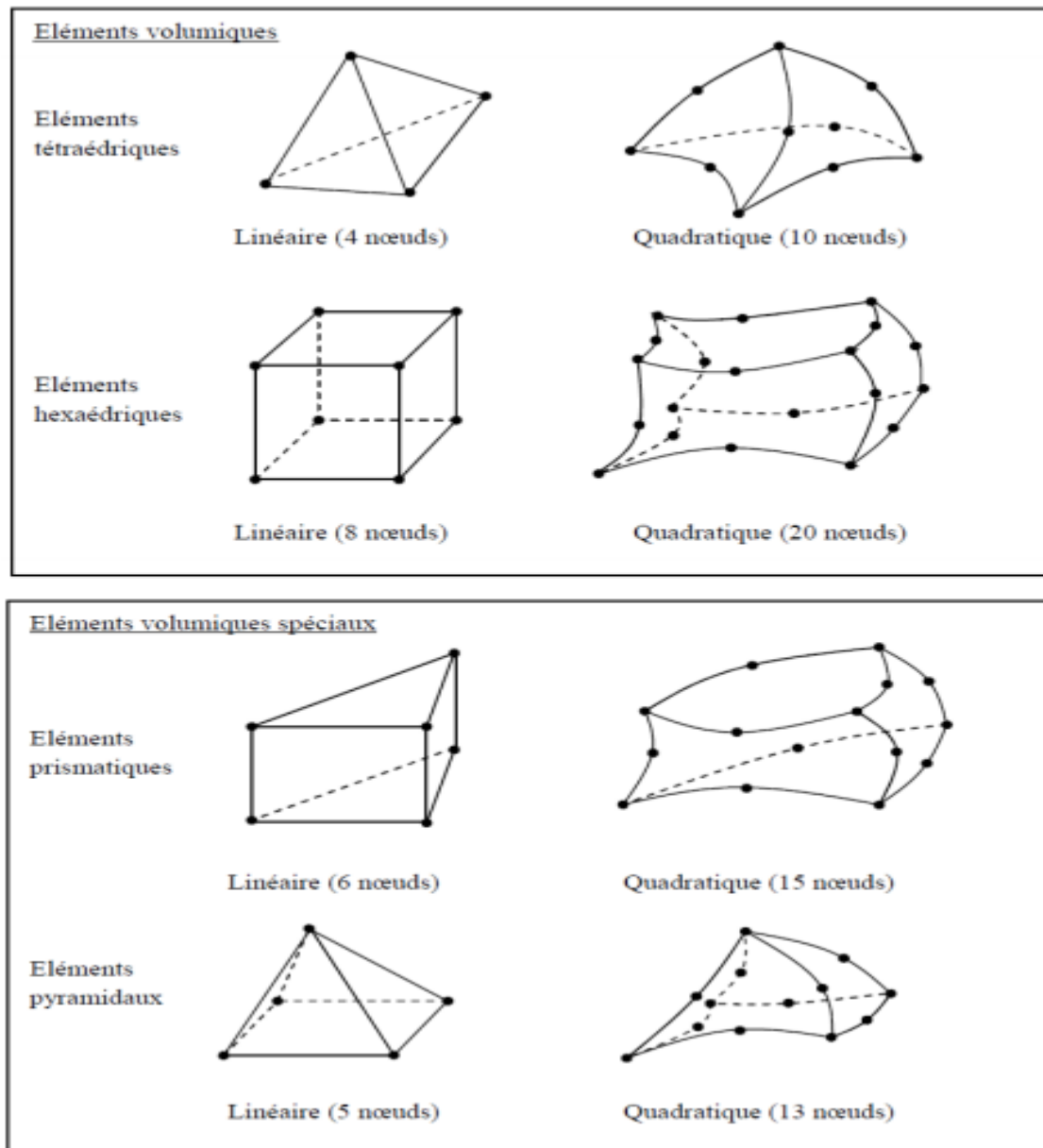


Figure III. 3. Types d'éléments volumiques [Noui Abdelkader, [2018]

2-1- Application de la MEF au calcul des ouvrages souterrains

La MEF est une méthode numérique décrivant les phénomènes physiques réels de l'ingénierie par des équations différentielles. Elle nécessite un grand nombre de calculs, la raison pour laquelle on s'adapte à la programmation numérique (Logiciel) pour la résolution de ces équations, parmi les logiciels existants, on a opté pour PLAXIS 2D Tunnel. L'analyse par la MEF consiste à diviser la structure physique à étudier, en composants distincts, appelés éléments finis, qui constituent le 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 que ces éléments modélisent le comportement global réel de la structure, en tant qu'objet continu.

Cette méthode est récente, elle est d'un caractère pluridisciplinaire ; elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base. [Lahmadi Azzedine, 2006]

- La mécanique des milieux continus (MMC) : Elasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ...etc.
- L'analyse numérique : Méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ...etc.
- L'informatique appliquée : Techniques de développement et de maintenance de grands logiciels

2-2- Concepts de base

Techniques de résolution : Le principe de base de la MEF est que le milieu est considéré bi ou tridimensionnel. [Toufik Kheffache, 2007]

La MEF est basée sur deux principes fondamentaux :

2-2-1- La discrétisation

La MEF consiste, à discrétiser le milieu continu réel à étudier, en sous-domaines réguliers imaginaires, appelés éléments finis, qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre fini de points dits « nœuds » (les sommets, les arrêtes des éléments). Ces points nodaux transmettent les efforts d'un élément à l'autre

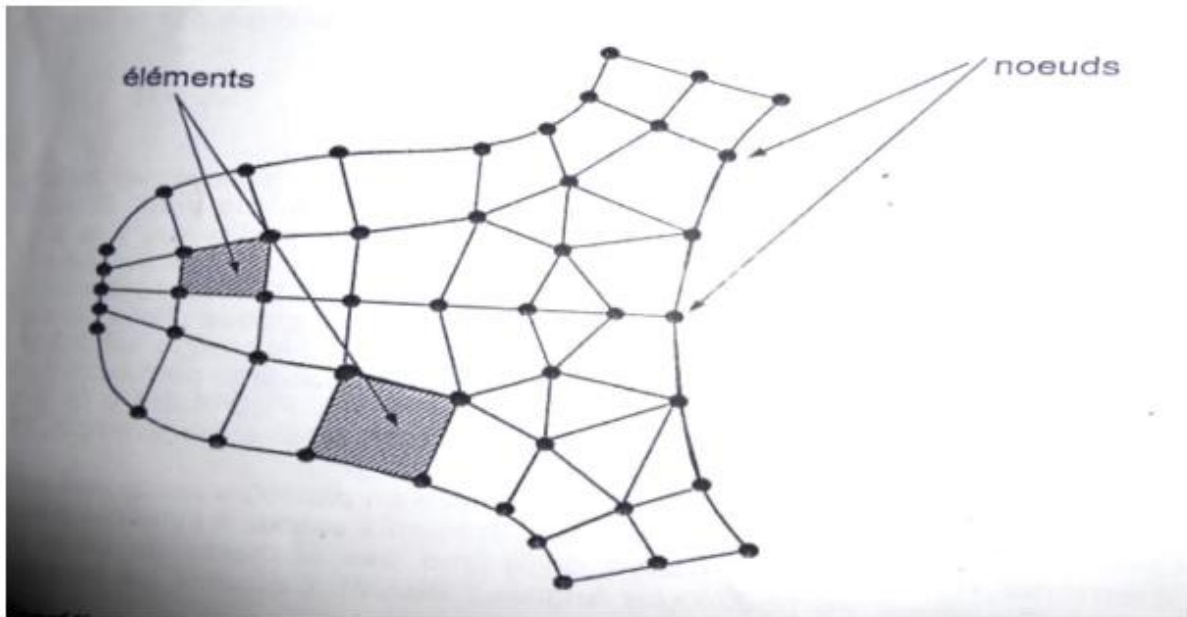


Figure III. 4. Discrétisation d'une structure en éléments et nœuds [Ihcen L, 2008]

Eléments géométriques :

L'ensemble des éléments ou maillage doit constituer un recouvrement du domaine de calcul. En 1D, les éléments utilisés sont l'élément poutre et l'élément barre. En 2D, les éléments utilisés sont des triangles et des quadrangles. En 3D, des tétraèdres, des prismes, des cubes et parfois des pyramides. [Figure (III.5)].

2-2-2- L'interpolation

Le comportement de chaque élément est décrit par des équations algébriques, ces équations sont des équations d'équilibres des nœuds.

La quantité de champ déplacement dans un élément est déterminée en fonction des déplacements des nœuds. En connectant les éléments ensemble, la quantité de champ devient interpolée sur l'entier de la structure.

Ces équations sont décrites sous forme matricielle par :

$$\{\mathbf{F}\} = [\mathbf{K}] * \{\delta\}$$

D'où :

$\{\mathbf{F}\}$: vecteur des chargements, (connu, ex : matrice des forces nodales) ; $[\mathbf{K}]$: matrice des constantes (connue, ex : matrice de rigidité) ;

$\{\delta\}$: vecteur d'inconnus (valeur de la quantité de champ dans les nœuds, ex : vecteur des déplacements).

La résolution d'un problème de structure consiste à étudier trois champs vectoriels, ainsi que leur relation :







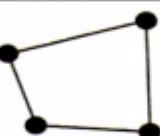
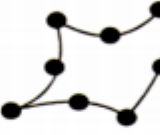


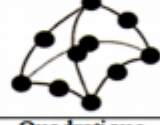
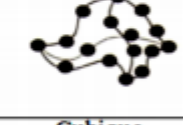



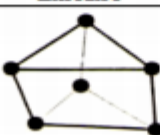
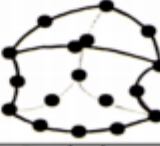

Eléments à une dimension					
		Linéaire	Quadratique	Cubique	
	Eléments à deux dimensions	Eléments triangulaires			
Linéaire			Quadratique	Cubique	
Eléments quadrilatéraux					
		Linéaire	Quadratique	Cubique	
Eléments à trois dimensions		Eléments tétraédriques			
			Linéaire	Quadratique	Cubique
	Eléments hexaédriques				
		Linéaire	Quadratique	Cubique	
	Eléments prismatiques				
		Linéaire	Quadratique	Cubique	

Figure III. 5. Eléments géométriques utilisés dans le maillage [Ihcen L, 2008].

$$\text{Le champ de déplacement } \mathbf{U}(\mathbf{x}) = \begin{Bmatrix} U(x, y, z) \\ V(x, y, z) \\ W(x, y, z) \end{Bmatrix}$$

$$\text{Le champ de déformation } [\boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x})] = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix}$$

$$\text{Le champ des contraintes est noté } [(\sigma)] = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \approx \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{bmatrix}$$

2-3- L'utilisation de la MEF

L'utilisation de la MEF, pour les tunnels, s'avère très efficace. Cette méthode donne satisfaction pour vérifier le dimensionnement des ouvrages, vis-à-vis de leur résistance à la rupture. Elle permet de prendre en compte des géométries quelconques des couches de terrain. Elle ne fait pas d'hypothèse a priori sur la cinématique de l'ouvrage de soutènement. Elle permet de représenter les interactions du soutènement avec d'autres composants de l'ouvrage ou avec des ouvrages avoisinants.

Pour la modélisation des problèmes géotechniques complexes, la MEF nécessite :

- La définition de la géométrie du problème (pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats).
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, ...etc.
- Les caractéristiques mécaniques des ouvrages et des éléments d'interface et de soutènement et revêtement pour introduire l'interaction sol-structure.
- Les conditions hydrauliques.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

3- Présentation du logiciel PLAXIS

3-1- Historique Le logiciel PLAXIS

Est un logiciel d'éléments finis dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code d'éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, PLAXIS a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de PLAXIS pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D PLAXIS Tunnel program est sortie en 2001.

3-2- Présentation du PLAXIS

Le code de calcul « PLAXIS » est un programme éléments finis, conçu pour analyser les déformations et la stabilité des ouvrages, massifs. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements. Dont les modèles réels peuvent être représentés par un modèle plan ou axisymétrique [Toufik BKHEFFACHE, 2007]. Le programme utilise une interface graphique permettant de générer un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier [Toufik KHEFFACHE, 2007]. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculation, Output et Curves).

Conventions de signe : La génération d'un modèle d'éléments finis à deux dimensions avec PLAXIS est basée sur un modèle géométrique. Ce modèle géométrique est créé dans le plan (x, y) du système de coordonnées global, alors que la direction z est perpendiculaire à ce plan. Dans le système de coordonnées global, la direction z positive pointe vers l'utilisateur. Bien que PLAXIS version 8 soit un programme 2D, les contraintes sont basées sur un système de coordonnées cartésiennes 3D, indiqué sur la figure. Dans une analyse en déformations planes, σ_{zz} correspond à la contrainte perpendiculaire au plan de la coupe. Dans une analyse axisymétrique, x représente la direction radiale, y la direction axiale et z représente la direction tangentielle. Dans ce cas, σ_{xx} représente la contrainte radiale et σ_{zz} la contrainte circonférentielle.

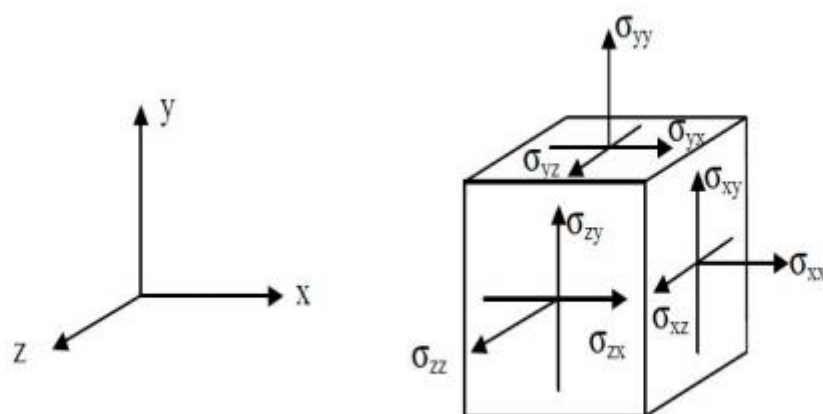


Figure III. 6. Système de coordonnées et définition des composantes de contrainte Positive

3-3- Les sous-programmes de PLAXIS

L'interface du programme PLAXIS contient :

➤ **PLAXIS -Input**

Où pré-processing programme, contient des options nécessaires à la création et à la modification d'un modèle géométrique, à la génération du maillage des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

➤ **PLAXIS-Calculation**

Où le "Processing programme" contient les facilités utiles à la définition des phases et la procédure de calcul des éléments finis.

➤ **PLAXIS-Output**

Programme "post-processing" pour la visualisation des résultats de la phase de calculs (les déplacements, contraintes et les forces).

➤ **PLAXIS-Curves**

Présentation les résultats sous forme des courbes, par exemple : des courbes de chargement-déplacement, etc.

✓ Application au calcul des tunnels

La détermination des sollicitations auxquelles est soumis le soutènement ou le revêtement d'un tunnel est un problème hyperstatique dont les paramètres suivant peuvent être pris-en compte par la méthode des éléments finis :

- La bi ou tridimensionnalité du problème
- L'état d'équilibre naturel du milieu (ou état de contrainte initial)
- La géométrie de l'excavation -Les propriétés de déformation du terrain
- Les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de soutènement et revêtement

Grâce au traitement incrémental, la méthode des éléments finis permet de tenir compte simultanément de tous ces paramètres.

3-4- Les lois de comportements

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 (HardeningSoil 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.

3-4-1- Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hook, pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle linéaire élastique est très limité, pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS demande le module de cisaillement G (indépendant des conditions de drainage du matériau), le coefficient de Poisson ν et le modules de Young (dépendant des conditions de drainage du matériau). La relation entre le module de Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure suivante :

Mohr-Coulomb - <NoName>

General Parameters | Interfaces |

Stiffness

E_{ref} : 0,000 kN/m²

ν (nu): 0,000

Strength

c_{ref} : 0,000 kN/m²

ϕ (phi): 0,000 °

ψ (psi): 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 0,000 kN/m²

E_{oed} : 0,000 kN/m²

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figure III. 7. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire [Boîte de dialogue logiciel PLAXIS 8.2].

Et les paramètres avancés représentés sur [Figure (III.07)], qui sont reliés par l'équation:

$$E_{actual} = E_{ref} + (Y_{ref} - Y)E_{increment} \text{ Avec } Y < Y_{ref}$$

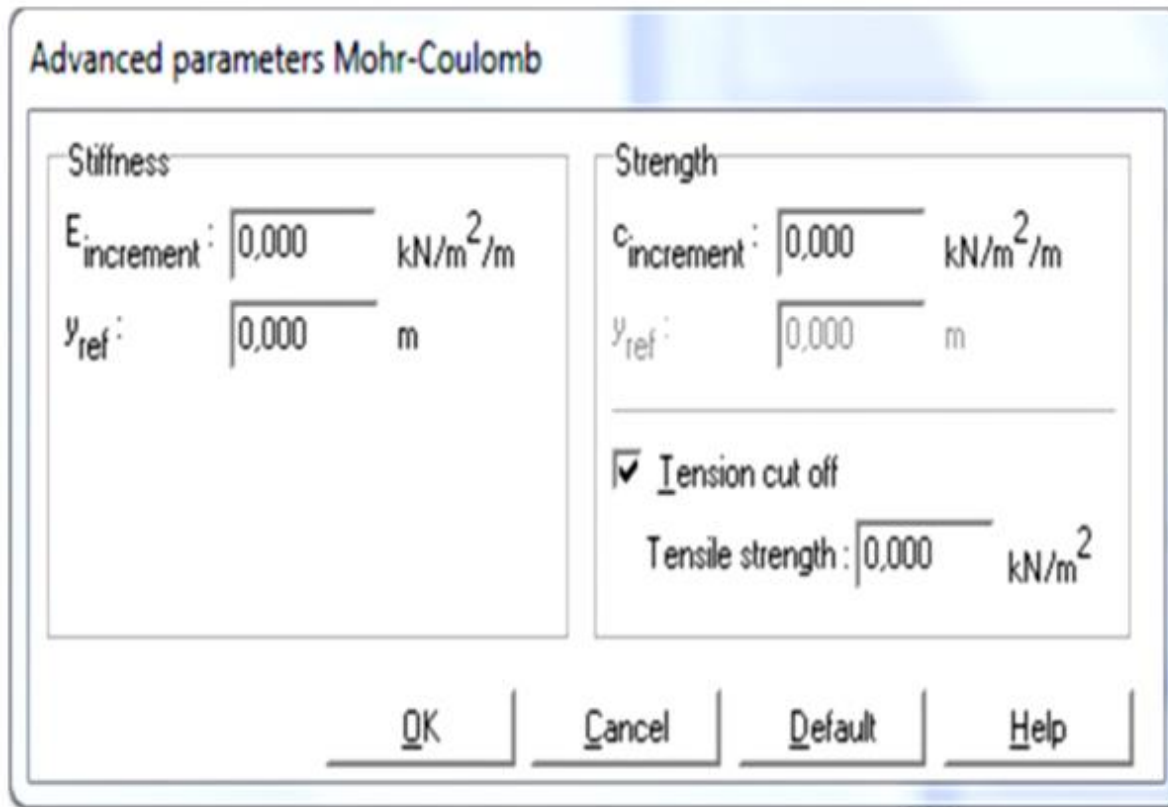


Figure III. 8. Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire [Boîte de dialogue logiciel PLAXIS 8.2].

3-4-2- Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique, sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique, vu les résultats obtenus dans les calculs. Il est utilisé pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable), des sols cohérents à long terme (argiles et limons) et pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées. Il comprend cinq paramètres mécaniques, qui sont : E et ν (paramètres d'élasticité), ψ , c et ϕ , qui sont des paramètres géotechnique, déterminés par des essais de laboratoire, et sont nécessaires pour les calculs de déformation ou de stabilité. La droite intrinsèque est représentée par : $\tau = \sigma_n \tan \phi + c$

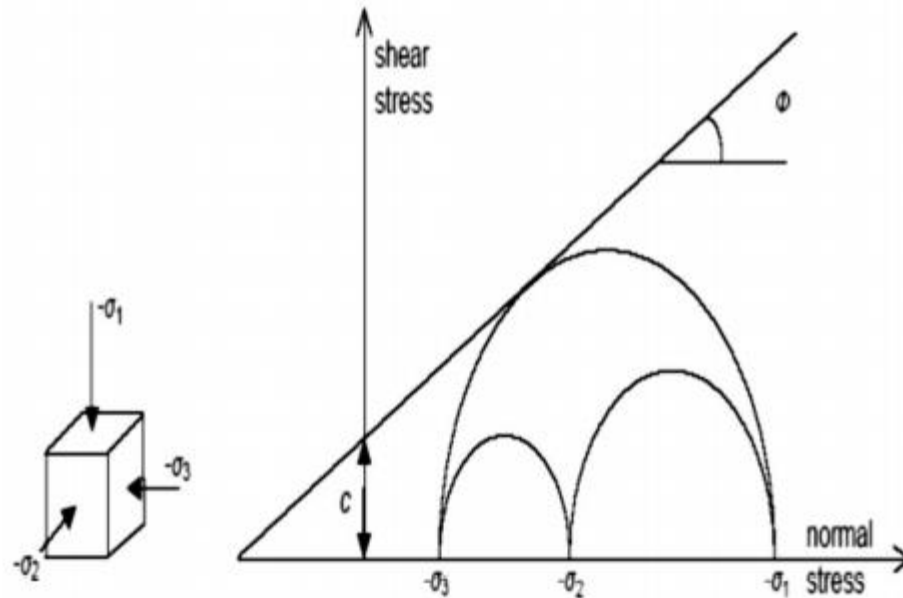


Figure III. 9. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions, suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière, pour $c=0$.

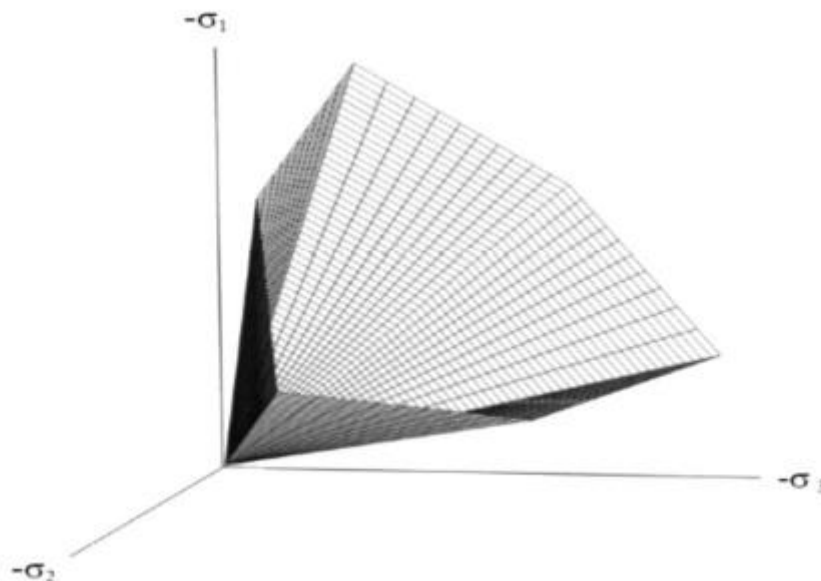


Figure III. 10. Pyramide de Mohr-Coulomb tracé pour $c=0$

Paramètres de Mohr-Coulomb

- ***Module de Young E***

Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Ce module nécessite des essais spéciaux.

Il est conseillé de prendre un module moyen : par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture

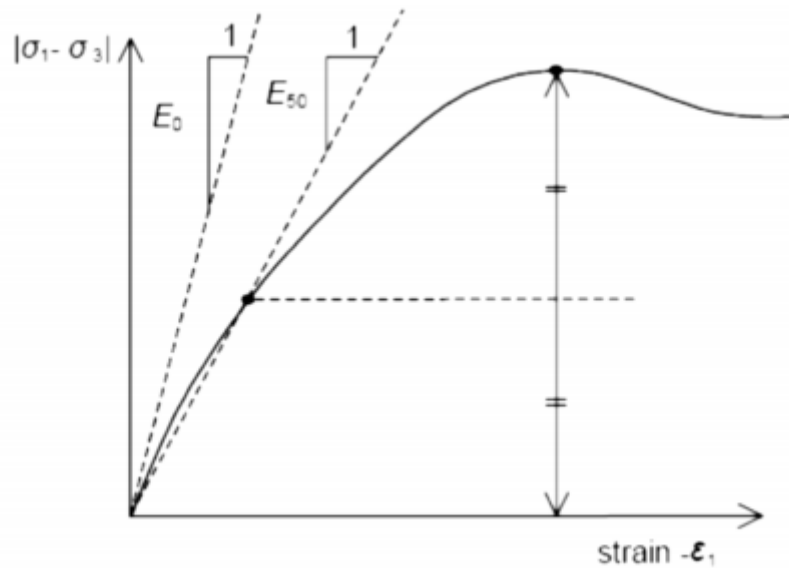


Figure III. 11. Définition du module à 50 % de la rupture

- Coefficient de Poisson : Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols.
- Angle de frottement : L'angle de frottement est constant, indépendant de la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic ou l'angle de frottement de palier. On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr- Coulomb. [Figure (III.09)].
- Cohésion : La cohésion a la dimension d'une contrainte. La valeur de la cohésion doit être inférieure (0,2 à 1 kPa), même à des matériaux purement frottant.
- Angle de dilatance : Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante.

Tableau III. 1. Valeurs de ψ en fonction de celles de φ

φ (°)	> 30	< 30
ψ (°)	$\varphi - 30$	0

Remarque

- Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches.

- La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

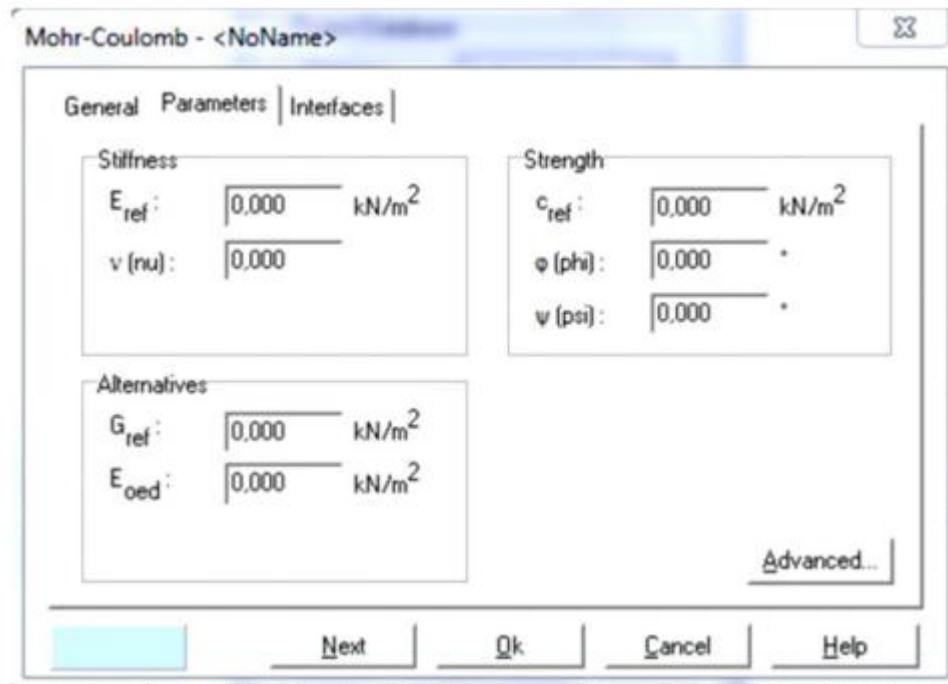


Figure III. 12. Fenêtre des paramètres de Mohr-coulomb [Boîte de dialogue logiciel PLAXIS 8.2].

4- Conclusion

On conclut, Conquerez n'importe quel projet géotechnique tous confiance avec PLAXIS. Concevez et effectuez une analyse avancée par éléments finis ou équilibre limite de la déformation et de la déplacement et de la stabilité de sol et de roche ,ainsi que l'interaction de la structure du sol et des eaux souterraines . Vous aurez ce qu'il faut pour gérer des modèles constitutifs avancés pour la simulation du comportement non linéaire et dépendant du temps des sols.

La MEF est la plus satisfaisante dans l'étude de stabilité des excavations souterraines, puisqu'elle traite le massif rocheux comme un milieu continu, et permet sa discrétisation spatiale. Vu la complexité des calculs par cette méthode.

CHAPITRE IV

MODÉLISATION NUMÉRIQUE PARAMÉTRÉE PAR UNE CHARGE EN SURFACE D'UN TUNNEL

1- Introduction

Dans ce chapitre, nous allons modéliser la section du tunnel, en adoptant le logiciel PLAXIS 2D, la méthode selon laquelle le logiciel fonctionne est la méthode des éléments finis MEF.

Pour qu'on puisse faire tous les calculs du projet, on doit lui saisir toutes les données du projet sachant que les paramètres géotechniques de cette modèle qui sont présentées ci-dessous.

2- 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 cutoff) ou de les diminuer (tensile strength).

3- Modélisation des phases d'un tunnel avec Plaxis Σ mstage

Il y a différentes méthodes décrites dans la littérature pour l'analyse de tunnels construits selon la nouvelle méthode autrichienne pour la réalisation de tunnels, NATM (*New Austrian Tunneling Method*). L'une d'elles s'appelle méthode β , mais auteur sont 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 βp_k appliquée au tunnel avec soutènement. 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. [Schikora K et Fink T, \[1982\]](#).

Dans PLAXIS, au lieu d'entrer une valeur de β , on peut utiliser l'option de construction par étapes avec une valeur finale pour Σ 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 ΣM_{stage} vaut zéro, cette force est pleinement appliquée au maillage actif et elle ne diminuera pas à pas jusqu'à zéro avec un accroissement simultané de ΣM_{stage} pour obtenir la valeur de 1,0. La valeur de ΣM_{stage} est alors comparable à $1 - \beta$. Pour permettre la seconde étape de la méthode β , le niveau ultime de ΣM_{stage} devrait être limité à la valeur $1 - \beta$ pendant la phase de désactivation des couches de sol à l'intérieur du tunnel.

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 ΣM_{stage} jusqu'à une valeur égale à $1 - \beta$.
3. Activation du soutènement du tunnel.

4- Présentation de modèle

4-1- Partie I : Construction du modèle (input)

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.

Avec ce programme modélisation numérique paramétrée par une charge en surface d'un tunnel dans chaque hypothèse on change la charge d'une espacement puis on en déduit les effets de la charge sur le tunnel.

La géologie du site est composée de quatre couches du bas au haut :

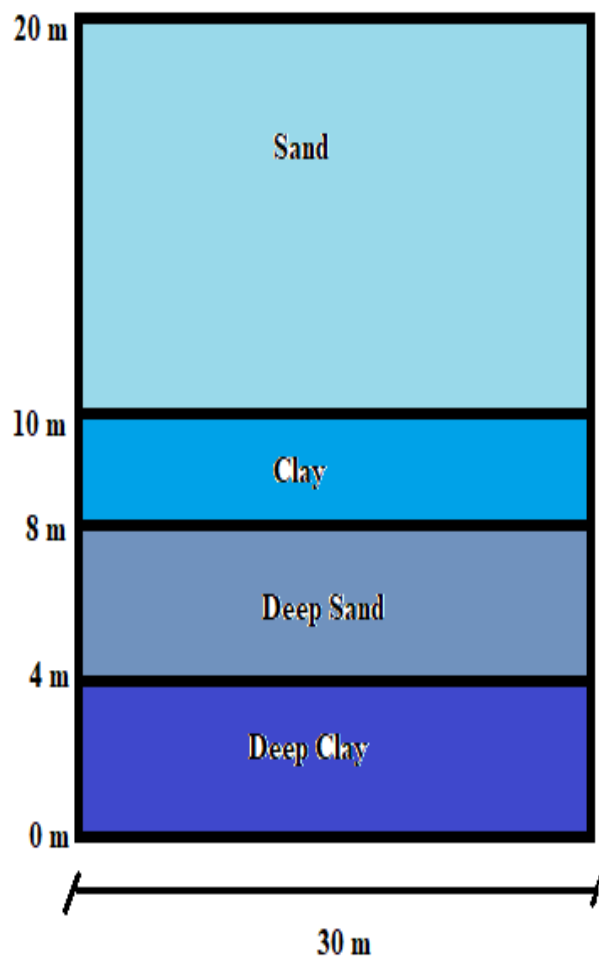


Figure IV. 1. La coupe transversale du massif

Les hypothèses sont les suivantes : excentré (50%), centré (0%), excentré (25%) respectivement

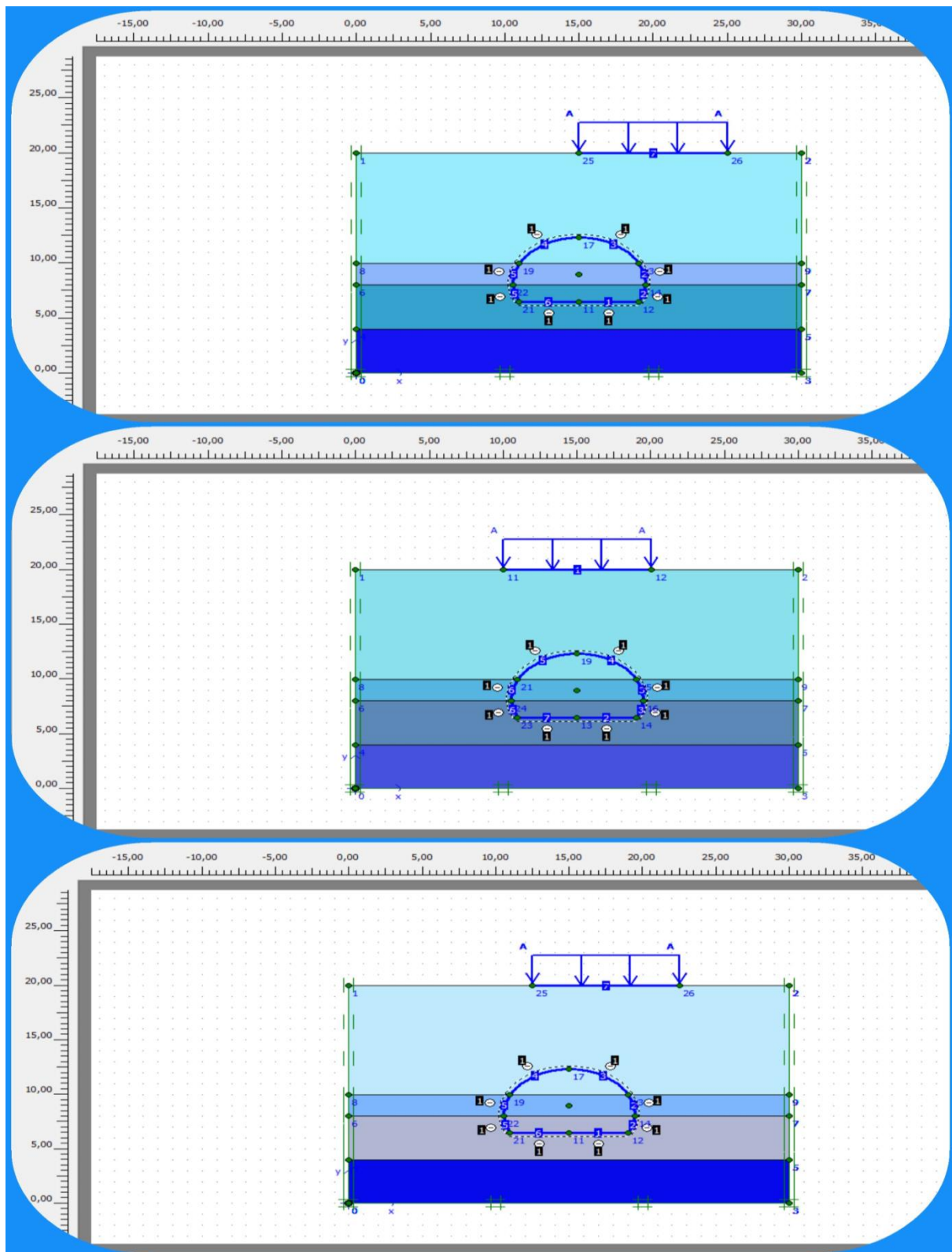


Figure IV. 2. La section transversale du massif dans les trois hypothèses [Boîte de dialogue PLAXIS 2D Tunnel].

4-2- Caractéristiques géotechniques du massif

Les caractéristiques prises en compte pour la modélisation par Plaxis sont présentées dans le tableau suivant : Tableau (IV.01) :

Tableau IV. 1. Paramètres de calcul géotechniques

Paramètres du modèle	Argile	Sable	Argile profonde	Sable profond
Modèle type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Type de comportement	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé
γ_{unsat} (KN/m ³)	16	17.5	16	17
γ_{sat} (KN/m ³)	19	22	18.5	21
K_x [m /jour]	10^{-4}	1	10^{-2}	0.5
K_y [m/jour]	10^{-4}	1	10^{-2}	0.5
E_{ref} [$\frac{KN}{m^2}$]	1500	85000	10000	120000
Angle de frottement ϕ [°]	26	0	30	33
E_{incr} [$\frac{KN}{m^3}$]	755	-	-	-
Y_{ref} [m]	0	-	-	-
Y	0.35	0.3	0.35	0.3
c_{ref} [$\frac{KN}{m^2}$]	6.5	2	4	1
Ψ	0	1	0	3
R_{int}	rigide	rigide	0.7	0.7

4-3- Caractéristique de soutènement du tunnel

Les caractéristiques retenues pour le soutènement de ce tronçon du tunnel sont d'écrite dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2. Paramètres de calcul du soutènement

Unité	EA [KN/m]	EI $\left[\text{KN} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \right]$	d [m]	W[KN/m/ml]	Y
Soutènement (Revêtement)	$1,4 \cdot 10^7$	$1,43 \cdot 10^5$	0,35	8,4	0,150

4-4- Caractéristique de la plate

Tableau IV. 3. Paramètres de calcul plate

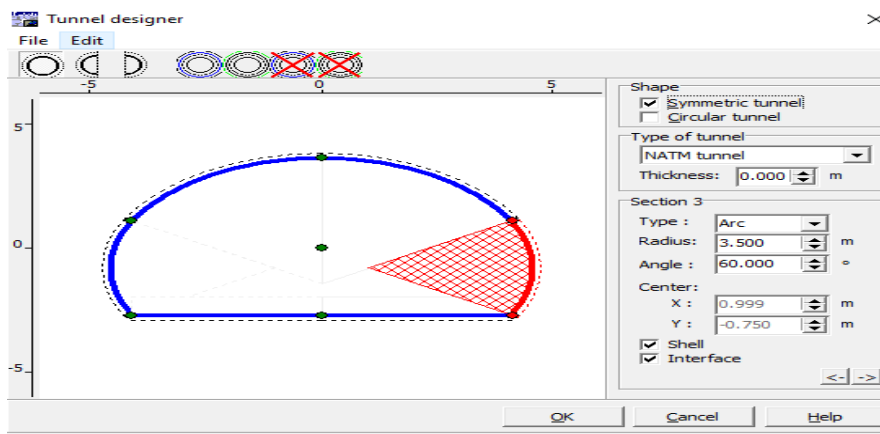
Unité	EA [KN/m]	EI $\left[\text{KN} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \right]$	d [m]
Plate (Footing)	$5 \cdot 10^6$	8500	0,143

❖ Géométrie

Tunnel : à partir de cette icone, on introduit les caractéristiques géométriques de l'ouvrage et le type de tunnel NATM.

Les propriétés du tunnel :Longueur(Length) : 4.03 et Rayon(Radius) :3,5

$$\text{La charge } Q = 80 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$



4-5- Condition aux limites

Pour tenir compte de l'évolution des déplacements en fonction de la profondeur et minimiser l'influence des conditions aux limites, le fond du modèle numérique est bloqué dans les trois directions (X, Y et Z), en utilisant la fonction « Standard Fixities ».

4-6- Génération de maille

Lorsque le modèle de géométrie est complet, le modèle d'éléments finis (ou maillage) peut être généré. Plaxis permet une procédure de génération de maillage entièrement automatique, dans laquelle la géométrie est divisée en éléments du type élément de base et éléments structurels compatibles, le cas échéant. la génération maillage tient pleinement compte de la position des points et de lignes dans le modèle de la géométrie, de telle sorte que la position exacte des couches, des charges et des structures est prise en compte dans le maillage d'éléments finis, Le processus de génération est basé sur un principe de triangulation robuste qui recherche des triangles optimisés et qui résulte en un maillage non structuré.

Les maillages non structurés sont formés à partir de motifs réguliers d'éléments. La performance numérique de ces mailles, cependant, est généralement meilleure que les maillages structurés avec des rangées régulières d'éléments. En plus de la génération de maillage lui-même, une transformation des données d'entrée (propriétés, conditions aux limites, des ensembles matériels, etc.) à partir du modèle géométrique (points, des lignes et des grappes) au maillage d'éléments finis (éléments, les nœuds et les points de tension) est fait.

Dans ce cas, un modèle de déformation plane et maille avec des éléments triangulaires de 6 nœuds a été développé [Figure (IV.03)].

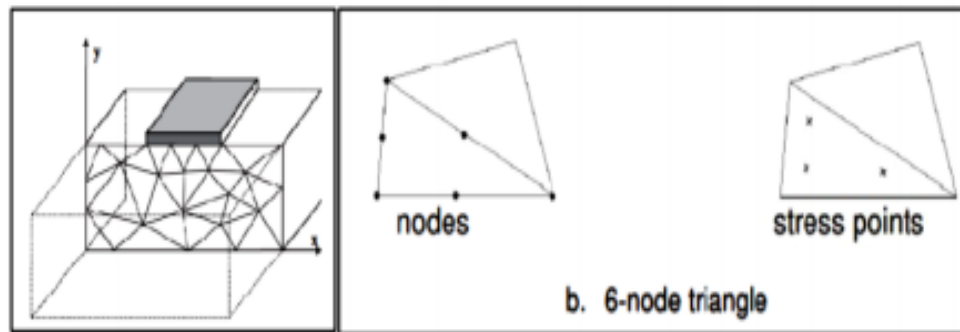


Figure IV. 3. Modèle de déformation plane et maille avec éléments triangulaires [Boîte de dialogue PLAXIS 2D Tunnel]

File name : Directory : C:\Users\HP\AppData\Local\Te Title :	Model : Plane strain Elements : 15-Noded
Comments : <input type="text"/>	Mesh Number of elements : 189 Number of nodes : 1639 Number of stress points : 2268 Average element size: $1,78 \cdot 10^0$ m
Project File name : Directory : C:\Users\HP\AppData\Local\Te Title :	General Model : Plane strain Elements : 15-Noded
Comments : <input type="text"/>	Mesh Number of elements : 179 Number of nodes : 1559 Number of stress points : 2148 Average element size: $1,83 \cdot 10^0$ m
Project File name : Directory : C:\Users\HP\AppData\Local\Te Title :	General Model : Plane strain Elements : 15-Noded
Comments : <input type="text"/>	Mesh Number of elements : 185 Number of nodes : 1607 Number of stress points : 2220 Average element size: $1,80 \cdot 10^0$ m

Figure IV. 4. Information sur le maillage en trois hypothèses [Boîte de dialogue PLAXIS 2D Tunnel]

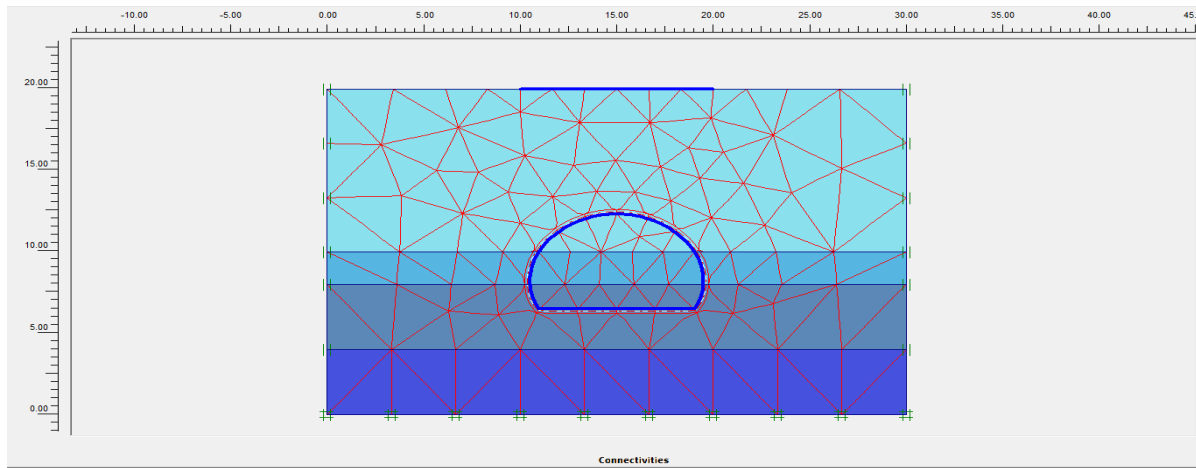


Figure IV. 5. Génération du maillage [Boîte de dialogue PLAXIS 2D Tunnel]

4-7- Condition initiale

L'un pour générer les pressions interstitielles initiales (conditions hydrauliques),

- Le niveau de la nappe phréatique = 17 m ;
- Le poids volumique de l'eau : $W_{\text{water}} = 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$: ce paramètre permet de distinguer les contraintes effectives et pressions interstitielles.

Dans notre modèle la nappe phréatique été présent donc que l'eau est sur la hauteur de 17 mètres, la pression interstitielle ça sera pas nulle, ainsi que les contraintes effectives.

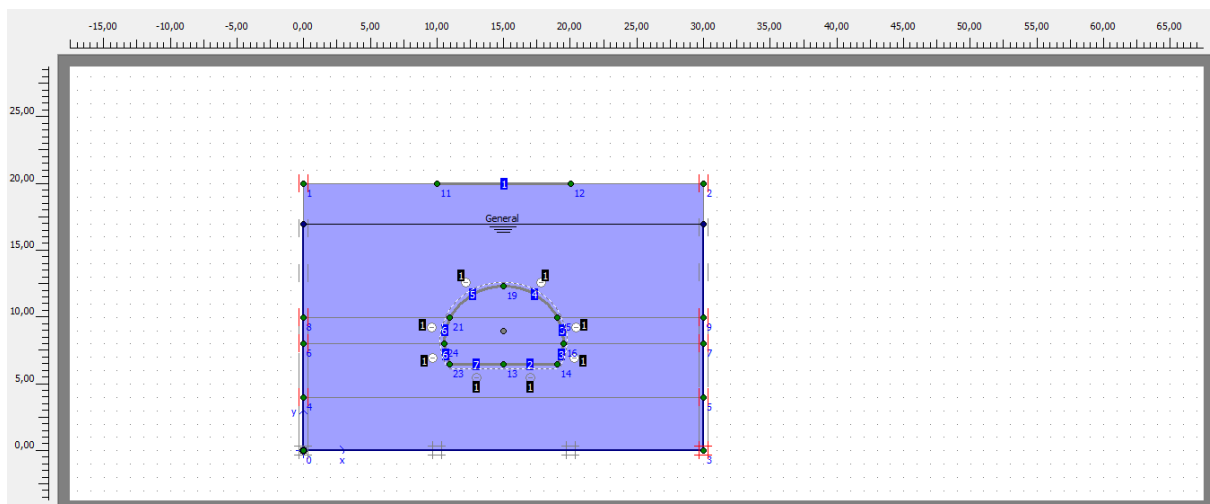


Figure IV. 6. Conditions hydrauliques [Boîte de dialogue PLAXIS 2D Tunnel]

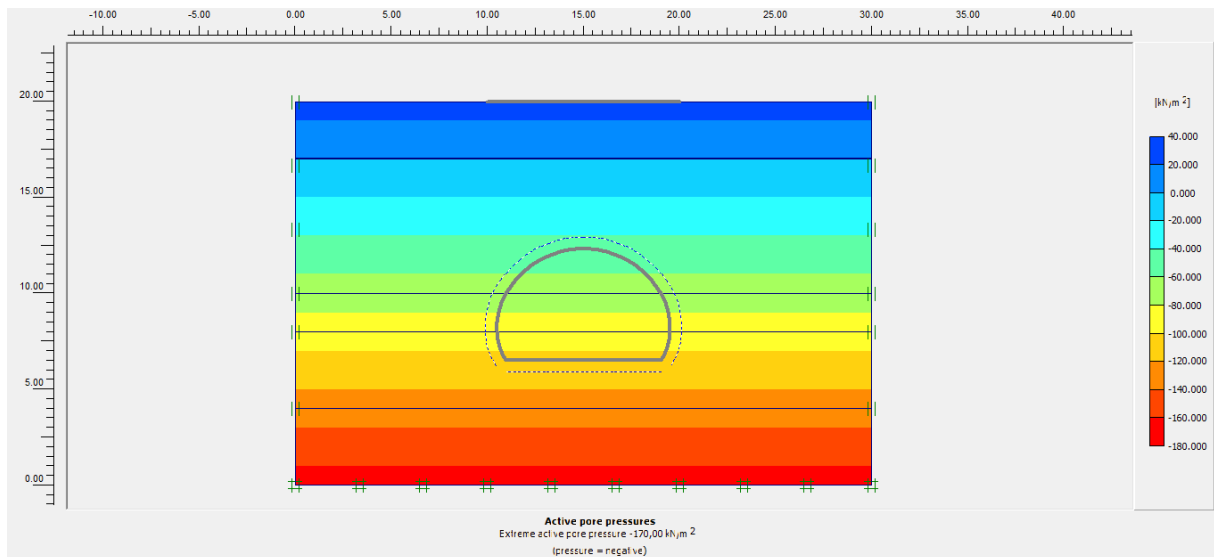


Figure IV. 7. Conditions hydrauliques [Boite de dialogue PLAXIS 2D Tunnel]

- La pression interstitielle $P = -170 \frac{KN}{m^2}$

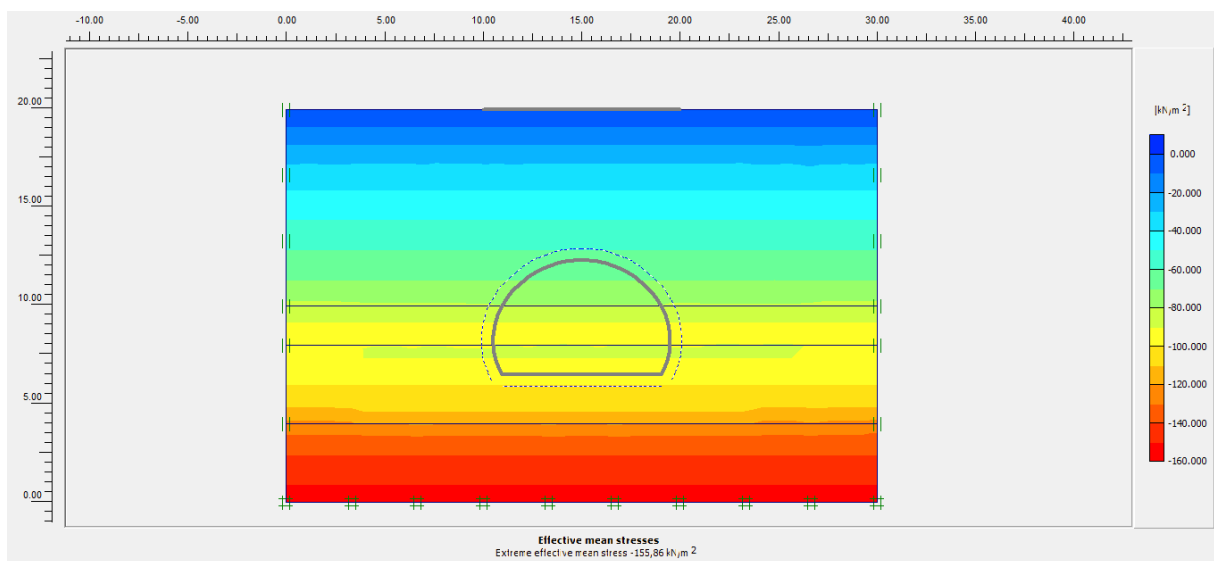


Figure IV. 8. Champs des contraintes effectives [Boite de dialogue PLAXIS 2D Tunnel]

- La contrainte effective : $\sigma_{\text{eff}} = -155,86 \frac{KN}{m^2}$

4-8- Partie II :Modélisation de l'excavation de tunnel NATM(Calcul)

Après avoir introduit tous les paramètres de l'ensemble massif + structure, on lance l'application des calculs « Calculation » : les calculs se font de manière incrémentale, selon deux (02) phases, chacune représentant un pas d'avancement :

2 phases de calcul sera définie

- **Phase 1** : calcul plastique déplacement de repos à zéro, mise en scène et définition puis activation du revêtement du tunnel.

Avant de l'excavation on doit installer un soutènement pour éviter le risque de rupture de la roche ou de glissement des blocs dans le sens des discontinuités et active tunnel

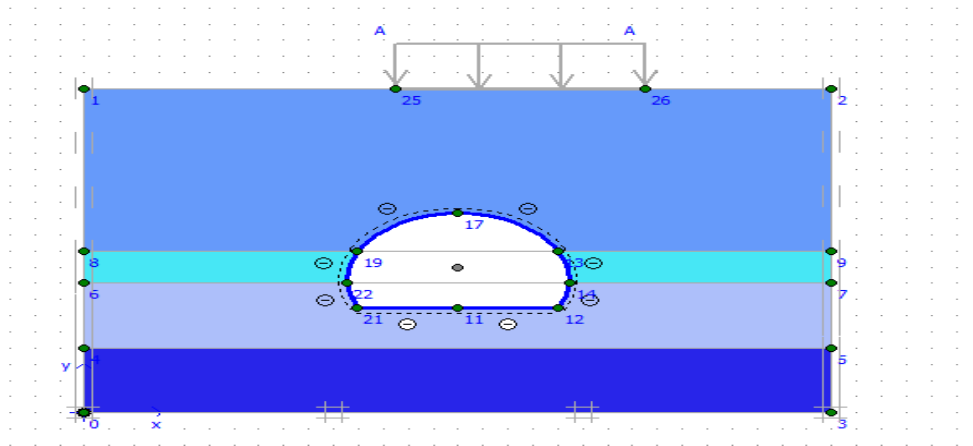


Figure IV. 9. Excavation de tunnel [Boîte de dialogue PLAXIS 2D Tunnel].

- **Phase 2** : sélectionnez l'analyse plastique, la construction par étapes et cliquez sur définir pour activer la charge répartie et plate.

Le tunnel des portails présente une hauteur maximale de 6,0 mètres. L'excavation sera réalisée dans cette phase de modélisation on active la charge et plate

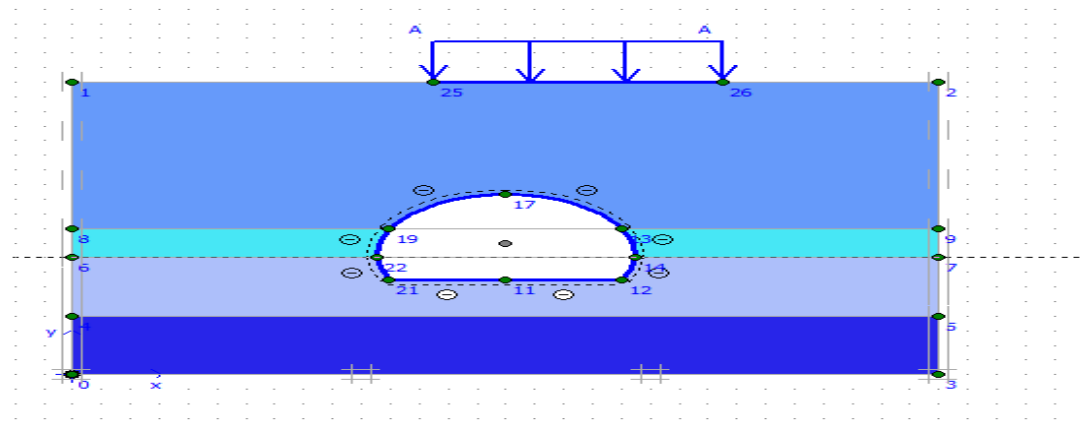


Figure IV. 10. Excavation de tunnel et activer la charge et plate [Boîte de dialogue PLAXIS 2D Tunnel].

- La même chose pour tous les autre hypothèse 3 et 1(centre 0 %,excentrée 50%)

5- Résultats obtenus pour le modèle

Dans cette partie, on va présenter Les résultats obtenus :

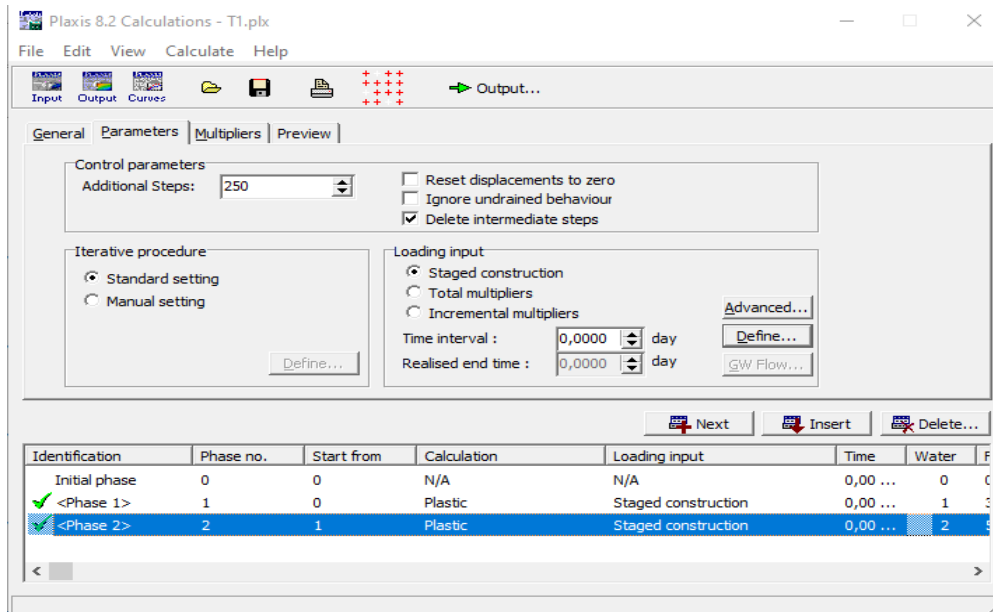


Figure IV. 11. phases de calcul [Boite de dialogue Plaxis 2D tunnel]

❖ Calcul des déformations (déplacements)

L'hypothèse 2 et 3 respectivement (excentré 25%) et (excentré 50%)

Tableau IV. 4. Résultats des déplacements et contraintes dans le sol

	Désignation (unité)	Phase 1 sans charge	Phase 2 avec une charge (80 kN/m ²)
Déplacements horizontaux	U_x (cm)	0,00	0,431
Déplacements verticaux	U_y (cm)	0,00	1,615
Contrainte maximale totale	σ_{eff} (KN/m ²)	000	-37,15

	Désignation(unit é)	Phase1 sans charge	Phase2 avec une charge (80KN/m2)
Déplacementsh orizontaux	$U_s(\text{cm})$	0,00	1,117
Déplacementsv erticaux	$U_y(\text{cm})$	0,00	2,749
Contrainte maximale totale	$\sigma_{\text{eff}}(\text{KN}/\text{m}^2)$	000	-59,99

A partir des deux tableaux, il est constaté que les déplacements augmentent avec l'augmentation de la charge . Les contraintes aussi varient avec l'évolution des charges, parcontre nulle dans la phase une (déplacements et contraintes)

❖ **Calcul et comparaison des déplacements horizontaux(U_x)**

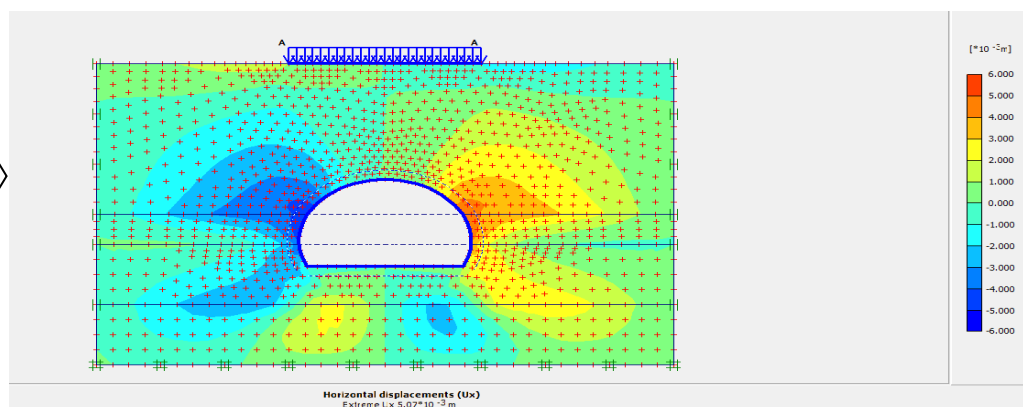
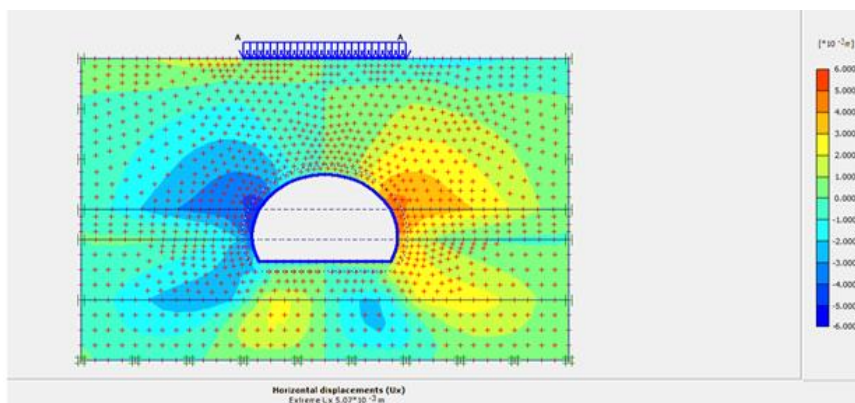


Figure IV. 12. Déplacements suivant l'axe x

On remarque, que les déplacements horizontaux augmentent au fur et à mesure qu'on avance dans le autre phase. Ces derniers sont concentrés au côté droite du tunnel.

❖ **Calcul et comparaison des déplacements verticaux (U_y)**

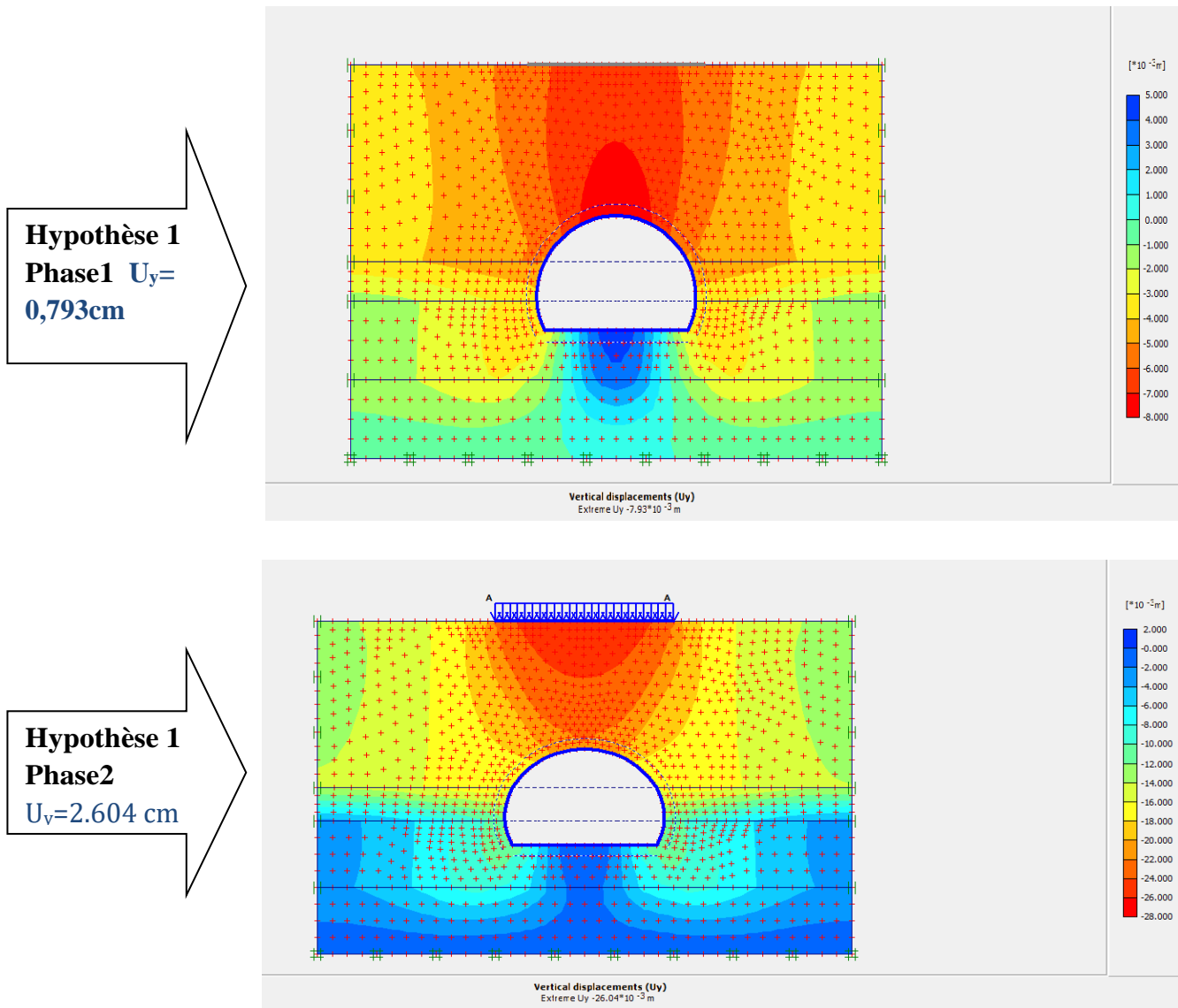


Figure IV. 13. Déplacement suivant l'axe y

- De ces figures on remarque, que les déplacements verticaux varient de 0,7 cm au début de creusement du tunnel à 2,6 cm à la fin de la mise en place de la charge, d'où il y a augmentation, cela peut être expliqué par les perturbations induites, au sol qui était en équilibre initialement par cette excavation, après la fin de la mise en place de la charge ces déplacements se stabilisent, la valeur maximale des déplacements atteintes restent dans la fourchette des déplacements admissibles.

Tableau IV. 5. Déplacement maximum admissible en clef de voute: d’après C. Louis, cité par bouvard-lecoanet et al. (1988).

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	20 à 40 cm

❖ **Calcul des contraintes maximales totales (σ_{tot}):**

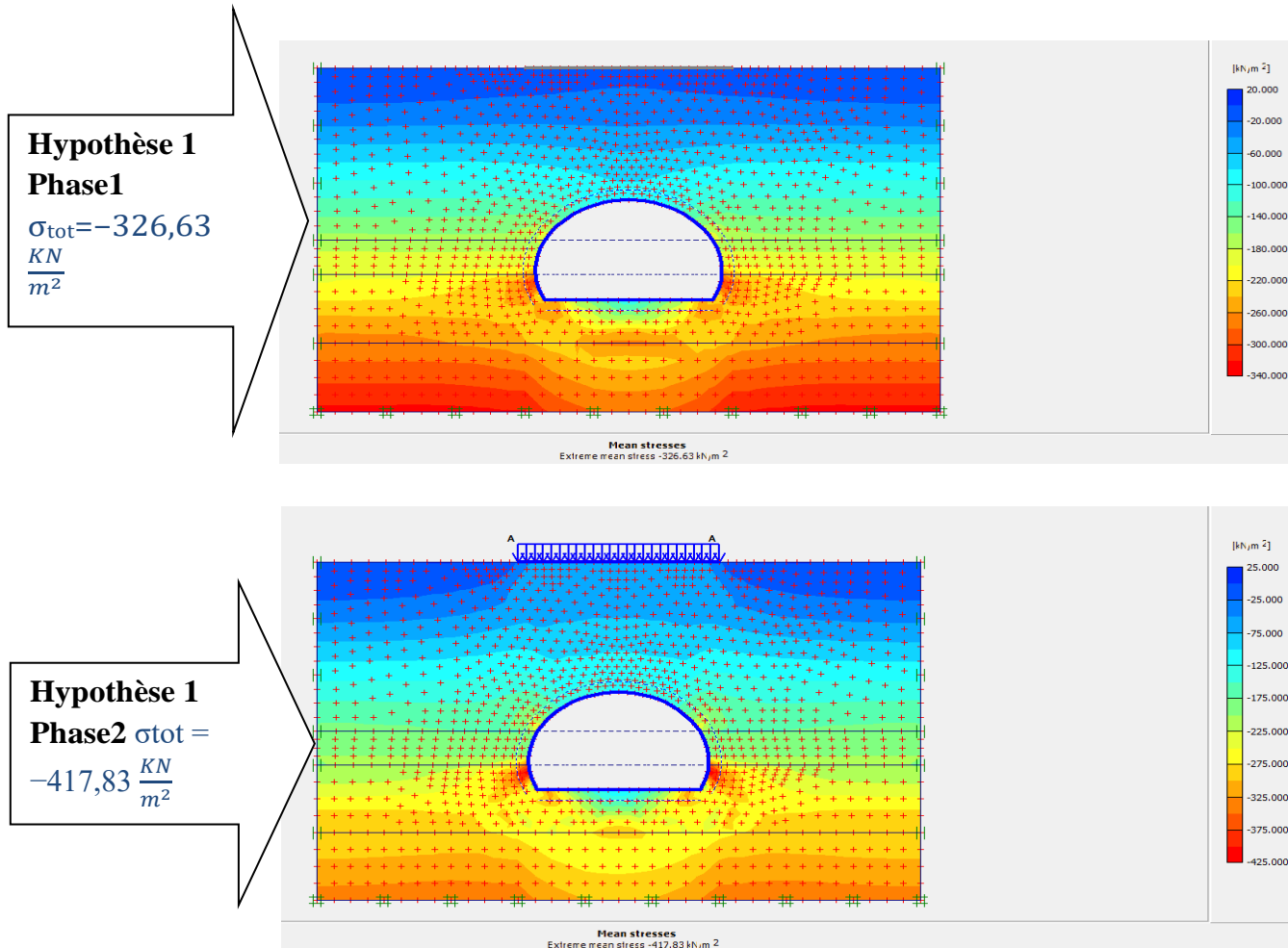


Figure IV. 14. Contrainte maximale total

Pour les contraintes, le même constat est fait, les contraintes varient dans le sens positif entre les phases 1 et 2, Ces derniers se concentrent des deux côtés du tunnel et au fond.

❖ Calcul des déformations au niveau du tunnel

○ Calcul des déplacements du soutènement

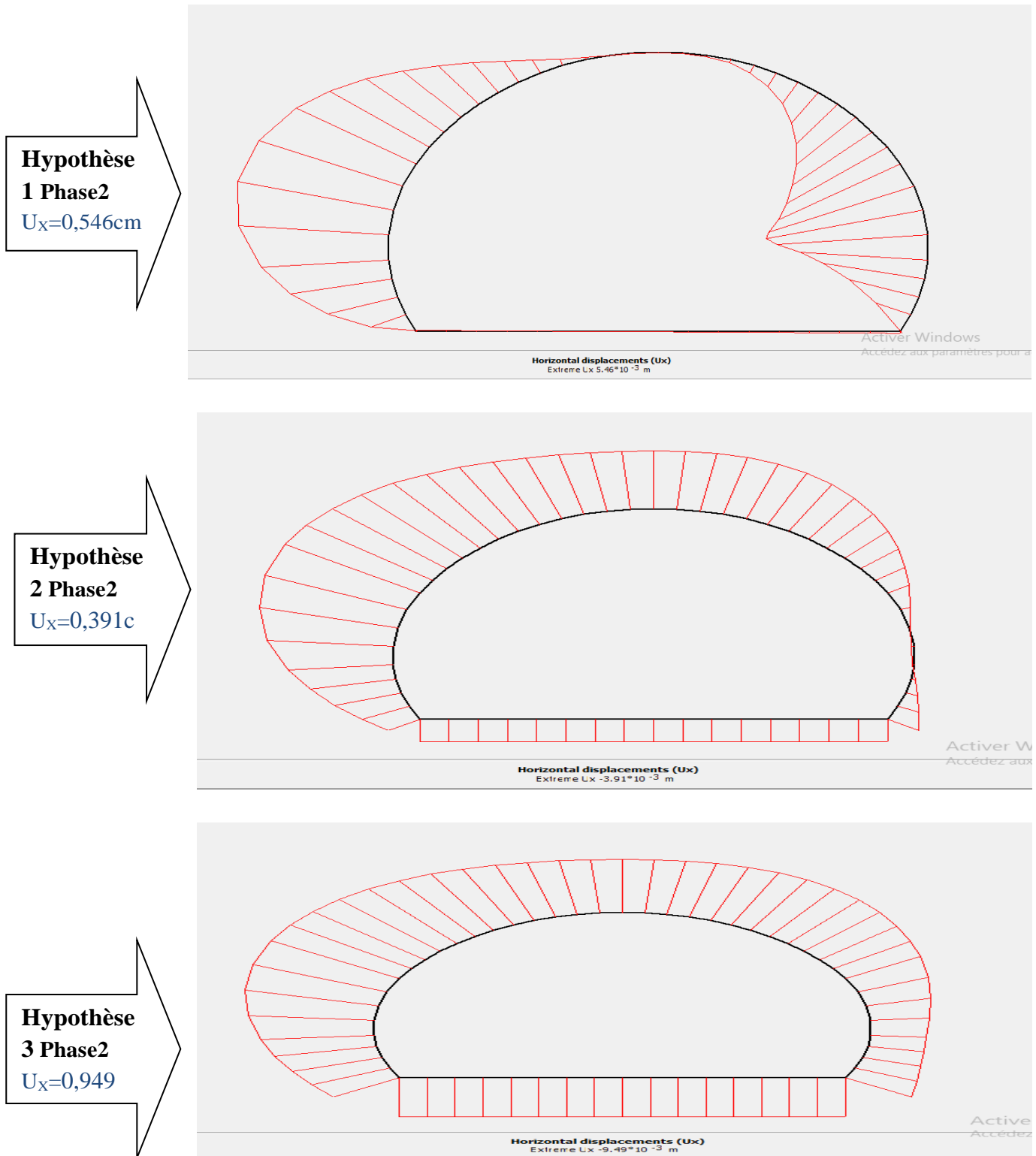


Figure IV. 15. Déplacement du soutènement suivant l'axe x.

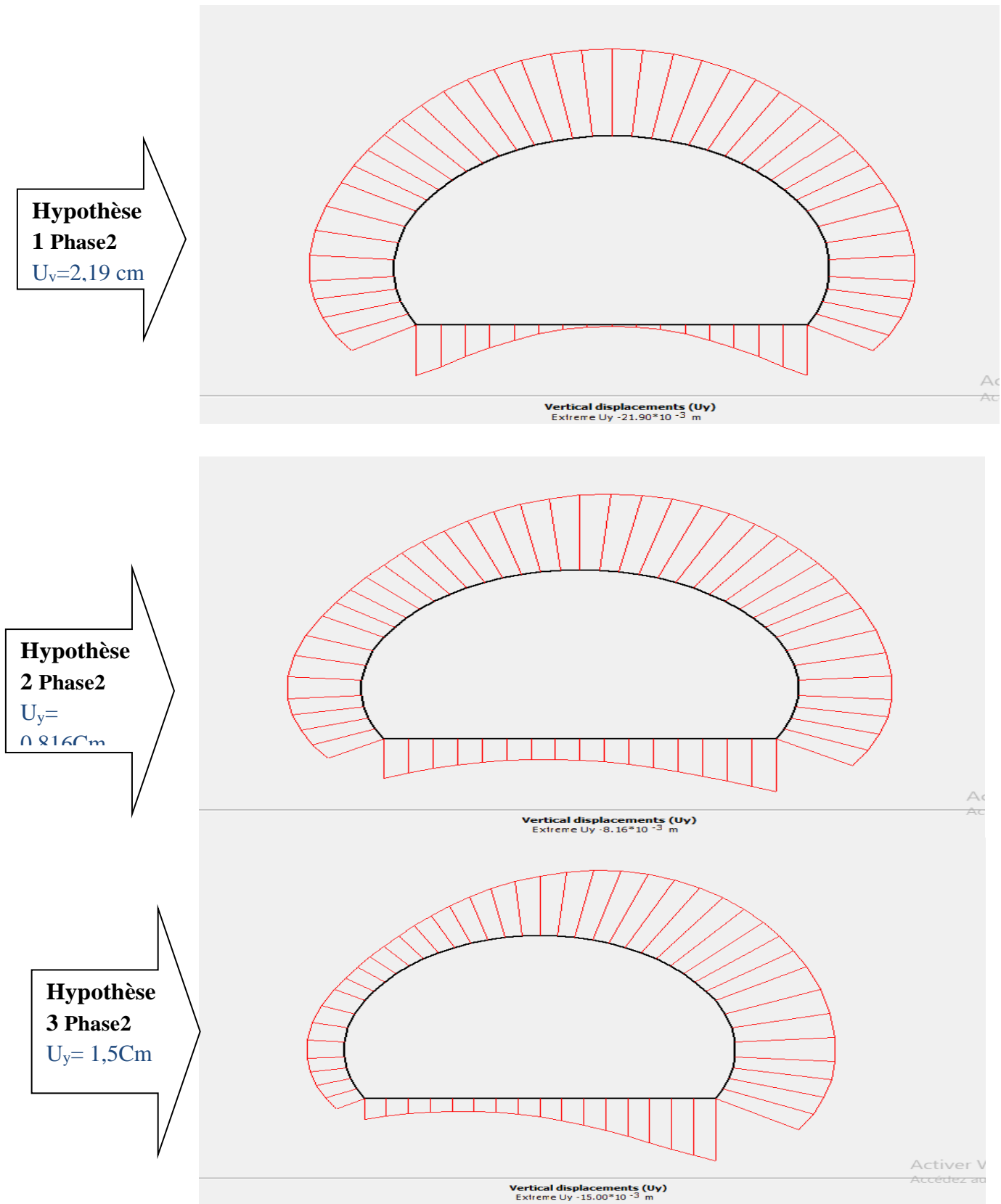


Figure IV. 16. Déplacement du soutènement suivant l'axe y

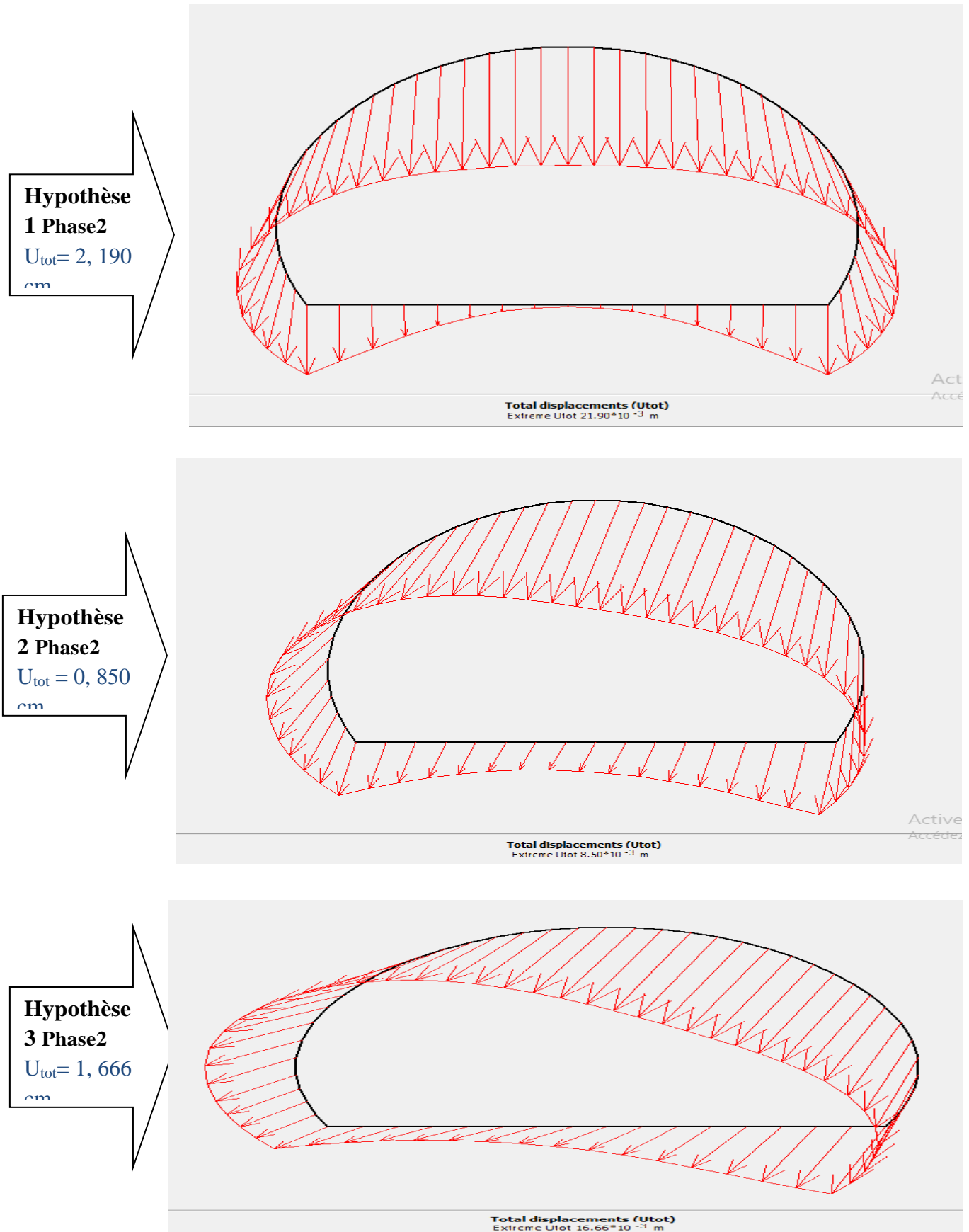
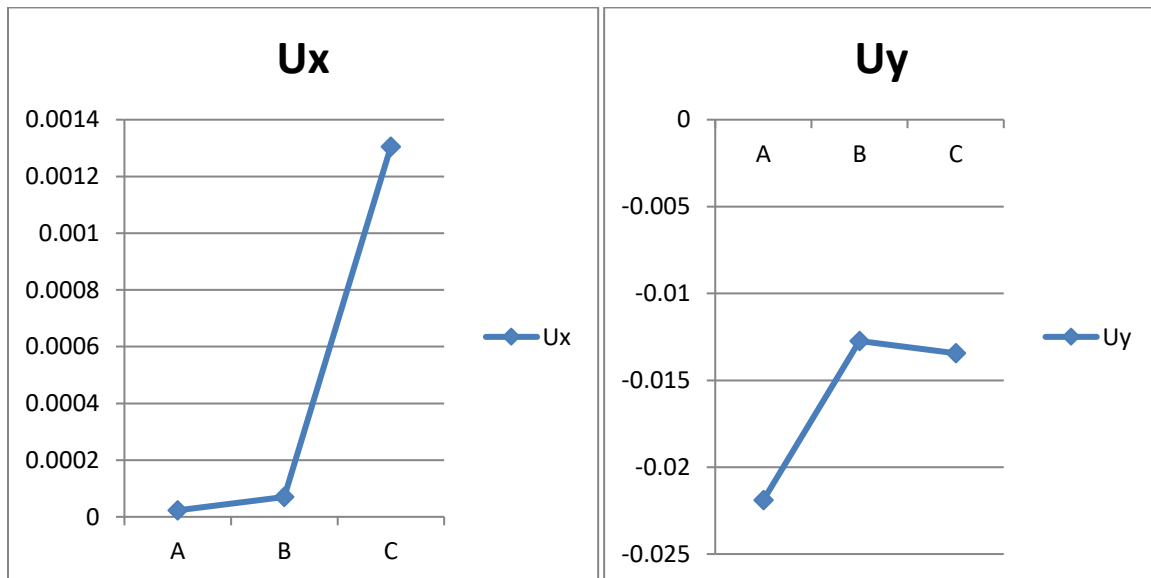


Figure IV. 17. Déplacement total du soutènement

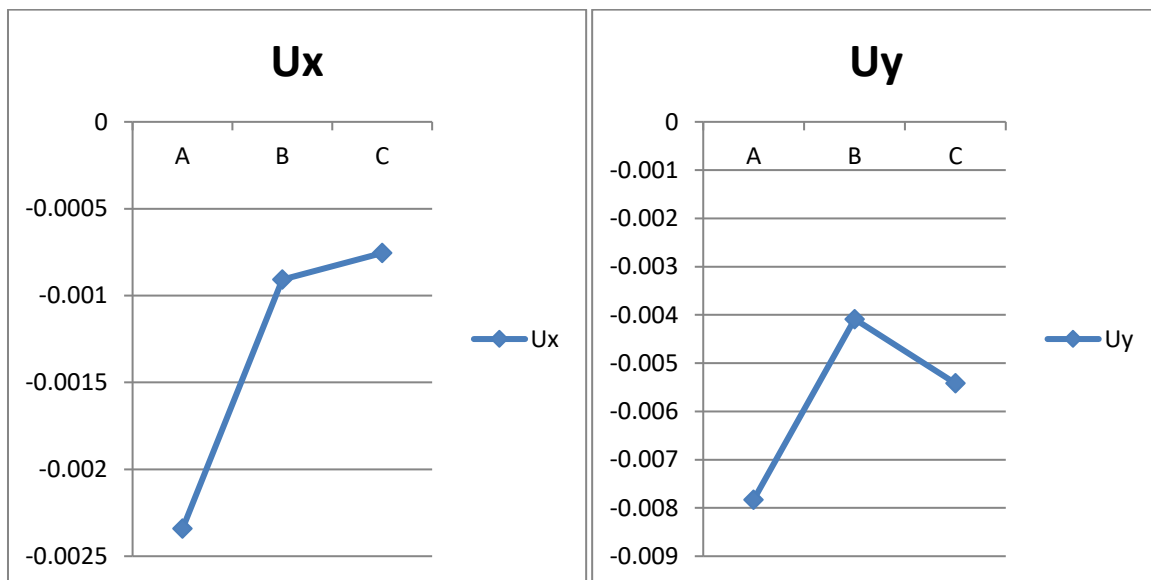
On remarque que les déplacements dans le tunnel sont pratiquement les mêmes que ceux produit dans le sol, ce qui permet de conclure que l'ensemble reste stable.

5-1- Les courbes de déplacement

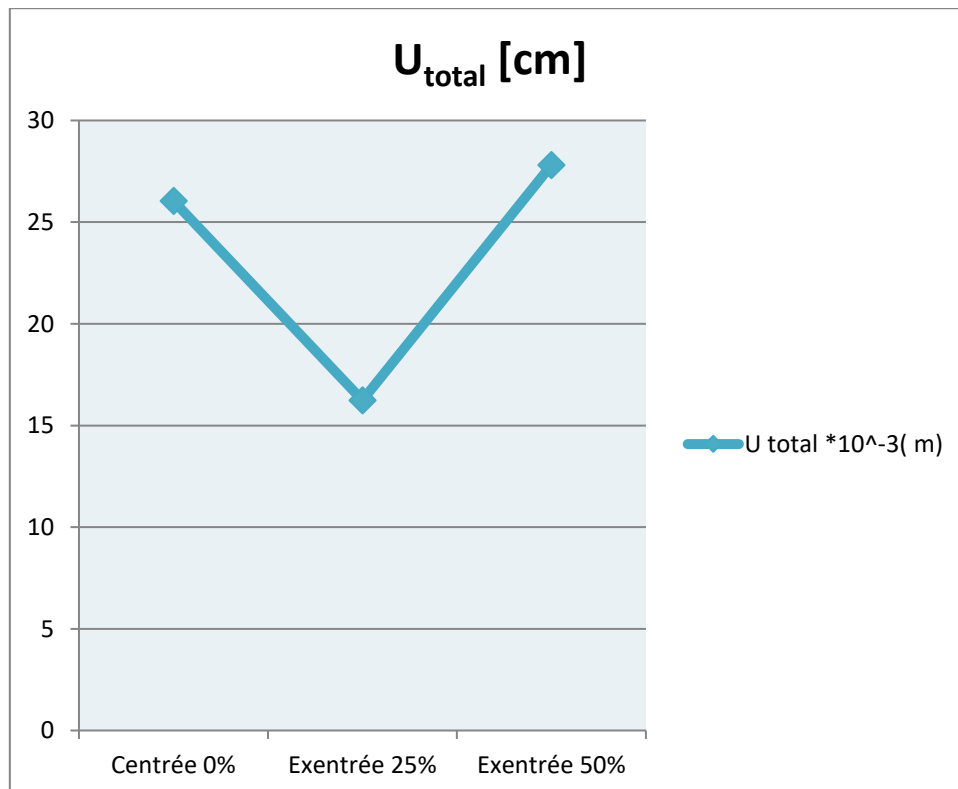
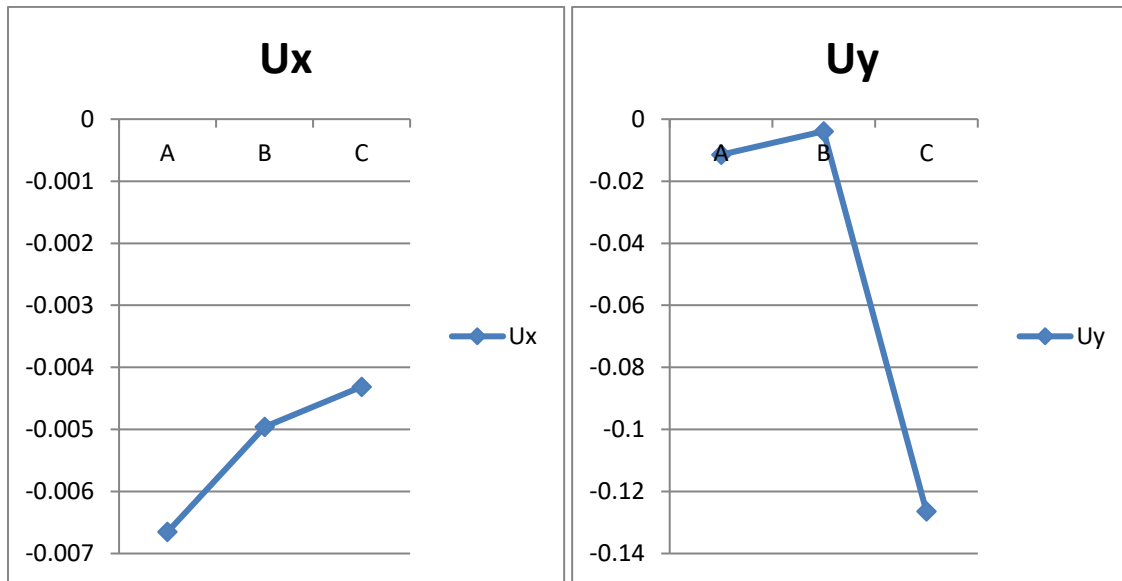
❖ Hypothèse 1 Centrée 0%



❖ Hypothèse 2 Excentrée 25%

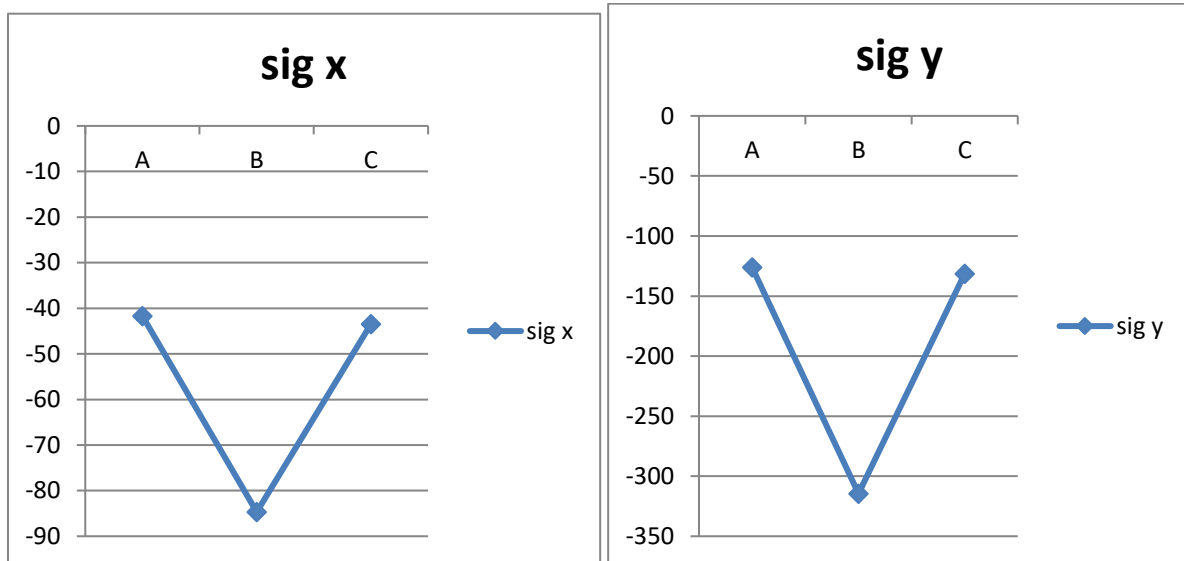


❖ Hypothèse 3 Excentrée 50%

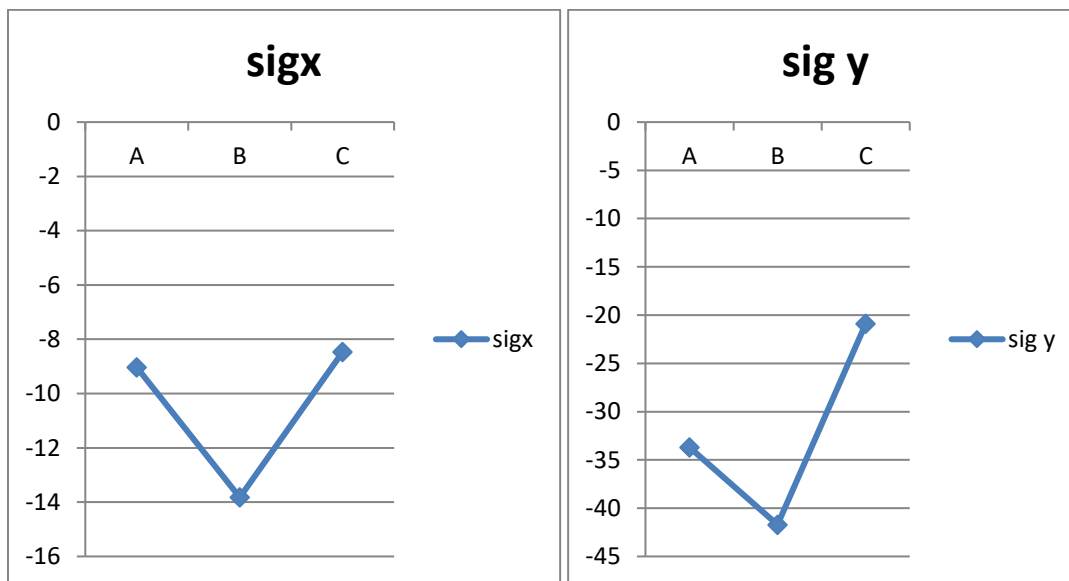


5-2- Les courbes de contrainte

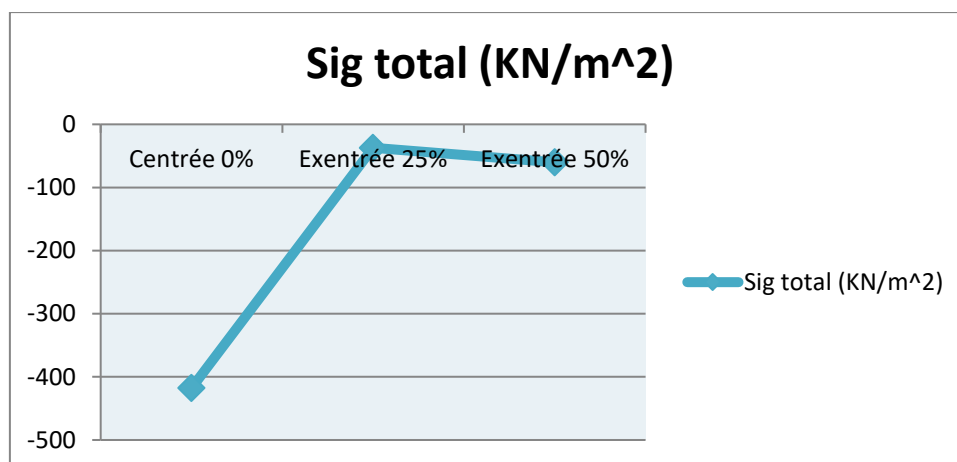
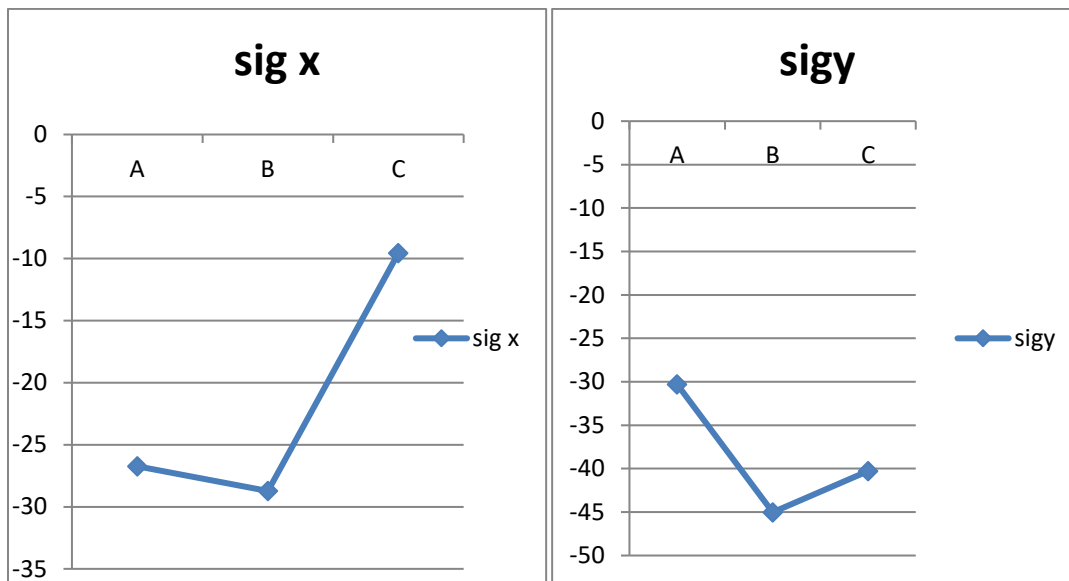
❖ Hypothèse 1 Centrée 0%



❖ Hypothèse 2 Excentrée 25%



❖ Hypothèse 3 Excentrée 50%



6- Conclusion

On a pu établir dans cette dernière partie de notre travail, par le biais du programme PLAXIS 2D Tunnel, le modèle correspondant au tunnel faisant objet de notre étude. On constate la complexité de la géométrie (tunnel non circulaire) et les conditions difficiles du massif.

On conclut donc que position de la charge a une influence sur les résultats numériques. Sa détermination nécessite un calage sur les mesures in situ.

Les déplacements restent limités, ce qui confirme l'efficacité et le bon choix du type de soutènement adopté et la méthode d'excavation NATM. Donc les déformations enregistrées ne présentent pas de risques sur l'ensemble ouvrage massif. Les phases introduites peuvent alors être projetées sur le reste de l'ouvrage.

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de l'étudiant de génie civil 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 et c'est la meilleure occasion pour lui pour mettre en évidence les connaissances théoriques acquises durant le cursus de formation.

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment d'un côté et d'approfondir ainsi ses connaissances de l'autre côté. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement des spécialistes du domaine de génie civil tel que les ingénieurs et les chercheurs.

Cette étude nous a également contraint à adopter un rythme de travail qui nous a aidé à mieux enrichir nos connaissances tant sur le plan de l'exploitation de la documentation (livres techniques, documents techniques réglementaires en vigueur...), ainsi que sur le plan de familiarisation avec le logiciel de calcul (PLAXIS V 8.2).

Si la documentation et l'outil informatique sont d'un apport précieux et indispensable dans la conception de la géotechnique d'un projet, néanmoins la contribution du bon sens de l'étudiant par le choix des solutions les plus efficaces et les moins couteuses restent primordiales.

Enfin, ce modeste travail ne reste pour nous qu'un premier pas qui sera si Dieu le veut suivi par d'autres encore plus importants et on n'a nullement la prétention d'avoir tout appris.

Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une modèle géométrique avant de calcule. L'analyse de modélisation d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception anti déformation et rupture au moindre coût.

Pour la réalisation d'une construction du tunnel, on établit d'abord la partie de creusement, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement ,par le biais du logiciel basé sur MEF(PLAXIS 2D) on a essayé de faire une modélisation qui a donné de bons résultats.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul modèle géotechnique est très

bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Recommandations

Ils ont donné quelques recommandations pour minimiser l'effet sur le sol et le revêtement des tunnels. Dans ce contexte, on s'intéresse à analyser l'interaction à faible profondeur entre deux tunnels parallèles inclinés dans le but de donner des recommandations pour limiter les conséquences sur la déformation du sol et sur les structures avoisinantes d'une part et donner les limitations de la modélisation bidimensionnelle d'autre part. La modélisation de ce phénomène sera effectuée respectivement dans les espaces bidimensionnels et tridimensionnels basée sur la méthode des éléments finis avec un comportement non linéaire du sol. L'étude est réalisée d'abord en champ libre puis en présence d'une structure en surface. Les études paramétriques porteront sur l'effet de la distance entre les tunnels, de l'ordre de construction des tunnels et de la position de la structure par rapport aux tunnels.

L'ensemble de ces résultats permet de fournir des recommandations pour la réalisation de modélisations numériques bidimensionnelles du creusement des tunnels semi profonds, et justifient certaines hypothèses qu'on peut proposer de faire pour limiter la complexité des modèles. Ils valident en particulier un certain nombre d'hypothèses qui ont été prises comme bases pour le développement d'un outil de calcul industriel dédié au calcul de tassements .

A partir de ces constatations, nous recommandons ce qui suit :

- Les études paramétriques sont très bénéfiques pour la détermination de l'influence des différents paramètres sur le comportement des ouvrages géotechniques.
- Les modélisations en 2 dimensions permettent d'abaisser le coût des campagnes d'essais géotechniques.
- Les résultats obtenus lors de notre travail serviront éventuellement de base pour plus tard , et ils seront appuyés par d'autres études.

BIBLIOGRAPHIE

BENJUI M. Les travaux souterrains en France : Passé, présent, avenir. Notes de cours, Conservatoire National des Arts et Métiers. (1996).

François MARTIN ; Bonnard ; Gardel et al, [Janvier 2012] «Mécanique des Roches et Travaux Souterrains, Cours et exercices corrigés.», Huitième Edition, CACHAN.

MARTIN F. Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches. Bonnard et Gardel Ingénieurs Conseil. (2012).

Fethi KITCHAH, [28 Juin 2012], «Etude numérique de la stabilité d'une section du Tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest.», Mémoire Magister de l'université EL Hadj Lakhdar - Batna. [10] Cem Atah

smail KERIKECH et Fouad BENARFA, [2006/2007], «Conception et calcul d'un tunnel, cas du métro d'Alger.», mémoire d'Ingénieur de l'Ecole Nationale Polytechnique

Toufik KHEFFACHE, [2007], « Modélisation du creusement d'un tunnel en milieu urbain cas du métro d'Alger.», mémoire de Magistère de l'université Abderrahmane Mira – Bejaia.

Jamel IDRIS, [23 Octobre 2007], «Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains – Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique.», thèse de doctorat de l'université NANCY – INPL

BERABEZ A et BOURBET H . Dimensionnement du soutènement d'un tunnel routier Cas du tunnel sis à SIDI AICH. Mémoire d'ingénieur Université «ABDERRAHMANE MIRA» de Bejaia. (2015).

DJELLOUL C[2020] .Comportement du sol lors du creusement de tunnels cas du tunnel T4 d'El-Harouche Skikda . Mémoire d'ingénieur Université «Mostefa Ben Boulaïd » de Batna . (2020).

DREUX G, FESTA J, Nouveau guide du béton et de ses constituants, Edition Eyrolles, Paris, (1998).

BOUVARD -LECOANET A. Ouvrages souterrains - Conception, réalisation, entretien. Presses de l'ENPC, Paris, 1992.

EMA, [2014] , « note de calcul, tunnel en mine .soutènement provisoire », Alger.

LUNARDI, Pietro et BINDI, Renzo. The evolution of reinforcement of the advance core using fibre-glass elements. GLUCKAUF FORSCHUNGSHEFTE, 2004, p. 91-100

Lunardi, P., (2008). "Design and construction of tunnels analysis of controlled deformation in rocks and soils" (ADECO-RS). Berlin ; Springer.

Janin, J.P. (2012). "Tunnels en milieu urbain: Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré- soutènements (Renforcement du front de taille et voûte- parapluie)", Ph.D. dissertation, Ecole doctorale MEGA de Lyon, France.

AFTES. Recommandations relatives aux choix des techniques d'excavation mécanisées, TOS, (2000).

Z. T. Bieniawski, [1989], « Engineering Rock Mass Classification. » , A WILEYInterscience Publication

Jean-Pierre MAGNAN et **Philippe MESTAT**, « Lois de comportement et modélisation des sols », document C 218, Techniques de l'ingénieur.

Lahmadi Azzeddine, [2006], «Etude paramétrique de l'interaction entre ouvrages : tunnel – bâtiment – excavation.», Mémoire de Magistère de l'université EL Hadj Lakhdar – Batna

Ihcene LAMRI, [2008], «Etude du comportement d'un sol cohérent sous chargement monotonique et cyclique.», Mémoire Magister de l'université 20 AOÛT 1995 – SKIKDA

Schikora K., Fink T. Berechnungs methoden moderner bergmännischer Bauweisen beim U-Bahn-Bau. Bauingenieur, 57, 193-198. (1982).

Noui abdelkader,[2018] http://geo.univ-batna2.dz/sites/default/files/geo/files/chapitre_2_methode_des_elements_finis.pdf

Sekiou, [2018] «Techniques de creusement des tunnels et méthodes de calculs extension du métro d'Alger AIN NAADJA- BARAKI.», Mémoire de MASTER de l'université Larbi Ben M'hidi Oum-El-Bouaghi

Jean PERA, [1983]. Guide du béton coffre en tunnel

Choufi, [2018]. ANALYSE DES PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT DU TUNNEL 4 DE KHERRATA Mémoire de Master de l'université Mohamed Khider – Biskra.

Sites utilisés:

[1] :étapes de construction d'une tunnel capture d'écran dans chaque étapes

<https://www.youtube.com/watch?v=LWsUkcTEbKE>

[2] : Mise en œuvre de béton projeté <https://bronzoperasso.fr/wp-content/uploads/sites/27/2016/07/PROJECTION-PAR-VOIE-SECHE.png>

<http://www.outils->

[cetue.fr/didactu/tunnel/realisation/soutenement/Images%20de%20notes/Sujet12NotesImage17.jpg](http://www.outils-cetu.fr/didactu/tunnel/realisation/soutenement/Images%20de%20notes/Sujet12NotesImage17.jpg)

[3]: Procédé par voie sèche <http://www.outils->

[cetue.fr/didactu/tunnel/realisation/soutenement/Images%20de%20notes/Sujet12NotesImage3.jpg](http://www.outils-cetu.fr/didactu/tunnel/realisation/soutenement/Images%20de%20notes/Sujet12NotesImage3.jpg)

[4]: Procédé par voie mouillée <http://www.outils->

[cetue.fr/didactu/tunnel/realisation/soutenement/Images%20de%20notes/Sujet12NotesImage12.jpg](http://www.outils-cetu.fr/didactu/tunnel/realisation/soutenement/Images%20de%20notes/Sujet12NotesImage12.jpg)

[5]: Injection de consolidation <https://sefi->

[intrafor.fayat.com/sites/default/files/styles/1200x768/public/2018-06/injection_content-6.jpg?itok=5V6bjq17](https://sefi-intrafor.fayat.com/sites/default/files/styles/1200x768/public/2018-06/injection_content-6.jpg?itok=5V6bjq17)

ANNEXES

A. Recommandation pour la description du massif rocheux

A.1. Classification géologique

a) Classification selon l'état d'altération du massif rocheux

Tableau A.1: Classification selon l'état d'altération du massif rocheux [A.Bouvard LECOANET ; G.COLOMBET et F.ESTEULLE, [1992]]

Classe	Description	Terminologie
AM1	Pas de signe visible d'altération ou très légères traces d'altération limitées aux surfaces des discontinuités principales	Saint
AM2	Les surfaces des discontinuités principales sont altérées mais la roche n'est que très légèrement altérées	Légèrement altéré
AM3	L'altération s'étend à toute la masse rocheuse, mais la roche n'est pas friable	Moyennement altéré
AM4	L'altération s'étend à toute la masse rocheuse, et la roche est en grande partie friable	Très altéré
AM5	La roche est entièrement décomposée et très friable. Cependant, la texture et la structure de la roche sont conservées	Complètement altéré

Note 1 : dans le cas de roches altérées contenant un fort pourcentage de minéraux argileux, le matériau peut présenter de la plasticité plutôt que de la friabilité.

Note 2 : lorsque cela est possible, on précisera s'il s'agit d'une altération essentiellement météorique ou d'une altération d'origine profonde, hydrothermale. [Jean-Louis GIAFFERI et al, [29/04/2003]]

b) Classification selon l'intervalle entre les discontinuités

Tableau A.2: Classification selon l'intervalle entre les discontinuités. [A.Bouvard LECOANET ; G.COLOMBET et F.ESTEULLE, [1992]]

Classe	Intervalle entre les discontinuités	Densité de discontinuité dans le massif rocheux
ID1	> 200 cm	Très faible
ID2	60 à 200 cm	Faible
ID3	20 à 60 cm	Moyenne
ID4	6 à 20 cm	Forte

ID5	< 6 cm	Très forte
-----	--------	------------

c) Classification selon l'orientation des discontinuités

Tableau A.3: Classification selon l'orientation des discontinuités [A.Bouvard LECOANET ; G.COLOMBET et F.ESTEULLE, [1992]]

Orientation des discontinuités			Condition du creusement	
Classe		Angle entre pendage et axe d'avancement du creusement, λ°	Pendage β°	
OR1		Quelconque	0 à 20°	En bancs subhorizontaux
OR2	A	0 à 30°	20 à 90°	En travers blanc (a) Avec le pendage
	B			(b) contre le pendage
OR3		30 à 65°	20 à 90°	Condition intermédiaires
OR4	A	65 à 90°	20 à 60°	En direction (a) pendage moyen
OR5	B		60 à 90°	(b) pendage fort

d) Classification selon le nombre de familles de discontinuités

Tableau A.4: Classification selon le nombre de familles de discontinuités. [A.Bouvard LECOANET ; G.COLOMBET et F.ESTEULLE, [1992]]

Classe	Description
N1	Pas de discontinuité ou quelques discontinuités diffuses
N2	a Une famille principale

	b	Une famille principale et des discontinuités diffuses
N3	a	Deux familles principales
	b	Deux familles principales et des discontinuités diffuses
N4	a	Trois (et plus) familles principales
	b	Trois (et plus) familles principales et des discontinuités diffuses
N5		Nombreuses discontinuités sans hiérarchisation ni constance dans la réparation

e) Classification selon l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille

Pour chaque des familles, l'AFTES donne une classification selon l'espacement des discontinuités (S) et dans le cas des massifs stratifiés selon l'épaisseur des bancs (E).

Tableau A.5: Classification selon l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille. [A.Bouvard LECOANET ; G.COLOMBET et F.ESTEULLE, [1992]]

Espacement	Epaisseur	(S) ou (E) en [cm]	Espacement des discontinuités d'une famille	Des bancs
S1	E1	> 200	Discontinuités très espacées	Bancs très épais
S2	E2	60 à 200	Discontinuités espacées	Bancs épais
S3	E3	20 à 60	Discontinuités espacées	Bancs moyennement épais
S4	E4	6 à 20	Discontinuités rapprochées	Bancs minces
S5	E5	< 6	Discontinuités très rapprochées	Bancs très minces

A.2. Classification hydrogéologiques

a) Classification selon la charge hydraulique

Tableau A.6: Classification selon la charge hydraulique. [Jean-Louis GIAFFERI et al, [29/04/2003]]

Classe	Charge hydraulique H en [m] au-dessus du radier de l'ouvrage souterrain	Terme descriptif
--------	---	------------------

<i>H1</i>	< 10 m	Faible
<i>H2</i>	10 à 100 m	Moyenne
<i>H3</i>	> 100 m	<i>Forte</i>

b) Classification selon la perméabilité

Tableau A.7: Classification selon la perméabilité. [Jean-Louis GIAFFERI et al, [29/04/2003]]

Classe	Perméabilité K en [m/s]	Terme descriptif
<i>K1</i>	< 10^{-8}	Très faible à faible
<i>K2</i>	10^{-8} à 10^{-6}	Faible à moyenne
<i>K3</i>	10^{-6} à 10^{-4}	Moyenne à forte
<i>K4</i>	> 10^{-4}	Forte à très forte

Selon les cas, on retient la perméabilité de la matrice ou la perméabilité due aux discontinuités comme la plus représentative du massif.

A.3. Classification Géotechnique

a) Classification selon l'indice de continuité *Ic*

Tableau A.8: Classification selon l'indice de continuité *Ic*. [Jean-Louis GIAFFERI et al, [29/04/2003]]

Classe	Indice de continuité de la roche <i>Ic</i> [%]	Densité de fissures, pores et minéraux altérés	Qualité
<i>Ic 1</i>	100 à 90	Nulle	Très haute
<i>Ic 2</i>	90 à 75	Faible	<i>Haute</i>
<i>Ic 3</i>	75 à 50	<i>Moyenne</i>	<i>Moyenne</i>
<i>Ic 4</i>	50 à 25	Elevée	<i>Basse</i>
<i>Ic 5</i>	25 à 0	<i>Très élevée</i>	Très basse

L'indice de continuité *Ic* est utilisé pour déterminer la microfissuration d'une roche, où:

$$Ic = 100 * \frac{VI}{VI^*} \quad [Sans\ unité],$$

Avec :

VI : Vitesse de propagation des ondes longitudinales mesurées sur carotte. [m/s]

VI* : Vitesse de propagation théorique de la roche compacte, laquelle peut, en première. [m/s]

Approximation être prise égale aux valeurs données dans le tableau suivant. Plus c I est faible et plus la roche est affectée par des discontinuités qui favorisent le travail des outils.

Tableau A.9: Valeurs maximales de la vitesse du son sur échantillon (D'après recommandation du groupe n° 4 de l'AFTES). [Jean-Louis GIAFFERI et al, [29/04/2003]]

Type de roche	$v_I^* \left[\frac{m}{s} \right]$
Gabbros (roches silicatées, basiques)	7000 6500 à 7000
Basaltes	6000 à 6500
Calcaires	6000
Quartzites	500 à 6000
Granites et roches granitiques	

b) Classification selon la résistance à la compression simple

Tableau A.10: Classification selon la résistance à la compression simple. [Jean-Louis GIAFFERI et al, [29/04/2003]]

classe	Description	Résistance R_c [MPa]
R1	Roche de résistance très élevée	>200
R2a	Roche de résistance élevée	200 à 120
R2b		120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	60 à 40
R3b		40 à 20
R4	Roche de faible résistance	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	6 à 0,5
R5b		<0,5
R6a	Sols plastiques ou peu consolidés	
R6b		

c) Classification selon l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport R_c/σ_0

Où :

R_c : la résistance à la compression uniaxiale de la roche.

σ_0 : la contrainte principale majeure dans le plan de l'ouvrage considéré.

Tableau A.11: Classification selon l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport R_c/σ_0 . [A.Bouvard LECOANET ; G.COLOMBET et F.ESTEULLE, [1992]]

Classe	Rapport R_c/σ_0	Description de l'état des contraintes naturelles
<i>CN1</i>	> 4	Faible
<i>CN2</i>	4 à 2	Moyen
<i>CN3</i>	< 2	Fort

d) Classification selon Le module de déformabilité $E(t)$

Tableau A.12: Classification selon Le module de déformabilité. [A.Bouvard LECOANET ; G.COLOMBET et F.ESTEULLE, [1992]]

Classe	Module $E(t)$ ([MPa]	Description
<i>DM1</i>	> 30 000	Très faible déformation
<i>DM2</i>	30 000 à 10 000	Faible déformation
<i>DM3</i>	10 000 à 3000	Moyenne déformation
<i>DM4</i>	3000 à 1000	Forte déformation
<i>DM5</i>	< 1000	Très forte déformation

B. Recommandation pour choix du soutènement

a) Tableau portant sur le critère relatif aux comportements mécaniques

Tableau B.1: Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction du comportement mécanique de massif. [Jean-Louis GIAFFERI et al, [29/04/2003]]

comportement mecanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	précédents péciaux		
			Ancrege ponctuel	Ancrege re parti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaque metal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
R1	•		•		×			×	×	×	×		×	×
R2a	•		•		×			×	×	×	×		×	×
R2b		•	•	•	×			×	×	×	×		×	×
R3a		•	•	•	×		•	×	×	×	×		×	
R3b		•		•	×		•		×	×	×			
R4	×	•	×			•	•							
R5a	×	•	×			•	•	•						
R5b	×		×	×		•	•	•	•	•	•	•		
R6a	×	×	×	×	×	•	•	•	•	•	•	•		
R6b	×	×	×	×	×	•	•	•	•	•	•	•	•	•

b) Tableau portant sur le critère relatif aux discontinuités

Tableau B.2: Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités. [A.Bouvard LECOANET ; G.COLOMBET et F.ESTEULLE, [1992]]

Discontinuités (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage) 1 - Matériaux rocheux (R1 à R4)			pas de soutènement	béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		tubes perforés	bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
					à ancrage ponctuel	à ancrage reparti	barres foncées	lourds	légers coulisants	plaques métal assemblées	béton			injection	air comprimé	congélation
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)														
N1			●								X	X	X	X	X	
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	●								X	X	X	X	X	
N2 N3 ou N4	Quelconque	S1			●						X	X	X	X	X	
		S2			●	●					X	X	X	X	X	
		S3		●	Gr	Gr					X	X	X		X	
		S4	X	●	Gr ou Ep	Gr ou Ep		●	●	●	●			X		X
		S5	X	●	X	Ep		●	●	●			X		X	X
N5			X	●	X	Ep		●	●	●		X	●	X	X	

- sols (R5 et R6) sans objet.

Note : (1) Pour la famille la plus dense.

(2) Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes.

c) Tableau portant sur le critère relatif aux discontinuités (a)

Tableau B.3: a- recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités. [A.Bouvard LECOANET ; G.COLOMBET et F.ESTEULLE, [1992]]

Discontinuités (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage) 1 - Matériaux rocheux (R1 à R4)			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pose tube	procédés spéciaux		
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)			Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lo urds	Légers coulissons	Plaque en acier assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
quelconque N1 à N4	quelconque	S1			•	•	X		•	X	X	X	X	X	X	X
		S2			Gr	Gr	X		•	X	X	X	X	X	X	X
		S3	X		•	Gr	Gr	X	Bl	Bl		X	X	X	X	X
		S4 ou S5	X		•	X	X	X	Bl, Bo	Bl, Bo			X	X	X	X
N5			X	•	X	X	X	Bl, Bo	Bl, Bo	•		X	X	X	X	

- sols (R5 et R6) sans objet.

Note : (1) Pour la famille la plus dense.

(2) Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes.

d) Tableau portant sur le critère relatif aux discontinuités (b)

Tableau B.4: b - recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités. [A.Bouvard LECOANET ; G.COLOMBET et F.ESTEULLE, [1992]]

Discontinuités (cas de l'excavation mécanique) 1 - roche (R1 à R4)			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pose tube	procédés spéciaux		
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)			Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lo urds	Légers coulissons	Plaque en acier assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
N1			•			X					X	X	X	X	X	
N2	Or2 or Or3	S1 à S3				X					X	X	X	X	X	
N2 N3 ou N4		S1 S2			•	X					X	X	X	X	X	
		S3			•	Gr	Gr		•		X		X	X	X	
		S4			•	Gr, Bo	Gr, Bo	X		•		X		X	X	
N4		S5	X	•	Gr, Bo	Gr, Bo	X	Bl, Bo	Bl, Bo	•						
N5			X	•	X	X	X	X	Bl, Bo	Bl, Bo	•					

e) *Tableau portant sur le critère relatif à la climatologie et gonflement*

Tableau B.5: *Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de l'altérabilité. [A.Bouvard LECOANET ; G.COLOMBET et F.ESTEULLE, [1992]]*

ALTERABILITE	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
			Ancrage ponctuel	Ancrage répart	Barres foncées	Lourds	Légers coulissons	Plaque métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Terrain susceptible de délitage	X	•	G _u Bo	G _w Bo	Bl _w Bo	Bl _w Bo	Bl _w Bo	•	•					
Terrain susceptible de dissolution ⁽¹⁾	X	•	X	X	X	•	•	•	•					•
Terrain gonflant	X	• ⁽²⁾	X		Bo	Bo	Bl _w Bo	Bl _w Bo	•					
Autre terrain														

Note : (1) s'il existe un risque effectif (écoulement d'eau)

(2) le béton est recommandé uniquement s'il n'y a pas écoulement d'eau.

f) *Tableau portant sur le critère relatif à l'Hydrogéologie*

Tableau B.6: *Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de l'Hydrogéologie. [A.Bouvard LECOANET ; G.COLOMBET et F.ESTEULLE, [1992]]*

Hydrogéologie		Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		VOUSSOIR		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux			
					Ancrage ponctuel	Ancrage répart	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaque métal assem blées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation	
Sec																	
Roches R1 à R4	c l h a r g e	P é r i m è t r e	H1	K1 K2 ou K3		Dr	•	•	•	•				•			
			H2 or H3	K1 ou K2		Dr	•	•	•	•				•			
			H3	K3 ou K4		Dr	•	•	•	•	•				•		
Sol R5 et R6	c l h a r g e	P é r i m è t r e	H1	K1 ou K2	•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•	
			H2	K3	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
			H3	K4	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•

Note : (1) Ou bentonite (préférable avec très grande perméabilité).

g) Tableau portant sur le critère relatif aux couvertures de roche/sols

Tableau B.7: Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la couverture de roche/sols. [A.Bouvard LECOANET ; G.COLOMBET et F.ESTEULLE, [1992]]

Couverture Roche / sols		Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		VOUSSOIR		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
					Ancrage ponctuel	Ancrage répart	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaque métal assem blées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Roches R1 à R4	couverture < D	•			•	•	•	•	•				•	•	•	•
	CN1	•			•	•	•	•	•				•	•	•	•
	CN2	•			•	•	•	•	•				•	•	•	•
Sols R5 et R6	couverture < 1,5D	•			•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•
	σ modéré	•			•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•
	σ > 10 MPa	•			•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•

h) Tableau portant sur le critère relatif aux dimensions de la galerie

Tableau B.8: Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la dimension de la galerie. [Jean-Louis GIAFFERI et al, [29/04/2003]]

Dimension de la galerie	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
			Ancrage ponctuel	Ancrage re-parti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaque en acier assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
D < 2,50 m			X	X	X		•	•			•			
2,5 m < D < 10 m											(1)			
D > 10 m		Bo	•	•		X	Bo, P _o				X			

Note: (1) habituellement n'y va pas avec D plus grand que 4m.

i) Tableau portant sur le critère relatif à l'environnement

Tableau B.9: Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de l'environnement. [Jean-Louis GIAFFERI et al, [29/04/2003]]

Environnement	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
			Ancrage ponctuel	Ancrage re-parti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaque en acier assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
sensibilité à l'établissement (construction proche)	X		Bo, P _o	Bp	Bp	Bp	Act	X	En	Be	In			

LEGENDE	
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Gr ▪ Enf ▪ Blf ▪ Bcl ▪ Sf ▪ Bo ▪ Rev ▪ Ci ▪ Pm ▪ Bp ▪ Act ▪ Bcl ▪ Inj ▪ Bl ▪ DR ▪ BP ▪ BCL ▪ ENF ▪ INJ 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ avec grillage continu ▪ avec enfilage ▪ blindage de front ▪ avec bouclier ▪ avec soutènement du front ▪ avec boulonnage obligatoire ▪ avec mise en place rapprochée du revêtement définitif ▪ avec Cintres ▪ mechanical pre-splitting (for R2b to R5q ground) ▪ avec béton projeté ▪ active ribs (with jacks) (and if necessary expanding chocks) ▪ avec bouclier ▪ avec injection de bourrage ▪ avec blindage bois ou métallique ▪ drainage ▪ Bétons projeté ▪ Bouclier ▪ Enfilage ▪ Injection
<ul style="list-style-type: none"> ▪ <input type="checkbox"/> ▪ <input type="checkbox"/> ▪ <input checked="" type="checkbox"/> ▪ <input checked="" type="checkbox"/> 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Nettement favorable ▪ Plutôt favorable ▪ Plutôt défavorable ▪ Nettement défavorable

Remarque: il est important de signaler que le cas nettement défavorable annule les autres propositions