



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
تبسة

Université Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de: Génie civil

MÉMOIRE

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

En : **Génie civil**

Spécialité : **Géotechnique**

Par : BERRAHAL Hizia et BOUDJIL Sara

Sujet

ÉTUDE NUMÉRIQUE PARAMÉTRIQUE D'UN TUNNEL NATM SUBMERGÉ.

Présenté et soutenu publiquement, le 11 / 06 / 2024, devant le jury composé de :

Mr. BOUFARH Rafik	Maître de conférences classe A	Président
Mr.FARES Abdelhafidh	Maître assistant classe A	Examineur
Mr. HOUAM Abdelkader	Professeur d'enseignement supérieur	Rapporteur

Promotion : 2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de nos projet de fin d'étude et qui nous ont aidée lors de la rédaction de ce mémoire.

Nous voudrions dans un premier temps remercier, notre directeur de mémoire M. Houam, professeur en Génie Civil à l'université de Tébessa, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions.

Nous remercions nos très chers parents, qui ont toujours été là pour nous. Leur soutien inconditionnel et leurs encouragements ont été d'une grande aide nos amis, nos collègues, nos amis proches et à toute personne ayant aidées pour

finir ce travail



Sommaire

Résumé.....	1-2
Table des matières.....	3-9
Liste des tableaux.....	9-10
Liste des Figures.....	10-13
Liste des abréviations.....	14
Liste des symboles.....	14-15
Liste des références.....	16-17
Chapitre I : Introduction	18-20
Chapitre II : Technologie des tunnels.....	21-48
Chapitre III : Classification des tunnels.....	49-58
Chapitre IV : Méthodes de calcul	60-86
Chapitre V : Présentation de la méthode des éléments finis et du code Plaxis 2D.....	87-99
Chapitre VI : Modélisation numérique.....	100-114
Conclusion et recommandations.....	115-116

ملخص

غالبا ماتقود الحاجة المتزايدة للبنية التحتية إلى تحدي مشاكل الطبيعة وخلق معابر من خلال أصعب التضاريس. مع تطور العلوم أصبح شق الطرق سهلا باستخدام آلات وتقنيات متطورة لبناء الانفاق بطريقة فعالة وآمنة مما يسمح بتقليل التكاليف وزمن الانشاء. من بين التقنيات المتاحة الطريقة النمساوية الجديدة التي هي في الأصل طريقة رياضية لحل المسائل تنص على تقسيم المسألة إلى أجزاء صغيرة وحلها وتم تطبيقها في المجال المعماري فأصبح بناء الانفاق قائم على تقسيم النفق إلى عدة أجزاء، انجاز كل جزء على حدى ثم التوغل مرة اخرى للجزء التالي. الهدف من هذا العمل المساهمة في فهم سلوك المائدة الجوفية وتأثيرها على التربة وبالتالي تأثيرها على التحت ارض. من خلال النمذجة الرقمية والدراسة البارامترية بإستخدام البلاكسيس نتمكن من الحصول على استجابة الأرض والتشوهات الحاصلة على مستوى النفق.

Résumé

Le besoin croissant d'infrastructures remet souvent en question les problèmes de la nature et crée des passages à travers les terrains les plus difficiles. Avec le développement de la science, la construction de routes est devenue facile grâce à des machines et des techniques avancées pour construire des tunnels de manière efficace et sûre, ce qui permet de réduire les coûts et les délais de construction. Parmi les technologies disponibles se trouve la nouvelle méthode autrichienne, qui est à l'origine mathématique. méthode de résolution de problèmes qui stipule de diviser le problème en petites parties et de les résoudre, et elle a été appliquée sur le terrain. L'architecte a ensuite construit des tunnels en divisant le tunnel en plusieurs parties, en complétant chaque partie séparément puis en entrant à nouveau dans la suivante. L'objectif de ce travail est de contribuer à la compréhension du comportement de la nappe phréatique et de son effet sur le sol et donc de son effet sur le sous-sol. Par la modélisation numérique et l'étude paramétrique utilisant Plaxis permet d'obtenir la réponse du sol. et les distorsions se produisant au niveau du tunnel.

Abstract

The growing need for infrastructure often challenges natural problems and creates passages through the most difficult terrains. With the development of science, road construction has become easy with advanced machines and techniques to build tunnels efficiently and safely, thereby reducing construction costs and times. Among the available technologies is the new Austrian method, which is originally mathematical. problem-solving method that stipulates breaking the problem into small parts and solving them, and it has been applied in the field. The engineer then constructed tunnels by dividing the tunnel into parts, completing each part separately and then entering the next one again. The objective of this work is to contribute to the understanding of the behavior of the water table and its effect on the soil and therefore its effect on the subsoil. Through numerical modeling and parametric study using Plaxis makes it possible to obtain the response of the ground. and the movements occurring at the tunnel level.

Table des matières

Chapitre I : Introduction	18
Chapitre II : Technologie des tunnels	
II.1 Un aperçu historique des tunnels.....	21
II.2 Introduction.....	22
II.3 CLASSIFICATION DES MASSIFS ROCHEUX.....	23
II.3.1 Rock Quality Designation (RQD).....	23
II.3.2 Rock Mass Rating (RMR)	24
II.3.3 Q- system	26
II.3.4 Geological Strength Index (GSI).....	29
II.3.5 Indice de pondération	30
II.4 CLASSIFICATION DES SOLS	31
II.4.1 A.A.S.H.T.O classification	32
II.5 Méthodes de creusement d'un tunnel	33
II.5.1 Excavation à l'explosif.....	34
II.5.2 Excavation par attaque ponctuelle	36
II.5.3 Excavation par prédécoupage mécanique.....	38
II.5.4 Excavation au tunnelier	38
II.6 Techniques de présoutènement et de soutènement des tunnels	39
II.6.1 Présoutènement.....	39
II.6.1.1 La voûte parapluie.....	39
II.6.1.2 Prévoûte	39
II.6.1.3 Anneau renforcé.....	39

II.6.2 Techniques des soutènement.....	40
II.7 La nouvelle méthode autrichienne du creusement (NATM).....	40
II.7.1 Introduction.....	40
II.7.2 SÉQUENCE GÉNÉRALE POUR LA CONSTRUCTION	40
II.7.2.1 Marquage des trous de forage.....	40
II.7.2.2 Perçage de trous.....	41
II.7.2.3 Charger avec des explosifs.....	41
II.7.2.4 Chargement et dynamitage.....	41
II.7.2.5 Détartrage et Déblayage.....	41
II.7.2.6 Installation du support principal.....	41
II.7.2.7 Disposition pour éviter la pénétration de l'eau.....	41
II.7.2.8 Support secondaire ou support structurel supplémentaire.....	42
II.7.2.9 Doublure finale.....	42
II.7.3 ADÉQUATION DU NATM.....	42
II.7.4 NATM POUR COUPES SPÉCIALES.....	43
II.8 Revêtement	45
II.8.1 Fonctions générales.....	45
II.8.2 Fonction mécanique.....	45
II.8.3 Les type de revêtement.....	46
II.8.3.1 Revêtement en béton coffré non armé.....	46
II.8.3.2 Revêtement en béton coffré armé.....	46
II.8.3.3 Revêtement en béton projeté.....	46
II.8.3.4 Revêtement en voussoirs préfabriqué.....	47

II.8.3.5 Revêtement en voûte actives.....	47
---	----

Chapitre III : Classification des tunnels

III.1 Introduction.....	49
III.2. Classification des tunnels.....	49
III.2.1 Classification des tunnels selon l'alignement	49
III.2.1.1 Tunnels en spirale	49
III.2.1.2 Tunnels hors embranchement.....	50
III.2.1.3 Tunnels de selle	50
III.2.1.4 Tunnels de pente	50
III.2.2 Classification du tunnel selon son objectif	51
III.2.2.1 Tunnels de transport.....	51
III.2.2.2 Tunnels de circulation	51
III.2.3 Classification des tunnels selon leur forme.....	51
III.2.3.1 Tunnels de forme circulaire.....	51
III.2.3.2 Tunnels en fer à cheval.....	52
III.2.3.3 Tunnels en forme de D.....	52
III.2.3.4 Tunnels elliptiques.....	53
III.2.3.5 Tunnels rectangulaires	53
III.2.3.6 Tunnels en forme d'œuf.....	53
III.2.4 Classification des tunnels selon le type de matériau	54
III.2.4.1 Tunnels en hard rock	54
III.2.4.2 Tunnels en sol meuble.....	54
III.2.4.3 Tunnels en tranchées ouvertes.....	55

III.2.4.4 Tunnels sous le lit de la rivière	55
III.2. 5 Classification des tunnels selon les aménagements de soutènement.....	55
III.2.5.1 Tunnels soutenus par des boulons d'encrage.....	55
III.2.5.2 Tunnels pris en charge par la section RSJ.....	55
III.2.5.3 Tunnel soutenu par du béton projeté.....	55
III.2.6 Classification des tunnels selon le mode de construction.....	55
III.2.6.1 Tunnels creusés.....	55
III.2.6.2 Tunnels forés.....	56
III.2.6.3 Tunnels par méthode NATM	56
III.2.7 Classification de tunnels selon leur usage	57
III.2.7.1 Tunnels routiers	57
III.2.7.2 Tunnels ferroviaires.....	57
III.2.7.3 Tunnels piétonniers	57
III.2.7.4 Tunnels de métro.....	58
Chapitre IV : Méthodes de calcul	
IV.1 Introduction	59
IV. 2 Les méthodes empiriques.....	60
IV.2.1 AFTES.....	60
IV.2.2 Barton.....	63
IV.2.3 Bieniawski.....	66
IV.2.4 Milieu continu équivalent de Hoek et Brown	67
IV.2.5 Terzaghi.....	68
IV.3 Les méthodes analytiques.....	70
IV.3.1 Elastiques.....	70

IV.3.1.1 Einstein –Shwartz	70
IV.3.1.2 Kirsch.....	72
IV.3.2 élasto-plastique.....	72
IV.3.2.1 Les méthodes du type convergence-confinement.....	72
IV.3.2.1.1 Bernaud-Rousset ou Nouvelle Méthode Implicite	72
IV.3.2.2 Analyse limite.....	73
IV.3.2.3 Calcul à la rupture.....	76
IV.4 Méthodes numériques.....	80
IV.4.1 Méthodes des différences finies	80

Chapitre V : Présentation de la méthode des éléments finis et du code Plaxis 2D

V.1 Introduction.....	87
V.2 Présentation de la méthode des éléments finis.....	87
V.2.1 Méthode directe pour les structures à éléments discrets.....	87
V.2.1.1 Élément fini barre (Treillis plan de barres).....	87
V.2.1.2 Élément ressort linéaire.....	88
V.2.1.3 Formulations en éléments finis.....	89
A. Matrice de rigidité élémentaire.....	89
B. Matrice de rigidité d'un ensemble d'éléments (Assemblage).....	90
C. Technique d'assemblage par superposition (addition).....	92
D. Procédure de résolution.....	93
V.3 Présentation de code Plaxis 2D.....	94
V.3.1 Modèles utilisés dans Plaxis.....	94

V.3.1.1 Mohr-Coulomb model (MC).....	94
V.3.1.2 Jointed Rock model (JR).....	96
V.3.1.3 Hardening Soil model (HS).....	97
V.3.1.4 Hardening Soil model with Small-strain stiffness (HSsmall).....	97
V.3.1.5 Soft Soil Creep model (SSC).....	97
V.3.1.6 Soft Soil model (SS).....	98
V.3.1.7 Modified Cam-Clay model (MCC).....	98

Chapitre VI : Modélisation numérique

VI.1 Introduction.....	100
VI.2 Etapes de modélisation d'un tunnel creusé par la NATM.....	101
VI.3 Points particuliers du modèle.....	111
VI.4 But de ce travail	112
Conclusion et recommandations	115

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau.II.1 Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux.....	23
Tableau. II.2 Classification du massif rocheux selon RMR, traduit de Bieniawski.....	25
Tableau.II.3 Valeur des différents paramètres de la classification Q-System.....	26
Tableau II.4 Evaluation de la cote Q et de la qualité du massif.....	28
Tableau II.5 Résistance à la compression.....	30
Tableau II.6 R.Q.D.....	30
Tableau II.7 Espacement des joints.....	30
Tableau II.8 Nature des joints.....	30

Tableau II.9 Venues d'eau.....	31
Tableau II.10 Orientation des joints.....	31
Tableau II.11 A.A.S.H.T.O Classification.....	33

Chapitre IV

Tableau IV.1 Excavation Support Ratio (ESR) pour divers types d'ouvrages souterrainsal...64	
Tableau IV.2 Types de soutènement.....	67
Tableau IV.3 Quelques classification de Terzaghi.....	69

ChapitreV

Tableau V.1 Etapes d'analyse par laméthode directe.....	94
---	----

Liste des figures

Chapitre II

Figure II.1 Excavation à l'explosif.....	34
Figure II.2 Boulonnage d'ancrage (5 cm) de béton projeté renforcé par un treillis	35
Figure II.3 Boulonnagesassociésàun treillis.....	35
Figure II .4 Boulonnage associé à une faible épaisseur.....	35
Figure II.5 Boulonnage associé à la mise en place.....	36
d'unbétonprojetéjusqu'à20cmd'épaisseur.	
Figure II.6 Cintres métalliques.....	36
Figure II.7 Excavation par attaque ponctuelle.....	37
Figure II.8 Plan de tir.....	37
Figure II.9 Prédécoupage mécanique.....	38
Figure II.10 T tunnelier.....	39
Figure II.11 Construction de deux tunnels parallèles.....	43

Figure II.12 Section transversale typique d'un tunnel réalisée par NATM.....	44
FigureII.13 Voussoi renforme de parallélogramme et de trapèze.....	47
Figure II.14 voussoir préfabriqué.....	47
Chapitre III	
Figure III.1 Tunnel en spirale.....	49
Figure III.2 Tunnel hors embranchement.....	50
Figure III.3 Tunnel de selle.....	50
Figure III.4 Tunnel de pente.....	50
Figure III.5 Tunnel de transport.....	51
Figure III.6 Tunnel de circulation.....	51
Figure III.7 Tunnel de forme circulaire.....	52
Figure III.8 Tunnel en fer à cheval.....	52
FigureIII.9 Tunnel en forme de D.....	52
Figure III.10 Tunnel elliptique.....	53
Figure III.11 Tunnel rectangulaire.....	53
Figure III.12 Tunnel en forme d'œuf.....	54
Figure III.13 Tunnel en roche dure.....	54
Figure III.14 Tunnel en sol meuble.....	54
Figure III.15 Tunnel en tranchée ouverte.....	55
Figure III.16 Tunnel sous le lit de la rivière.....	55
Figure III.17 Tunnel creusé	56
Figure III.18 Forage du tunnel avec voussoirs.....	56
Figure III.19 Tunnelage par méthode NATM.....	56
Figure III.20 Tunnel routier.....	57

Figure III.21 Tunnel ferroviaire.....	57
Figure III.22 Tunnel piétonnier.....	58
Figure III.23 Tunnel de métro.....	58

Chapitre IV

Figure IV.1 Types de soutènement selon la couverture.	62
Figure IV.2 Déplacement du terrain.....	69
Figure IV.3 Comparaison entre Terzaghi et d'autre méthodes.....	70
Figure IV.4 Courbe de convergence confinement	71
Figure IV.5 Les contraintes et déplacement selon Einstein-Schwartz.....	71
Figure IV.6 Schéma des contraintes agissantes.....	72
Figure IV.7 Solution de Mühlhaus.....	75
Figure IV.8 Diagramme de Mohr et ligne de rupture.....	77
Figure IV.9 Critère de défaillance Mohr-Coulomb.....	78
Figure IV.10 Interruptions de tension pour le critère de défaillance modifié.....	80
de Mohr-Coulomb	

Chapitre V

Figure V.1 (a) Structure à treillis représentant une ferme de toiture	88
(b) Modèle élément barre	
Figure V.2 Analogie barre- ressort.....	88
Figure V.3 Déformation d'un ressort élastique.....	88
Figure V.4 Relation charge –déplacement d'un ressort élastique.....	88
Figure V.5 Ressort équivalent d'une barre à deux rotules.....	89
Figure V.6 Convention de signes.....	89
Figure V.7 : Système à deux ressorts co-linéaires.....	90

Figure V.8 La surface d'élasticité de Mohr-Coulomb	95
dans l'espace de contraintes principal ($c = 0$).	
Figure V.9 Visualisation du concept derrière le modèle Jointed Rock.....	96
Chapitre VI	
Figure VI.1 Forme générale du tunnel.....	100
Figure VI.2 Paramètres générales.....	101
Figure VI.3 Caractéristiques physiques du sol.....	102
Figure VI.4 Caractéristiques mécaniques du sol.....	102
Figure VI.5 Conception du tunnel.....	103
Figure VI.6 Position du tunnel.....	103
Figure VI.7 Ensembles des matériaux du tunnel.....	104
Figure VI.8 Maillage généré.....	104
Figure VI.9 Niveau de la nappe phréatique.....	105
Figure VI.10 Activation de la pression interstitielle.....	105
Figure VI.11 Activation des contraintes effectives.....	106
Figure VI.12 Contraintes effectives.....	106
Figure VI.13 Phases de calcul Plaxis.....	107
Figure VI.14 Phase 1 : Avant le début des travaux.....	107
Figure VI.15 Phase 2 : Activation du soutènement.....	108
Figure VI.16 phase 3 : Vider le tunnel des débris.....	108
Figure VI.17 Calcul du Plaxis.....	109
Figure VI.18 Identification des points.....	109
Figure VI.19 Calculs plastiques.....	110

Figure VI.20 Finalisation d'identifications.....	110
Figure VI.21 Déplacements totaux.	111
Figure VI.22 Courbe de Déplacement du point B.....	111
Figure VI.23 Distribution des points.....	111
Figure VI.24 Déplacement horizontal du point A sous l'effet.....	112
d'une nappe phréatique de 30 m d'altitude par rapport à la base.	
Figure VI.25 Déplacement total du point A.....	113
Figure VI.26 Déplacement total du point B.....	113
Figure VI.27 Déplacement total du point C.....	114

Liste des abreviations

NATM : New Austrain Tunnel Method

SEM : Sequential Excavation Method

SCL : Sprayed Concrète Linqing

RQD : Rock Quality Desingnation

RMR : Rock Mass Rating

SRF (Stress Reduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif.

Système Q : Rock Mass Quality

GSI : Geological Strenght Index

L.C.P.C : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

U.S.C.S : Unified Soil Classification System

A.A.S.H.O : American Association State Highways Officials

G.T.R : Guide des terrassements routier

NATM : New Austrian Tunnelling Method

MEF : Method Elément Finis

ERL : Elément ressort linéaire

MC : Mohr-Coulomb

FEF : Formulations en éléments finis

MRE : Matrice de rigidité élémentaire

Liste des symboles

A1 : Résistance en compression uniaxiale de la roche intacte

A2 : Rock Quality Index (*RQD*).

A3 : Espacement des diaclases.

A4 : Condition des joints.

A5 : L'état d'infiltration d'eau souterraine.

A6 : Orientation des discontinuités

Jv : Densité apparente des roches

Jn : Nombre de familles principales de discontinuités.

Jr : Caractérise la rugosité des faces des joints.

Ja : Degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).

Jw : Spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.

SRF (Stress Reduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif.

λ : Coeff d'erosion

K_e : Matrice de rigidité élémentaire

F_e : Vecteur résultant de forces nodales

U_e : Vecteur de déplacements aux nœuds

K : Matrice de rigidité globale du système

E : Module de Young [kN/m^2]

H : la profondeur

γ_{sat} : le poids volumique du sol saturé

γ_{unsat} : le poids volumique du sol non saturé

r_s : la profondeur du centre de l'excavation

R : le rayon du tunnel

B_0 : largeur de l'excavation

L : hauteur de l'excavation

σ_v : la pression de soutènement

σ_T : la pression interne

σ_u : résistance à la compression non confinée

σ_s : la surcharge au niveau de la surface

ν : Coefficient de Poisson [-]

φ : Angle de frottement [°]

C : Cohésion [kN/m^2]

Ψ : angle de Dilatance [°]

$E_{\text{increment}}$: Augmentation de la rigidité [$\text{kN/m}^2 / \text{m}$]

$C_{\text{increment}}$: Augmentation de la cohésion [$\text{kN/m}^2 / \text{m}$]

Chapitre I

Introduction générale

Introduction

Les tunnels sont des ouvrages d'art utilisés pour faire passer les voitures ou les trains sous terre ou à travers les montagnes. Ils constituent un moyen efficace de réduire le trafic et de fournir des itinéraires rapides et sûrs pour circuler dans les villes surpeuplées. Les tunnels se caractérisent par leur conception complexe et la technologie utilisée dans leur construction, car de nombreuses considérations techniques, environnementales et géographiques sont prises en compte lors de leur conception et de leur construction. Les tunnels de montagne sont un type de tunnels qui traversent des montagnes ou sous un terrain montagneux. Ces tunnels sont d'étonnants chefs-d'œuvre d'ingénierie, creusés ou construits à travers les montagnes pour permettre le passage facile et sûr des véhicules ou des trains. La construction de tunnels de montagne nécessite des techniques avancées de forage, de dynamitage et de navigation dans la roche solide. L'un des exemples célèbres de tunnels de montagne est le Grand Tunnel Nordique en Suisse. Il existe plusieurs manières de creuser des tunnels, qui varient en fonction des conditions environnantes et du terrain.

La classification correcte du terrain (Roches et sol) nous permet de réussir. Grâce à ces classifications, les méthodes d'excavation et les méthodes de soutènement peuvent être déterminées, ainsi que les méthodes du calcul, grâce à de nombreux scientifiques, ils ont contribué au développement des tunnels ; la réussite de leur réalisation.

Les méthodes utilisées peuvent varier en fonction du projet et de la technologie disponible. À partir des années 1960, pour relever les défis du terrain, la nouvelle méthode autrichienne de creusement de tunnel NATM (*New Austrian Tunnelling Method*), également connue sous le nom de La méthode d'excavation séquentielle SEM (*Sequential Excavation Method*) ou la méthode de revêtement en béton a été inventée. SCL (*Sprayed Concrete Lining*), est une méthode de conception et de construction de tunnels modernes. Cette technique a gagné en intérêt dans les années 1960 grâce aux travaux de Ladislav Von Rabcewicz, Léopold Müller Rabets et Franz Bächer entre 1957 et 1965 en Autriche. Le nom NATM visait à le distinguer de l'ancienne approche autrichienne du tunnelage. La principale différence entre cette nouvelle méthode de creusement de tunnels, contrairement aux méthodes précédentes, vient des avantages économiques disponibles en utilisant la résistance géologique inhérente disponible dans la masse rocheuse environnante pour stabiliser le tunnel. On pense généralement que NATM/SEM a contribué à révolutionner le tunnelage moderne. Industrie. De nombreux tunnels modernes ont utilisé cette technique de forage.

Les ouvrages construits selon la méthode de creusement séquentiel (NATM) sont considérés comme très intéressants d'un point de vue économique et raisonnable dans des conditions karstiques. Cette

méthode a été adoptée dans le monde entier, notamment après l'achèvement réussi du tunnel du Saint-Gothard en Autriche et l'agrandissement du tunnel de l'Alberge dans les Alpes.

Principe de l'NATM :

Renforcez intentionnellement le sol autour du tunnel autant que possible.

Réaliser un renforcement du sol en permettant une déformation contrôlée du sol.

Le support de fondation initial est installé avec des caractéristiques charge-déformation adaptées aux conditions du sol, et l'installation est chronométrée en fonction des déformations du sol.

Installer des dispositifs pour surveiller les déformations dans le système de support principal, ainsi que pour constituer la base de la modification de la conception du support principal et de la séquence d'excavation.

Lorsque le NATM est considéré comme une méthode de construction, ses principales caractéristiques sont :

L'excavation et le soutènement du tunnel sont séquentiels, et la séquence d'excavation peut être modifiée pour répondre efficacement aux conditions rocheuses spécifiques rencontrées.

Fournir un renforcement primaire du sol par du béton extrudé en combinaison avec un renfort en tissu de fibres ou du fil soudé, des renforts en acier (généralement des poutres en treillis) et parfois un renforcement du sol (tel que des clous et des tissages de sol).

Le support permanent est généralement un revêtement en béton coulé posé sur une membrane d'étanchéité.

Il y a une fermeture rapide de l'onduleur, c'est-à-dire du bas du tunnel, pour créer une boucle structurelle qui tire parti de l'arc naturel de la roche ou du sol au sommet de la section du tunnel.

Le logiciel de géotechnique le plus utilisé pour l'analyse et la modélisation des problèmes géotechniques, tels que les fondations, les excavations, les tunnels, etc. Est le Plaxis. Il permet de simuler le comportement du sol et des structures dans des conditions réelles. Plaxis est largement utilisé dans l'industrie de la construction et de l'ingénierie pour évaluer la stabilité des structures souterraines, prédire les déformations et les contraintes du sol, et optimiser la conception des projets géotechniques. C'est un outil puissant qui permet aux ingénieurs de prendre des décisions éclairées en matière de conception et de construction.

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

Chapitre I : Introduction générale.

Chapitre II : Technologie des tunnels qui parle de :

- Classification des massifs rocheux et des sols.
- Méthode de creusement (à l'explosif, par attaque ponctuelle, au tunnelier, etc....).
- Types de soutènement.
- Nouvelle méthode autrichienne (NATM).
- Revêtement.

Chapitre III : Classification des tunnels.

Chapitre IV : Méthodes de calcul.

- Méthodes empiriques.
- Méthodes analytiques.
- Méthodes numériques.

Chapitre V : Présentation de la méthode des éléments finis et du code Plaxis 2D.

Chapitre VI : Modélisation numérique d'un tunnel.

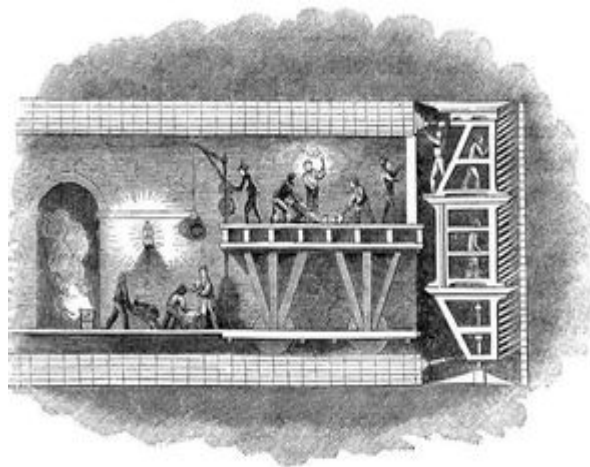
Conclusion et recommandation.

Chapitre II

Technologie des tunnels

II.1 Un aperçu historique des tunnels

Le terme « tunnel » est d'abord attesté sous la forme « tonnelle » en 1794 pour traduire [1] l'anglais tunnel, puis sous la forme « tunnel » en 1825 ou 1827. Le premier tunnel de l'histoire était le tunnel de Siloam dans la ville antique de Babylone en Irak. Les Babyloniens utilisaient la construction de tunnels pour différentes raisons. Dans l'Égypte antique, les tunnels étaient utilisés pour accéder aux tombes royales et aux temples cachés. À Babylone, ils utilisaient les tunnels pour l'irrigation et la redirection de l'eau vers les champs et les jardins. Les tunnels étaient souvent utilisés comme moyen d'attaquer des sites fortifiés. Il est ironique que les tunnels aient apparemment été utilisés comme arme pour la première fois dans la région du Moyen-Orient, comme le suggèrent les sculptures assyriennes remontant à 4000 ans. Les Romains utilisaient également fréquemment des tunnels lors de leurs conquêtes. L'Égypte antique, les tunnels étaient utilisés pour accéder aux tombes royales et aux temples cachés et l'exploitation minière. Le premier tunnel minier de l'histoire est censé avoir été construit dans la ville de la Vallée des Rois dans l'ancienne Égypte. Sa construction remonte à environ 2600 avant notre ère. Ce tunnel était utilisé pour l'extraction de l'or et des pierres précieuses des montagnes. Il était un exemple précoce de la technologie avancée de l'excavation minière. Les techniques de forage et d'excavation ont évolué aujourd'hui, et des machines et équipements modernes sont utilisés dans la construction des tunnels. Les tunnels sont utilisés partout dans le monde à des fins variées telles que les transports en commun, les trains, la distribution d'électricité, d'eau et d'assainissement. En 1825, l'ingénieur français Marc Isambert Brunel a inventé le bouclier de tunnel, qui a été utilisé pour construire le tunnel ferroviaire sous la Tamise à Londres. Ce tunnel, achevé en 1843, était le premier tunnel ferroviaire construit sous un fleuve navigable.



II.2 introduction

La classification des masses rocheuses est le processus consistant à placer une masse rocheuse en groupes ou classes selon des relations définies (Bieniawski, 1989) [2] et à lui attribuer une description (ou un numéro) unique sur la base de propriétés/caractéristiques similaires, de telle sorte que le comportement de la masse rocheuse peut être prédite. La masse rocheuse fait référence à un assemblage de matériaux rocheux séparés par des discontinuités rocheuses, principalement par des joints, des plans de litage, des intrusions de dykes et des failles, etc. Les plans de litage, les intrusions de dykes et les failles ne sont pas aussi courants que les joints et sont traités individuellement (Bieniawski, 1993) [3]. Les systèmes de classification des masses rocheuses permettent à l'utilisateur de suivre une ligne directrice et de placer l'objet dans une classe appropriée. La caractérisation et la classification des masses rocheuses constituent un moyen de communiquer correctement les caractéristiques estimées des masses rocheuses et ne doivent pas être considérées comme une alternative aux procédures de conception technique détaillées. Selon Bieniawski (1989), les systèmes de classification ne sont pas adaptés à une utilisation dans la conception élaborée et finale, en particulier pour les ouvertures souterraines complexes. Une telle utilisation de la classification nécessite un développement ultérieur de ces systèmes. Les systèmes de classification des masses rocheuses ont été conçus pour servir d'aide à la conception technique et n'étaient pas destinés à remplacer les observations sur le terrain, les considérations analytiques, les mesures et le jugement technique (Bieniawski, 1993).

Les classifications des massifs rocheux fracturés continuent à évoluer depuis plus d'un siècle. Leur utilisation a un intérêt considérable lors de l'étude de faisabilité et de dimensionnement préliminaire d'un projet, surtout quand les informations mécaniques hydrologiques et l'état de contrainte in-situ du massif rocheux ne sont pas disponibles. Les systèmes de classification prennent en considération plusieurs facteurs affectant la stabilité des massifs rocheux. Ces facteurs sont reliés notamment à la résistance de la matrice rocheuse, la présence de l'eau et la description des discontinuités (nombre de familles, espacement, rugosité, altération des épontes, matériau de remplissage). Nous nous intéressons, dans ce qui suit, aux systèmes de classifications quantitatives, nommés également classifications géomécaniques.

Les buts principaux de ces classifications se résument comme suit :

- Estimer indirectement les propriétés mécaniques à grande échelle d'un massif fracturé, en particulier son module de déformation, sa résistance à la compression simple, sa cohésion et son angle de frottement interne.

- Estimer le temps durant lequel le massif rocheux peut tenir sans soutènement (stand up time). C'est un indice très essentiel dans la détermination de la portée d'excavation. Il existe plusieurs systèmes couramment utilisés pour caractériser les masses rocheuses, tels que le "Rock Quality Designation" (*RQD*), le "Rock Mass Rating" (*RMR*), le "Rock Mass Quality" (système *Q*) et le *GSI*. Chacun de ces systèmes a sa propre philosophie et permet de caractériser différents paramètres liés au comportement mécanique des masses rocheuses. Il est important de bien comprendre les nuances de chaque système afin de les utiliser de manière appropriée pour l'étude d'une masse rocheuse spécifique.

II.3 CLASSIFICATION DES MASSIFS ROCHEUX

II.3.1 Rock Quality Designation (*RQD*)

Deere (1964) [4] propose un paramètre évaluant la qualité du roc de la masse rocheuse selon un index intitulé *RQD* (Rock Quality Designation). Obtenu à partir de carotte de forage géologique, cet indice représente l'évaluation du pourcentage des carottes récupérées sur une longueur de course précise. Basée sur un procédé qualitatif, seule la somme des longueurs de morceaux de plus de 10 cm est conservée et cette somme est divisée par la longueur de course de la carotte de forage. Ce paramètre est défini comme suit :

$$RQD (\%) = \frac{\sum \text{longueurs de pièces} \geq 100 \text{ mm}}{\text{longueur totale de la course} * 100} \quad (\text{II.1})$$

Deere et al. (1967) affirment que le *RQD* s'avère utile pour déterminer le facteur de réduction du module de déformation de la roche intacte à la masse rocheuse.

La relation entre la valeur du *RQD* et la qualité du massif peut être établie selon la proposition de Deere (1968) et elle est présentée au Tableau II.1 ci-dessous :

Tableau. II.1 Corrélation entre l'indice *RQD* et la qualité du massif rocheux.

<i>RQD</i>	Qualité du massif
< 25	Très pauvre
25 - 50	Pauvre

50 - 75	Moyen
75 - 90	Bon
99 - 100	Excellent

Il existe en effet des méthodes alternatives pour estimer l'indice RQD sans avoir à utiliser des carottes de forage géologique. Priest et Hudson (1976) ont établi une relation entre l'espacement des joints mesuré à partir de la surface exposée du massif rocheux et l'indice RQD . Cela permet d'estimer l'indice RQD de manière plus pratique et économique

$$RQD = 100e^{-0.1\kappa} (0.1\kappa + 1) \quad (II.2)$$

Lorsqu'aucun forage géologique n'est disponible, la corrélation proposée par Palmström (1982) peut être très utile pour déterminer indirectement l'indice RQD . Elle se base sur le nombre de joints ou discontinuités par unité de volume pour calculer la somme volumétrique des joints (J_v) qui caractérise la surface du massif rocheux. Cela offre une alternative pratique pour estimer l'indice RQD dans les cas où les carottes de forage ne sont pas disponibles.

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \quad (II.3)$$

Pour $J_v < 4.5$ le $RQD = 100$

Le système de classification RQD est basé sur des forages géologiques standard, ce qui le rend simple, rapide et peu coûteux à utiliser. L'indice RQD est principalement utilisé pour évaluer la qualité de la partie intacte du massif rocheux. Il est important de noter que l'indice RQD ne peut pas évaluer les zones de détérioration élevée, les comportements ductiles, les zones de cisaillement ou les massifs fracturés. Il se concentre uniquement sur la partie intacte du massif.

II.3.2 Rock Mass Rating (RMR)

La classification RMR développée par Bieniawski en 1973 est basée sur l'étude de nombreux tunnels creusés dans des roches sédimentaires à profondeur modérée. Pour l'utiliser, il faut diviser le site en régions homogènes du point de vue des structures géologiques, puis classer chaque région séparément. Le RMR est calculé en ajoutant cinq notes de caractérisation (d'A1 à A5) et une note d'ajustement. C'est une méthode très détaillée pour évaluer la qualité du massif rocheux dans les tunnels.

La somme de ces notes attribue une valeur entre 0 et 100 au massif. Plus de 70% de cette valeur est basée sur la fracturation, tandis que 15% sont attribués aux propriétés de la matrice rocheuse et 15% à la présence d'eau.

La signification des indices du *RMR* sont définis comme suit :

- A1 (Strength of intact rock material) : la résistance à la compression simple de la matrice rocheuse est obtenue, soit par procédure d'écrasement d'un échantillon, soit par procédure de chargement ponctuel (note : de 0 à 15).

Les notes A2, A3, A4, A5 et B sont utilisées pour caractériser le *RMR* de base. Ensuite, on ajoute l'effet du facteur correctif pour les travaux souterrains. Le *RMR₈₉* est ainsi défini. C'est fascinant de voir comment ces indices contribuent à évaluer la stabilité des ouvrages souterrains.

$$RMR_{89} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B \quad (II.4)$$

La classification *RMR* ne prend pas en compte certains paramètres tels que l'état de contrainte in-situ, la rugosité des fractures et l'angle de frottement du matériau de remplissage. De plus, elle ne traite pas les roches gonflantes. Cette classification est limitée aux massifs où la matrice rocheuse a une bonne résistance et où le comportement est principalement influencé par les discontinuités. La version 1976 du système de classification (*RMR₇₆*) se base sur la simplicité de détermination des paramètres et de leurs pondérations.

- A1 : Résistance en compression uniaxiale de la roche intacte
- A2 : Rock Quality Index (*RQD*).
- A3 : Espacement des diaclases.
- A4 : Condition des joints.
- A5 : L'état d'infiltration d'eau souterraine.
- A6 : Orientation des discontinuités.

$$RMR_{76} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6 \quad (II.5)$$

Tableau. II.2 Classification du massif rocheux selon RMR, traduit de Bieniawski.

Classe du massif	RMR	Qualification
I	81 - 100	Excellence
II	61 - 80	Bonne
III	41 - 60	Moyenne
IV	21 - 40	Faible

V	< 20	Très faible
---	------	-------------

II.3.3 Q- system

Barton et ses collègues ont introduit le système Q en 1974. Il s'agit d'un indice qui évalue la qualité de la masse rocheuse pour l'excavation de tunnels. Ce système, également connu sous le nom de Rock Mass Quality ou Tunnelling Quality Index (Q -system), met l'accent sur six caractéristiques clés du massif rocheux.

Indice *RQD* (Deere, 1964) :

- Nombre de familles de joints (J_n) ;
- Indice de rugosité des joints (J_r), celle du plus faible plan de fissuration ;
- Indice de l'altération des joints (J_r), caractéristiques de ce dont les fissures sont remplies ;
- Facteur de réduction pour la présence d'eau (J_w) ;
- Facteur de réduction pour les contraintes in situ (*SRF*)

Tableau. II.3 Valeurs des différents paramètres de la classification Q-System.

Nombre de famille de diaclases	J_n
Massif, peu ou pas de diaclases	0.5 - 1
Une famille de diaclases	2
Une famille et diaclases aléatoires	3
Deux familles de diaclases	4
Deux famille et diaclases aléatoires	6
Trois familles de diaclases	9
Trois familles et diaclases aléatoires	12
Quatre familles et plus, diaclases aléatoires très nombreuses	15
Roche concassée, semblable à un So	20
Rugosité des diaclases	J_r
Parois en contact	
Diaclasses discontinues	4
Rugueuses, irrégulières, ondulées	3
Lisses, ondulées	2
Très lisses, ondulées	1.5
	1. Ajoutez 1.0 si l'espacement

	moyen de la famille dominante > 3m	
Rugueuses ou irrégulières, planaires	1.5	
Lisses, planaires	1	
Très lisses, planaires	0.5	
parois séparées lorsque cisaille	J_r	
Zone avec remplissage de minéraux argileux assez épais pour empêcher le contact des parois.	1	
Zone sableuse, de gravier ou concassé assez épaisse pour empêcher le contact des parois.	1	
Altération des diaclases		J_r
Parois en contact		
Dure, élastiques, remplissage imperméable	0.75	
Non altérées, salissage de surface seulement	1	
Légèrement altérées, minéraux non déformables, particules sableuses etc.	2	
Remplissage silteux, sableux, avec une faible fraction d'argile	3	
Matériaux déformables, i.e kaolinite, mica etc. épaisseur < 1-2 mm	Epaisseur < 4	
Infiltration d'eau		J_w pression d'eau
Sec ou infiltration mineure	1	< 01
Infiltration moyenne, lessivage occasionnel	0.66	1 - 2.5
Infiltration importante, roc compétant sans remplissage	0.5	2.5 - 10
Infiltration importante	0.33	2.5 - 10
Infiltration exceptionnelle importante après sautage, réduction dans le temps	0.2 - 0.1	> 10
Infiltration exceptionnellement importante	0.1 - 0.05	> 10

Le calcul de la cote Q se fait comme suit et varie sur une échelle logarithmique de 0,001 à 1000 :

$$Q = \left[\frac{RQD}{J_n} \right] \cdot \left[\frac{J_r}{J_a} \right] \cdot \left[\frac{J_w}{SRF} \right] \quad (II.6)$$

Les trois quotients de la formule représentent des caractéristiques particulières du massif rocheux, l'interprétation est la suivante :

RQD/J_n représente la structure globale du massif, ce qui constitue une mesure approximative de la taille des blocs rocheux (éléments dissemblables).

J_r/J_a représente la résistance au cisaillement des discontinuités (les plus défavorables ou argileuses) séparant les blocs rocheux.

J_w/SRF consiste le paramètre de réduction due à la présence d'eau J_w qui a un effet néfaste sur la résistance au cisaillement et indirectement quant à l'évaluation de l'état général des contraintes SRF .

La cote Q permet d'évaluer qualitativement la masse rocheuse selon neuf catégories de qualité pour la construction de tunnels.

Le Tableau II.4 présente cette qualification :

Tableau II.4 Evaluation de la cote Q et de la qualité du massif.

Indice Q	Qualité du massif rocheux
0001 - 001	Exceptionnellement pauvre
001 - 01	Extrêmement pauvre
01 - 1	Très pauvre
1 - 4	Pauvre
4 - 10	Moyenne
10 - 40	Bonne
40 - 100	Très bonne
100 - 400	Extrêmement
400	Exceptionnellement

Bieniawski [1976] a été le premier à proposer des corrélations empiriques entre le RMR et le Q-system :

$$RMR = 9 \log Q + 44 \quad (II.7)$$

Le *RMR* et le *Q*-system ne prennent pas en considération les mêmes paramètres et donc, elles ne sont pas équivalentes.

II.3.4 Geological Strength Index (*GSI*)

Introduit par Hoek et al. [1995] puis amélioré par Hoek et Brown [1997], le Geological Strength Index ne présente pas une classification géomécanique en tant que telle. Cependant, il constitue un lien entre le *RMR* (*Q*-system) et la détermination des paramètres de déformabilité et de résistance des massifs rocheux. Afin d'estimer le *GSI*, il est nécessaire de calculer le *RMR* de base et le *Q* qui sont des valeurs modifiées de *RMR* et de *Q*.

Le *RMR* de base est calculé en retenant une valeur 15 pour le coefficient relatif à l'eau (*A5*) et une valeur nulle pour le coefficient de correction relatif à l'orientation des discontinuités (*B*)

$$RMR_{base} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 \quad (II.8)$$

De même, *Q'* se calcule en ne tenant pas compte de l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes (J_w / SRF).

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \quad (II.9)$$

Ayant calculé *RMR'* et *Q'* le *GSI* se détermine comme suit :

$$GSI = RMR'_{89} - 5 \quad \text{si } RMR'_{89} > 23 \quad (II.10)$$

$$GSI = 9 (\log Q' + 44) \quad \text{si } RMR'_{89} \leq 23 \quad (II.11)$$

L'estimation du *GSI* s'appuie sur une observation directe de la structure du massif rocheux à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. Cet indice varie entre 5 et 85. Par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité.

II.3.5 Indice de pondération

Tableau II.5 Résistance à la compression.

Résistance à la compression (MPa)	Indice Franklin (MPa)	Note
< 1	non utilisable	0
1 - 5		1
5 - 25		2
25 - 50	1 - 2	4
50 - 100	2 - 4	7

100 - 250	4 - 10	12
> 250	> 10	15

Tableau II.6 RQD.

RQD (%)	Note
< 25	3
25 - 50	8
50 - 75	13
75 - 90	17
90 - 100	20

Tableau II.7 Espacement des joints.

Espacement des joints	Note
< 60 mm	5
60 - 200 mm	10
0.2 - 0.6 m	8
0.6 - 2 m	15
> 2m	20

Tableau II.8 Nature des joints.

Nature des joints	Note
Remplissage mou > 5 mm Joints ouverts > 5 mm Joints continus	0
Surfaces lustrées ou remplissage < 5 mm ou Joint ouvert 1 à 5 mm Joints continus	10
Surfaces légèrement rugueuses, Epaisseur < 1 mm Epointes altérées	20

Surfaces légèrement rugueuses, Epaisseur < 1 mm Epontes non altérées	25
Surfaces très rugueuses non continues, Epontes en contact Epontes non altérées	30

Tableau II.9 Venues d'eau.

Débit sur 10 m (l/min)	Pression d'eau/ Contrainte principale	Hydrogéologie	Note
> 125	> 0,5	problèmes sérieux de venues d'eau	0
25 - 125	0,2 - 0,5	pression d'eau modérée	4
10 - 25	0,1 - 0,2	Saturé	7
< 10	< 0,1	Humide	10
aucune venue d'eau	0	complètement sec	15

Tableau II.10 Orientation des joints.

Pendage 0° - 20°		-5	
Direction parallèle à l'axe du tunnel	Pendage 20° - 45°	-5	
	Pendage 45° - 90°	-10	
Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel	Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage	Pendage 20° - 45°	-12
		Pendage 45° - 90°	-5
	Creusement du tunnel	Pendage 20° - 45°	-2

	dans le sens du pendage	Pendage 45° - 90°	0
--	----------------------------	----------------------	---

II.4 CLASSIFICATION DES SOLS

Grâce aux informations, nous pouvons repérer les sols et ainsi avoir une idée de leur comportement. Différents systèmes de classification des sols existent comme :

- Classification U.S.C.S (Unified Soil Classification System) établie par Casagrande ;
- Classification L.C.P.C (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) identique à la classification U.S.C.S ;
- Classification A.A.S.H.O (American Association State Highways Officials) ;
- Classification G.T.R (Guide des terrassements routier).

On choisit une pour l'expliquer :

II.4.1 A.A.S.H.T.O classification

Le système de classification des sols AASHTO[5] a été développé par l'American Association of State Highway and Transportation Officials et est utilisé comme guide pour la classification des sols et des mélanges sol-granulats à des fins de construction d'autoroutes.

Le système de classification des sols de l'AASHTO a classé les sols en fonction de leur performance sous-classe. Pour classer le sol, des tests de laboratoire, y compris l'analyse de siège, analyse d'hydromètre, et les limites Atterberg qui sont utilisés pour déterminer le groupe du sol. Dans le système AASHTO, le sol est classé en sept groupes principaux : A-1 à A-7

Tableau II.11 Classifications A.A.S.H.T.O.

Classification Générale	matières granulaires							Matières d'argile limoneux			
Classification	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Des groupes	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-5	A-6	A-7				A-7-5 A-7-6

analyse granulométrique : pourcentage de passage : No 10 No 40, No 200	50 max 30 max 15 max	50 max 25 max	51 min 10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 max	36 max	36 max	36 max	
Passage de la fraction No 40 : Limite de liquidité Indice de plasticité	6 max		N P	40 min 10 max	41 min 10 max	40 min 11 max	41 min 11 max	40 min 10 max	41 min 10 max	40 min 11 max	41 min 11 max	
types habituels de constituants significatifs	fragments de pierre gravier et sable		sable fin	Sol gravieux argileux ou limoneux			Sol argileux		Sol limoneux			
notation générale en tant que sous-classement	excellente à bien							Faible à pauvre				

II.5 Méthodes de creusement des tunnels

Quatre principales méthodes d'exécution[6] des tunnels peuvent être utilisées.

- Tunnel dans le rocher :
 - méthode traditionnelle à l'explosif ;
 - méthode par attaque ponctuelle.
- Tunnel en terrain difficile :
 - méthode par prédécoupage mécanique ;
 - méthode de creusement au tunnelier.

Les progrès de ces dernières années dans les techniques de creusement, de soutènement et de revêtement permettent maintenant de réaliser des ouvrages dans tous les types de terrain.

- **Cycle de production**

La construction d'un tunnel suit un cycle de production qui consiste en une succession d'étapes répétées jusqu'à ce que le tunnel soit terminé. Ces étapes comprennent le forage, le dynamitage, l'évacuation des déblais, le soutènement des parois et bien d'autres. Chaque étape est cruciale pour assurer la progression du tunnel de manière sécurisée et efficace. C'est un processus complexe qui demande une planification minutieuse et une coordination précise des différentes équipes

II.5.1 Excavation à l'explosif

La technique d'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore dans tous la situation elle est la plus économique, elle fut longtemps utilisée avec la poudre noire (salpêtre +charbon+soufre).Aujourd'hui on utilise des produits plus performants tels les dynamites ou les émulsions mais plus dangereux. En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation > 4000m/s



Figure II.1 excavation à l'explosif

Pour l'abattage à l'explosif, il faut perforer des trous de mine avec des marteaux perforateurs assistés par ordinateur, puis adapter le plan de tir en fonction des caractéristiques du terrain. Ensuite, la voûte est renforcée par un soutènement.

Le choix du soutènement provisoire est fonction de l'état des parois, suite aux dégradations provoquées par les tirs d'explosifs et aux déformations liées aux phénomènes de décompression du terrain.

Divers types de soutènement provisoires

- boulonnage d'ancrage ;
- boulonnage associé à un treillis métallique ;
- boulonnage associé à une faible épaisseur (5 cm) de béton projeté renforcé par un treillis ;
- boulonnage associé à la mise en place d'un béton projeté jusqu'à 20 cm d'épaisseur ;
- mise en place de cintres métalliques.



Figure II.2 Boulonnage d'ancrage (5 cm) de béton projeté renforcé par un treillis.



Figure II.3 Boulonnages associés à un treillis.



Figure II.4 Boulonnage associé à une faible épaisseur.



Figure II.5 Boulonnage associé à la mise en place d'un béton projeté jusqu'à 20 cm d'épaisseur.



Figure II.6 Cintres métalliques.

II.5.2 Excavation par attaque ponctuelle

Si la roche est friable, l'excavation est exécutée par une machine qui attaque ponctuellement et progressivement le sol.

Ces machines à attaque ponctuelle, qu'elles soient automotrices sur pneus ou sur chenilles, sont vraiment impressionnantes; Elles sont équipées de bras orientables, avec un appareil d'attaque à l'extrémité (godet excavateur, brise-roche, tête de havage à axe longitudinal ou transversal).



Figure II.7 Excavation par attaque ponctuelle.

Les déblais sont évacués vers l'arrière.

La paroi est équipée à l'avancement d'un soutènement provisoire.

Cette technique est adaptée à tous les profils d'excavation

- **Plan de tir**

Est une étape essentielle du cycle de creusement d'un tunnel. Il s'agit d'un schéma détaillé de la voûte du tunnel sur lequel sont indiquées toutes les informations nécessaires pour effectuer le tir de manière sécurisée et efficace. On y trouve des informations comme l'emplacement des charges explosives, leur puissance, les détonateurs utilisés l'ordre d'explosion des charges et les temps d'écart

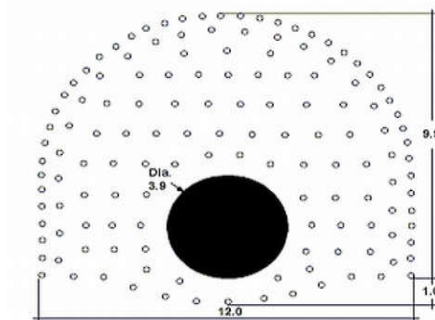


Figure II.8 Plan de tir.

Entre les détonations. Cela permet de visualiser la séquence de tir des charges et de l'adapter au terrain spécifique du chantier. Différents plans de tir peuvent être utilisés en fonction des types de roches rencontrés tout au long du parcours du tunnel.

C'est une étape cruciale pour assurer la sécurité et la réussite du creusement du

II.5.3 Excavation par prédécoupage mécanique

Cette méthode consiste à réaliser des saignées le long du profil théorique de la voûte à réaliser. On utilise une haveuse, qui est une machine de prédécoupage équipée d'une scie spéciale.

Donc, la saignée est remplie de béton à prise rapide par projection, et cela permet de créer une prévoûte en béton qui assure le soutènement de la cavité. Ensuite, on peut procéder par terrassement en pleine section.

Elle permet d'assurer pendant les travaux, la sécurité des ouvriers

Chaque prévoûte à une forme légèrement tronconique pour permettre la réalisation de la prévoûte suivante (recouvrement entre voûtes successives 0,50 m à 2 m)



Figure II.9 Prédécoupage mécanique.

II.5.4 Excavation au tunnelier

Les tunneliers ont joué un rôle crucial dans l'élargissement du domaine de réalisation des tunnels, même dans des conditions géologiques difficiles. Ils ont amélioré la productivité et la sécurité des chantiers

On distingue trois types de tunneliers, qui sont choisis en fonction de la nature du terrain à creuser :

- Tunneliers avec machine d'attaque ponctuelle ou d'attaque globale (tunneliers à appui radial, aléueur).
- Tunnelier à boucliers classiques (à front ouvert boucliers mécanisés à appui radial, à appui longitudinal, à appui mixte) qui assurent simultanément les fonctions d'excavation et de soutènement latéral du terrain.
- Tunneliers à confinement (ou à front pressurisé). Ces machines assurent simultanément

- un soutènement latéral et frontal du terrain (terrain meuble et aquifère). Elles sont utilisées dans les terrains alluvionnaires en présence d'eau.



Figure II.10 Tunnelier.

II.6 Techniques de présoutènement et de soutènement des tunnels

II.6.1 Présoutènement

Est un soutènement généralement[7] provisoire mis en place à la périphérie de la section à excaver en avant du front de taille. On distingue trois types de présoutènement :

II.6.1.1 Voûte parapluie

Cette voûte est constituée de tubes métalliques disposés en couronne, suivant le contour de la section à excaver. Ces tubes prennent appui sur des cintres pour assurer la stabilité de la structure.

II.6.1.2 Prévoûte

Cette méthode consiste à réaliser des saignées le long du profil théorique de la voûte à réaliser. On utilise une haveuse, qui est une machine de prédécoupage équipée d'une scie spéciale

II.6.1.3 Anneau renforcé

La technique consiste à renforcer un anneau de terrain en avant de l'excavation par des boulons injectés de coulis de ciment.

II.6.2 Techniques de soutènement

La technique utilisée selon la nature du terrain et les dimensions de l'ouvrage, la réalisation d'un soutènement de l'excavation.

Ce soutènement joue un rôle crucial dans la sécurité des ouvriers et la stabilité de l'excavation. Il permet de limiter les déformations du terrain, de stabiliser les parois pendant les travaux et de renforcer la stabilité finale de l'excavation.

Le revêtement de l'ouvrage est mis en œuvre ultérieurement.

Les techniques de soutènement les plus couramment utilisées sont

- **Soutènements métalliques** : cintres métalliques, blindage, boulons ;
- **Soutènements en béton** : béton projeté, prévoûte en béton ;
- **Soutènements mixtes** : cintres réticulés associés à du béton projeté. Le cintre permet de suppléer la faiblesse de résistance du béton aux jeunes âges.

II.7 La nouvelle méthode autrichienne du creusement (NATM)

II.7.1 Introduction

NATM n'est pas une méthode de construction de tunnels, c'est une stratégie pour le bon déroulement de toute la construction.

Activités avec la sécurité et l'économie comme principes principaux. La flexibilité dans l'exploitation et les travaux de construction est le principal avantage de la technique NATM.

Il peut être utilisé dans des conditions de roches dures^[8], de roches tendres et pour des sols mixtes.

Avant de commencer l'activité de construction, il est de la plus haute importance de connaître la géologie et la géotechnique du terrain. Pour avoir une bonne idée des conditions du sol, des forages sont effectués aux endroits requis.

II.7.2 SÉQUENCE GÉNÉRALE POUR LA CONSTRUCTION

II.7.2.1 Marquage des trous de forage

Dans ce processus [9] les forets sont marqués sur la face du tunnel en fonction du modèle de dynamitage. Qu'il s'agisse d'une coupe en coin ou d'une brûlure coupée.

II.7.2.2 Perçage de trous

Dans ce processus, les trous sont forés à l'aide d'excavatrices manuelles si la face est constituée de sol/roche mou ou avec des machines boomer si le visage est en hard rock.

II.7.2.3 Charger avec des explosifs

Dans ce processus, des explosifs sont insérés dans les trous percés et connectés à des détonateurs. Enfin tout les détonateurs sont connectés à une connexion principale.

II.7.2.4 Chargement et dynamitage

Dans ce processus, la connexion principale où tous les détonateurs sont connectés est explosée, ce qui consécutivement permet l'explosion de chaque explosif placé dans chaque trou foré à un intervalle déterminé (généralement à 1 milliseconde intervalle).

II.7.2.5 Détartrage et Déblayage

Ce processus commence après l'élimination complète de la poussière et des gaz nocifs produits lors du dynamitage. Dans ce processus les coupures lâches qui restent intactes sur le visage sont supprimées.

II.7.2.6 Installation du support principal

C'est l'une des parties les plus importantes et les plus délicates car le temps de repos au sol joue un rôle essentiel.

Le temps de repos n'est rien d'autre qu'une durée pendant laquelle le sol non soutenu, qui reste stable par lui-même après le dynamitage ou fouille manuelle. Dans les mesures de soutènement primaires, du béton projeté ou des boulons d'ancrage sont utilisés. L'épaisseur et la qualité du béton projeté et la longueur, le type et le diamètre du boulon d'ancrage dépendent de sa conception.

La construction du tunnel peut être subdivisée en parties, telles que le cap, le banc et le radier.

II.7.2.7 Disposition pour éviter la pénétration de l'eau

L'infiltration d'eau à l'intérieur du tunnel constitue la principale préoccupation car elle peut entraîner la rupture de la structure.

Pour éviter cette situation, une membrane d'étanchéité sous forme de bande Dimplex ou Nyllex est fournie après l'installation du système de soutien primaire.

II.7.2.8 Support secondaire ou support structurel supplémentaire

Si les strates exigent plus de support et de stabilité structurelle, des supports sous forme de poutres en treillis, de nervures en acier, deuxièmement une couche de béton projeté, etc. peut être fournie.

II.7.2.9 Doublure finale

Dans ce processus, des poutres de kicker composées de sections préfabriquées ou coulées sur place sont installées, suivies d'un revêtement de kicker partout la périphérie de la section du tunnel.

II.7.3 ADÉQUATION DU NATM

Pour la construction d'un tunnel, le choix [10] de la technique de construction appropriée est l'aspect le plus important.

L'analyse pour savoir s'il faut opter pour NATM ou TBM est vitale.

Voici quelques situations dans lesquelles NATM convient :

- Pour les projets avec des conditions de sol très variables, la méthodologie pouvant être modifiée en fonction de l'évolution de la géologie.
- Comme il s'agit d'une technologie flexible, elle peut être utilisée pour différentes géométries de tunnels. En changeant le dynamitage

Les modèles de géométrie requis pour les sections de tunnel peuvent être obtenus.

- Lorsqu'il existe un risque élevé d'infiltration d'eau, des mesures de précaution peuvent être prises comme une toiture en tuyaux, un avant-poste, etc.

L'installation de membranes d'étanchéité à l'eau peut également être utilisée partout où cela est nécessaire.

- Parfois, l'installation du tunnelier est difficile en raison de la congestion et de l'espace insuffisant sur le site. Dans ces cas, NATM est préféré car la zone de construction requise est inférieure à celle du TBM.
- Le NATM est principalement bénéfique pour les tunnels de petite longueur car la quantité d'explosifs et de détonateurs est inférieure à celle des tunnels.

Que dans des tunnels plus longs. Des problèmes environnementaux et écologiques peuvent survenir en raison de l'utilisation abondante d'explosifs.

II.7.4 NATM POUR COUPES SPÉCIALES

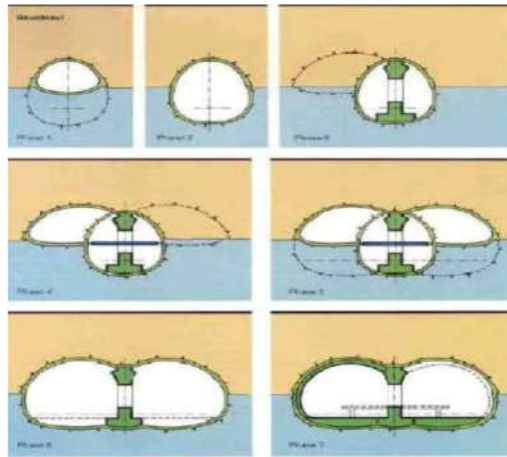


Figure II.11 Construction de deux tunnels parallèles[10].

C'est l'exemple classique, qui suggère à quel point NATM est très bénéfique pour différents types de formes comme la méthodologie est flexible et peut être modifiée en fonction de la demande. Sur cette figure construction de deux tunnels parallèles les tubes sont affichés. Dans la 1ère phase de construction, seule la partie de tête est construite, suivie de ses bancs et inversement dans la 2ème phase. Par la suite, la colonne est construite entre la partie excavée pour prendre et répartir la charge des deux parties de cap adjacentes comme indiqué dans le 4ème et 5ème phases. Après cela, les bancs et les inverseurs sont construits dans la 6ème phase. En 1ère et 2ème phase, les éléments structurels des parois latérales sont temporaires pour répartir la charge de passage colonne. Après l'achèvement de la partie de cap et de mise en banc des tubes adjacents comme indiqué dans les phases 5 et 6.

Les supports structurels temporaires des parois latérales sont retirés. NATM devient très utile dans une construction aussi compliquée. Des méthodologies où la flexibilité dans la séquence de construction est essentielle en fonction des demandes.

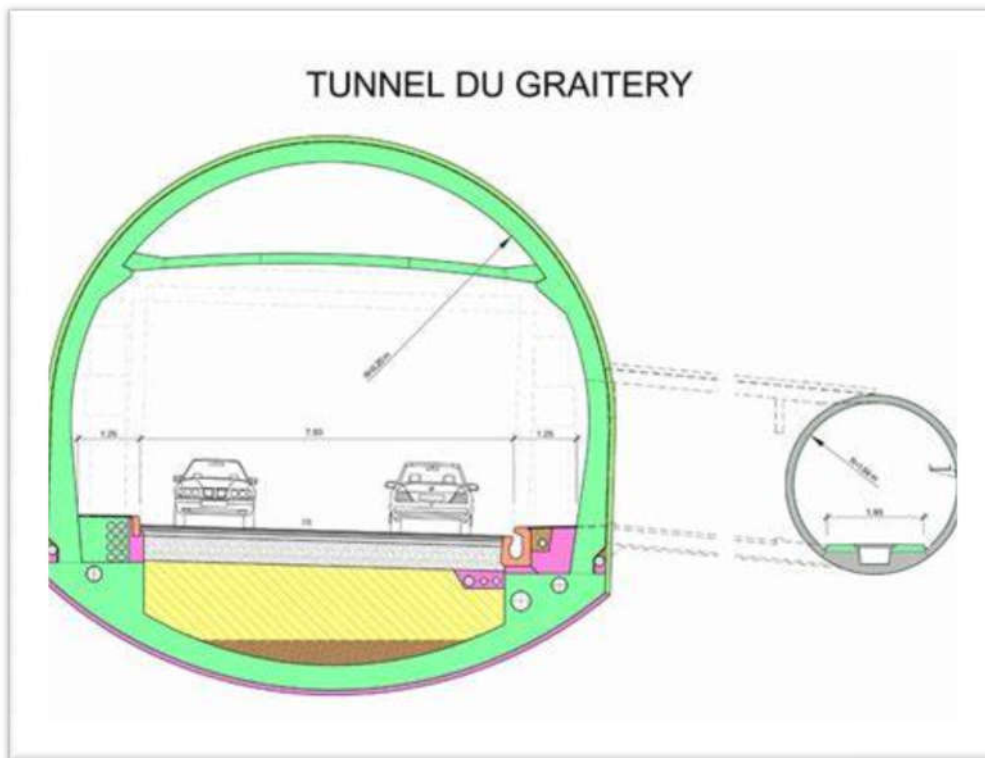


Figure II.12 Section transversale typique du tunnel par NATM[10].

Il s'agit d'une section transversale typique du tunnel qui peut être réalisée par NATM. Dans cette section, la partie titre est excavée en premier et après certains progrès dans l'excavation de tête une fois que la partie de tête en avant devient une excavation stable de mise en banc et d'inversion est démarré. Après l'excavation de la partie supérieure, des pattes d'éléphant sont prévues au fond pour soutenir et répartir la charge du cap. Pendant l'excavation du titre, un radier temporaire est également creusé pour éviter les contraintes et la concentration dans les coins.

En fournissant une forme inversée temporaire de la section de cap, elle est ajustée pour avoir considérablement concentration minimale de contraintes dans les coins. Le NATM étant une technique flexible, nous pouvons optimiser la section transversale du tunnel. Selon l'exigence économique. Le principal point important ici est de savoir si la portion inversée est forte en premier lieu sans besoin de suffisamment de force pour creuser la partie inversée puis la remplir à nouveau. Alors que dans TBM, la forme du tunnelier est circulaire, nous creusons une section complète même lorsqu'il n'est pas nécessaire d'excaver une partie inversée. Compte tenu de ces points :

NATM s'avère très économique en raison de ces ajustements dans la méthodologie, donc NATM est une solution très optimale et économique.

II.8 Revêtement

Une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement, le revêtement est généralement installé. Ainsi, une fois installé, le revêtement n'est généralement pas couvert. Ainsi, la fonction structurelle du revêtement n'est que de fournir une marge de sécurité supplémentaire à l'ouvrage, si le terrain ou le soutènement mis en place subissent des dégradations ou si l'on doit faire face à des charges différées dans le temps.

II.8.1 Fonctions générales

Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes :

- Fonction mécanique (voir fonction mécanique du revêtement).
- Imperméabilisation.
- Esthétique
- Fonctionnelle : pour accroître l'efficacité de la ventilation et de l'illumination (tunnels routiers), ou de la capacité hydraulique (tunnels pour circulation de fluides) : ces différents points ne seront pas vus en détail ici.

II.8.2 Fonction mécanique

On peut citer les situations où le revêtement peut jouer un rôle crucial dans la stabilité à long terme de l'excavation :

- Quand il est installé à l'avance, derrière un bouclier ou avant qu'un équilibre ne soit établi entre le terrain et le soutènement.
- Quand un comportement différé très actif du massif encaissant est causé par le fluage, des contraintes d'origine tectonique ou le gonflement.
- Quand on suppose que l'action du soutènement diminue au fil du temps en raison d'une détérioration de ses composants : corrosion des boulons, déformation des scellements, détérioration du béton projeté...
- Quand le tunnel est situé dans une zone à risque de séisme.
- Quand la charge hydraulique qui pourrait être exercée sur l'ouvrage final est considérable.

II.8.3 Types des revêtements

II.8.3.1 Revêtement en béton coffré non armé

Il constitue souvent la meilleure solution technique [11] et économique pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues, dans le domaine routier essentiellement.

Pour les tunnels réalisés de manière séquentielle : le revêtement est exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement

II.8.3.2 Revêtement en béton coffré armé

Plutôt exceptionnel : on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables.

En général, seuls les ouvrages possédant un radier comportent des armatures : les zones les plus sollicitées se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits.

II.8.3.3 Revêtement en béton projeté

Le revêtement en béton projeté peut présenter certaines limitations. Il n'est généralement utilisé que dans les cas où la stabilité de l'ouvrage, son étanchéité et son confort d'utilisation ne posent pas de problème. De plus, sur le plan économique, il peut ne pas être envisageable pour les ouvrages nécessitant des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm. En termes d'esthétique, des procédés de lissage ont été développés récemment pour améliorer l'apparence du béton projeté, mais il peut toujours présenter des limitations sur le plan esthétique et aérodynamique. Pour les travaux de réparation ou d'alésage, des solutions de coques minces en béton projeté, désolidarisées du terrain, peuvent être intéressantes si le terrain encaissant est autostable.

II.8.3.4 Revêtement en voussoirs préfabriqué

Les voussoirs préfabriqués en béton armé jouent un double rôle dans les tunnels creusés par tunnelier. Ils servent à la fois de soutènement et de revêtement. Ces voussoirs, d'une épaisseur de 30 à 40 cm, sont boulonnés entre eux et sont munis de joints d'étanchéité pour assurer une continuité entre les voussoirs d'un même anneau et entre les anneaux successifs. Dans la solution des voussoirs universels, ils sont légèrement pincés par rapport à l'axe du tunnel, ce qui permet de suivre le tracé dans toutes les directions. C'est une technique ingénieuse pour assurer la stabilité et l'étanchéité des tunnels.

Le vide subsistant entre voussoirs et terrain doit être rempli par un produit de bourrage : coulis actif (faisant prise) ou coulis inerte.

Il est possible de placer un second anneau de revêtement à l'intérieur du premier.

L'utilisation de voussoirs métalliques est également possible.

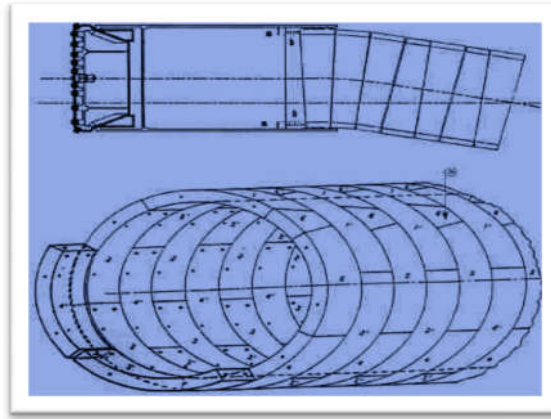


Figure II.13 Voussoir en forme de parallélogramme et de trapèze[11].

II.8.3 5 Revêtement en voûte actives

Il consiste à réaliser une voûte constituée d'éléments d'arcs juxtaposés, formés de voussoirs préfabriqués, qui peuvent être mis en place au plus près du front de taille.

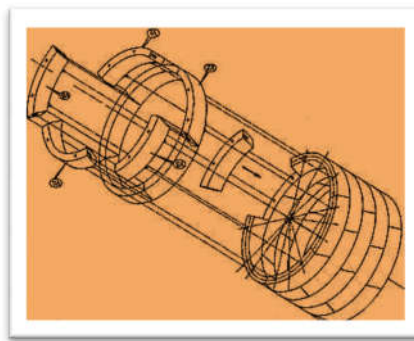


Figure II.14 Voussoir préfabriqué[11].

Chapitre III

Classification des tunnels

III.1 Introduction

Les tunnels peuvent être classés en fonction de divers critères tels que leur utilisation, leur technique de construction ou leur taille. Par exemple, il est possible de classer les tunnels selon leur utilisation [12], tels que les tunnels routiers, ferroviaires, piétonniers ou hydrauliques. Il est également possible de les classer selon leur méthode de construction, tels que les tunnels creusés, les tunnels forés ou les tunnels construits selon la méthode NATM.

III.2 Classification des tunnels

III.2.1 Classification des tunnels selon l'alignement

III.2.1.1 Tunnels en spirale

Il est prévu de construire un tunnel en spirale pour élargir la longueur du tunnel et éviter les pentes abruptes dans les vallées étroites. Pour éviter les pentes abruptes, des tunnels sont prévus dans une vallée étroite, sous forme de boucles, dans le but d'augmenter la longueur du tunnel.



Figure III.1 Tunnel en spirale.

III.2.1.2 Tunnels hors embranchement

On construit des tunnels hors embranchement afin de réduire les obstacles mineurs et les projections très élevées sur le chemin, qui ne peuvent pas être suivies avec les courbes autorisées.



Figure III.2 Tunnel hors embranchement.

III.2.1.3 Tunnels de selle

La construction de tunnels de selle dans la vallée le long d'une pente naturelle est principalement destinée au transport. Ou des tunnels érigés dans la vallée le long de la pente naturelle jusqu'à ce que la pente ne dépasse pas la limite autorisée.



Figure III.3 Tunnel de selle.

III.2.1.4 Tunnels de pente

Le tunnel est érigé dans des collines escarpées afin d'exploiter de manière économique et sûre les routes et les chemins de fer. Contrairement aux tunnels en pente, ce type de tunnel est principalement utilisé pour les transports.



Figure III.4 Tunnel de pente.

III.2. 2 Classification du tunnel selon son objectif

III.2.2.1 Tunnels de transport

On construit principalement ces types de tunnels pour assurer l'approvisionnement en eau, les conduites d'égouts et l'énergie hydroélectrique. Transport routier, principalement employés dans les réseaux d'égouts



Figure III.5 Tunnel de transport.

III.2.2.2 Tunnels de circulation

On retrouve dans le cadre du tunnel de circulation des tunnels routiers, des tunnels ferroviaires, des tunnels piétonniers, des tunnels de navigation et des tunnels de métro.



Figure III.6 Tunnel de circulation.

III.2. 3 Classification des tunnels selon leur forme

III.2. 3.1 Tunnels de forme circulaire

Ce genre de tunnels possède une solidité suffisante pour faire face à la pression externe engendrée par l'eau, le sol et le sol. Les tunnels circulaires ne conviennent pas aux chemins de fer et au transport routier, sont principalement employés pour les conduites d'égouts.



Figure III.7 Tunnel de forme circulaire.

III.2.3.2 Tunnels en fer à cheval

Les tunnels en fer à cheval sont couramment employés pour les chemins de fer et les routes, car ils peuvent supporter des pressions internes et externes. Ils ont un toit semi-circulaire avec des côtés en arc.



Figure III.8 Tunnel en fer à cheval.

III.2.3.3 Tunnels en forme de D

Dans les cas où il n'y a pas de risque de défaillance ou d'effondrement par pression externe de l'eau ou des conditions de sol instables sur le revêtement du tunnel, ces types de toit de tunnel, également connus sous le nom de toit segmenté, absorbent toute la charge et la répartissent aux murs droits.



Figure III.9 Tunnel en forme de D.

III.2.3.4 Tunnels elliptiques

La section transversale plus petite au fond maintient le débit à la vitesse d'auto-nettoyage requise, elles sont utilisées dans les terrains par rapport aux roches et ces tunnels servent de conditions d'évacuation des eaux usées. Tunnels elliptiques difficiles à construire



Figure III.10 Tunnel elliptique.

III.2.3.5 Tunnels rectangulaires

Les tunnels rectangulaires sont conçus pour être utilisés dans les sites de roches dures et sont principalement destinés aux piétons. Cependant, ce type de tunnels est très onéreux.



Figure III.11 Tunnel rectangulaire.

III.2.3.6 Tunnels en forme d'œuf

Les tunnels en forme d'œuf sont idéaux pour les conduites d'égout car ils permettent un nettoyage automatique par temps sec. De plus, ils peuvent être résistants à la pression externe et interne.



Figure III.12 Tunnel en forme d'œuf.

III.2. 4 Classification des tunnels selon le type de matériau

III.2.4.1 Tunnels en hard rock

La construction d'un tunnel à travers la roche dure nécessite généralement du dynamitage.



Figure III.13 Tunnel en roche dure.

III.2.4.2 Tunnels en sol meuble

Les techniques spécialisées nécessaires pour construire un tunnel dans un sol meuble comme de l'argile, du limon, du sable, du gravier ou de la boue diffèrent de celles utilisées pour la roche dure.



Figure III.14 Tunnel en sol meuble.

III.2.4.3 Tunnels en tranchées ouvertes

La construction d'un tunnel consiste à creuser une tranchée à partir de la surface, à construire une structure à l'intérieur de la tranchée, puis à remblayer pour rétablir la surface.



Figure III.15 Tunnel en tranchée ouverte.

III.2.4.4 Tunnels sous le lit de la rivière

Tunnel construit sous le lit de la rivière nécessitant des techniques spéciales



Figure III.16 Tunnel sous le lit de la rivière.

III.2. 5 Classification des tunnels selon les aménagements de soutènement

III.2.5.1 Tunnels soutenus par des boulons d'ancrage

III.2.5.2 Tunnels pris en charge par la section RSJ

III.2. 5.3 Tunnel soutenu par du béton projeté

III.2.6 Classification des tunnels selon le mode de construction

III.2.6.1 Tunnels creusés

Ces tunnels sont construits en excavant le sol ou la roche pour créer un passage souterrain



Figure III.17 Tunnel creusé.

III.2.6.2 Tunnels forés

Ces tunnels sont construits en utilisant des machines de forage spéciales pour percer à travers le sol ou la roche.



Figure III.18 Forage du tunnel avec voussoirs.

III.2.6.3 Tunnels par méthode NATM

La méthode de construction NATM (New Austrian Tunnelling Method) est une méthode de construction utilisée pour les tunnels souterrains. Elle implique l'utilisation de soutènements temporaires, tels que des treillis métalliques ou des voussoirs en béton, pour stabiliser le tunnel pendant la construction.



Figure III.19 Tunnelage par méthode NATM.

III.2. 7 Classification de tunnels selon leur usage

III.2.7.1 Tunnels routiers

Ces tunnels sont souvent utilisés dans les zones urbaines pour franchir des obstacles naturels. Ils permettent le passage des véhicules.



Figure III.20 Tunnel routier

III.2.7.2 Tunnels ferroviaires

Ces tunnels ont été spécialement élaborés afin de faciliter le déplacement des trains. Les trains de voyageurs ou de marchandises peuvent être employés et sont indispensables pour le transport ferroviaire à travers des régions montagneuses ou peuplées.



Figure III.21 Tunnel ferroviaire.

III.2.7.3 Tunnels piétonniers

Ces tunnels ont pour objectif de faciliter la circulation des piétons et sont fréquemment employés afin de créer des passages souterrains sécurisés dans les zones urbaines très actives. Ils offrent aux piétons la possibilité de circuler en toute sécurité sur les routes ou les voies ferrées.



Figure III.22 Tunnel piétonnier.

III.2.7.4 Tunnels de métro

Ces tunnels permettent aux trains de métro de circuler en toute sécurité et efficacement sous les zones urbaines densément peuplées



Figure III.23 Tunnel de métro.

Chapitre IV

Méthodes de calcul

IV.1 Introduction

Afin de rassembler cette connaissance et de proposer des outils d'aide à la conception, certains écrivains ont dès le départ suggéré des synthèses sous forme de classification. Ces techniques, qui sont rapides et donc économiques, sont basées sur divers paramètres géotechniques. C'est donc la sélection de ces paramètres et leur utilisation pour mesurer l'ouvrage qui va faire la distinction d'une méthode à l'autre. Nous ne présentons que les méthodes les plus couramment utilisées en ce moment.

IV. 2 Les méthodes empiriques

IV. 2.1 AFTES

En janvier 1972 [13], l'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) a été fondée afin de suivre les recommandations de la Conférence Internationale sur les travaux souterrains qui avait recommandé la création d'un organisme regroupant les divers acteurs impliqués dans les travaux souterrains dans chaque pays.

IV. 2.1.1 Classification

L'AFTES s'occupe principalement de fournir des conseils techniques dans le domaine des travaux souterrains. Les Groupes de Travail ont élaboré ces recommandations, ce qui a conduit à la création d'une classification appelée l'AFTES.

- 1) Les conditions géologiques générales
- 2) Les conditions hydrogéologiques
- 3) Les discontinuités du massif rocheux
- 4) Les caractéristiques mécaniques du terrain
- 5) Les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage
- 6) La déformabilité du massif

En plus de ces critères relatifs au massif rocheux, l'Aftes prend en considération :

IV. 2.1.2 Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution :

- les dimensions et la forme de la cavité
- le procédé d'excavation, qui peut être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique du prédécoupage, soit purement mécanique

IV. 2.1.3 Des critères relatifs à l'environnement :

- la sensibilité de l'environnement aux tassements
- les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.

IV. 2.1.4 Principe

Pour chacun des critères [14] énumérés ci-dessus, l'AFTES fournit des recommandations propres à orienter le choix du soutènement : béton projeté, boulons à ancrage ponctuel ou à ancrage réparti, cintres, voussoirs...

- soit particulièrement recommandé
- ✓ soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorable (plutôt favorable)
- ✗ soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable)
- Soit en principe impossible

Certaines remarques particulières sont ajoutées dans certains cas comme on peut s'en rendre compte dans l'exemple suivant:

Couverture		Types de soutènement													
Roches R1 à R4	Couverture < D	✗	✓	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✓
	CN1	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓
	CN2	✗	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓
	CN3	✗	✗	✓ _{Sf}	✓ _{Sf}	✗	✗	✓ _{Sf}	✓ _{Sf}	✓ _{Sf}	✓ _{Sf}	✓ _{Sf}	✗	✓	✓
Sols R5 et R6	Couverture < 1.5D	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	σ_0 modéré	✗	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	$\sigma_0 > 10$ MPa	✗	✗	✗	✓ _{Sf}	✓ _{Sf}	✓ _{Sf}	✓ _{Sf}	✓ _{Sf}	✓ _{Sf}	✓ _{Sf}	✓ _{Sf}	✓ _{Sf}	✓ _{Sf}	✓

Figure IV.1 Types de soutènement selon la couverture.

IV. 2.1.5 Synthèse

Après avoir analysé les huit critères et les avoir regroupés dans un tableau comme dans l'exemple ci-dessous. La synthèse est faite en observant les règles suivantes :

- Lorsque dans une colonne figure au moins un avis défavorable à l'emploi du soutènement considéré, l'avis de l'ensemble est défavorable ou plutôt défavorable
- (exemple $\checkmark + \checkmark + \checkmark + \times = \times$)
- les indications complémentaires les plus contraignantes.
- le choix parmi les types de soutènements possibles se fait en considérant le nombre et l'importance relative des critères favorables et en tenant compte également des facteurs économiques et de l'organisation générale du chantier.

IV. 2.1.6 Applications

Ainsi, les classements géotechniques des massifs rocheux sont des outils d'aide à la prise de décision, mais il est important que les projeteurs accordent une attention critique à leur application

pratique. Selon les raisons suivantes, les méthodes empiriques les plus fréquemment employées sont celles de Bieniawski (CSIR), de Barton (NGI), de la classification de l'AFTES et aux États-Unis celle de Terzaghi.

- Voilà plus de nombreuses années qu'elles sont utilisées de par le monde. Elles se sont avérées efficaces et de nombreuses données sur leur application sont disponibles.
- Etant donné qu'elles sont mondialement acceptées, elles font en quelque sorte office de convention ; ce qui facilite la comparaison de divers projets.
- Finalement, elles rendent possible une estimation des paramètres de déformabilité et de résistance du massif rocheux.

IV.2.2 Barton

Selon Barton[15], Lien et Lunde du Norwegian Geotechnical Institute (NGI), après avoir analysé plus de 200 cavités souterraines (principalement des tunnels routiers et hydroélectriques), un indice a été proposé pour évaluer la qualité d'un massif rocheux en vue de la construction d'un tunnel. Les 6 paramètres suivants déterminent la valeur de ce coefficient Q (Hoek & Brown, 1980 ; Baroudi, 1988 ; Bouvard & al, 1988) :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (IV. 1)$$

-RQD est le Rock Quality Designation de Deere.

-J_n est l'expression du nombre de familles principales de discontinuités.

-J_r caractérise la rugosité des faces des joints.

-J_a définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).

-J_w spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.

-SRF (Stress Réduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif.

Domaine d'application du Q-system

*détermination du mode de soutènement

*détermination des efforts

*détermination du mode de déformabilité du sol

*détermination de la vitesse des ondes P

IV.2.2.1 Détermination du mode de soutènement

$$De = \frac{\text{portée, diamètre ou hauteur de l'excavation}}{ESR} \quad (\text{IV. 2})$$

Avec ESR (Excavation Support Ratio) étant un facteur dépendant de la finalité de l'excavation, autrement dit, du degré de sécurité recherché pour la stabilité. Des valeurs sont suggérées dans la table IV.1.

Tableau IV.1 : Excavation Support Ratio (ESR) pour divers types d'ouvrages souterrains [Barton & al, 1974].

Type d'excavation,	ESR
A. Ouvertures temporaires dans les mines	3-5
B. Ouvertures permanentes dans les mines Conduites forcées pour usines hydroélectriques Galeries pilotes pour grandes excavations	1.6
C. Chambres de stockage Tunnels routiers et ferroviaires d'importance mineure Tunnels d'accès Cheminées d'équilibre	1.3
D. Centrales électriques Tunnels routiers et ferroviaires d'importance majeure Abris souterrains Têtes et intersections de galeries	1.0
E. Centrales nucléaires souterraines Aménagements sportifs et publics Entreprises	0.8

Barton a proposé une relation empirique donnant la portée maximale (en mètres) en deçà de laquelle la cavité peut rester stable sans soutènement :

$$\text{Portée non soutenue} = 2 * ESR * Q^{0,4} \quad (\text{IV. 3})$$

IV.2.2.2 Détermination des efforts

La valeur de l'indice Q est utilisée dans le calcul de la pression qui s'exerce sur le soutènement. Au

niveau de la voûte la pression s'exprime de la façon suivante :

$$P_{voûte} = \left(\frac{0,2}{Jr}\right) * Q^{-1/3} \quad (IV. 4)$$

Cette équation peut être améliorée avec l'introduction du paramètre Jn et l'équation (4) est remplacée par l'équation (5) :

$$V_{oûte} = 2 \frac{\sqrt{Jn}}{3} * \frac{Q^{-1/3}}{Ji} \quad (IV. 5)$$

On remarque que les équations (4) et (5) sont équivalentes quand le massif rocheux présente 3 familles de discontinuités.

Quand il y a moins de trois familles de discontinuités l'équation (5) donne une valeur inférieure à celle donnée par l'équation (4), et quand il y a plus de trois familles de discontinuités c'est l'inverse. Au niveau de la paroi, des observations ont montré que la pression qui s'exerce sur le soutènement est égale au tiers de la pression qui s'exerce au niveau de la voûte, en supposant un état de contrainte "normal" :

$$\sigma_1 = \sigma_0$$

$$\sigma_3 = \sigma_0$$

$$\sigma_h / \sigma_v = 0,5$$

Un nouvel indice Q_p est recalculé. Il correspond à l'indice Q mais au niveau des piédroits et se nomme "Wall Quality" ou "indice de qualité au niveau des piédroits". La valeur de Q_p se calcule à partir de Q :

$$Q_p = 5 Q \quad \text{quand } Q > 10$$

$$Q_p = 2,5 Q \quad \text{quand } 0,1 < Q < 10$$

$$Q_p = Q \quad \text{quand } Q < 0,1$$

Pour obtenir la pression exercée sur le soutènement au niveau des piédroits on introduit Q_p dans les équations (4) et (5).

IV.2.2.3 Détermination du module de déformabilité du massif.

Le système Q permet de déterminer le coefficient de déformation du massif.

Trois valeurs de module de déformabilité sont disponibles pour un massif rocheux donné : un module minimum (E_{min}), un module maximum (E_{max}) et un module moyen (E_{moy}).

On peut calculer ces trois modules en utilisant l'indice Q :

$$E_{max} = 40 \log Q \quad (IV. 6)$$

$$E_{min} = 25 \log Q \quad (IV. 7)$$

Barton présente aussi la formule ci-après qui permet de calculer E_m à partir de l'espacement des discontinuités (S), de la raideur normale des joints (K_n) et du module de déformabilité de la roche intacte (E_i) :

$$E_m / E_i = \frac{K_n * S}{K_n * S + E_i} \quad (IV. 8)$$

Lors d'un essai de serrage, la raideur normale des joints K_n est définie par la pente de la droite $n = f(V_n)$, où n est la contrainte normale et V_n la déformation normale équivalente.

Les formules mentionnées précédemment permettent de déterminer E_m lorsqu'il s'agit d'une excavation avec soutènement. Le module de déformabilité pour les excavations sans soutènement est déterminé en utilisant la largeur de l'excavation ($SPAN$) et le coefficient ESR .

$$E_{min} = 25 \log \left(\frac{SPAN}{2 ESR} \right) \quad (IV. 9)$$

$$E_{max} = 100 \log \left(\frac{SPAN}{2 ESR} \right) \quad (IV. 10)$$

IV.2.3 Bieniawski

Comme toute méthode empirique [15], Bieniawski tient compte de certains paramètres dans sa classification (Hoek & Brown, 1980 ; Baroudi, 1988 ; Bouvard & al. 1988) qui sont :

- 1) La résistance de la matrice rocheuse
- 2) La Qualité de la roche via RQD de Deereche
- 3) L'espacement des discontinuités de la roche
- 4) La qualité des discontinuités de la roche

5) Les conditions hydrologiques

6) L'orientation des discontinuités

Les divers paramètres de la classification ne contribuent pas de manière équivalente au comportement du massif rocheux. C'est pourquoi, à partir de son expérience, Bieniawski leur a affecté un indice de pondération. Voir chapitre II.3.5

Tableau IV.2 Types de soutènement.

Béton projeté			Cintres Métallique		RMR	Classe de la roche	Temps de tenue moyenne (sans soutènement)
Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacement			
200 mm	150 mm	Treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7 m	10	V-Rocher très médiocre RMR : < 20	10 minutes pour 0,5m de portée

IV.2.4 Milieu continu équivalent de Hoek et Brown

Hypothèse

Le support de la plaque [15] de béton pour les fouilles de sol est un domaine complexe avec des propriétés et des interactions différentes entre le massif rocheux et le bétonne. Comprendre le comportement du béton exige des années d'expérience et d'interprétation des résultats. Le béton est rarement utilisé seul mais est souvent combiné avec des boucles d'ancrage, des câbles et d'autres éléments. Le béton n'empêche pas les déformations, surtout dans les environnements à haute pression. Il peut être utile pour contrôler les déformations et transmettre des charges au massif rocheux. Toutefois, cette méthode n'est applicable qu'approximativement et nécessite des modifications pour tenir compte des variations locales et de la qualité du béton.

IV.2.5 Terzaghi

IV.2.5.1 Principe

Terzaghi insiste[15] sur l'importance de relevés géologiques préalables à l'élaboration d'un projet de tunnel qui permettra de classer la roche selon qu'elle soit :

- * dure et intacte
- * dure et stratifiée
- * massive avec quelques joints
- * modérément ébouleuse et très ébouleuse
- * complètement broyée mais chimiquement inerte
- * fluante à profondeur modérée
- * fluante à grande profondeur (squeezing rock)
- * gonflante (swelling rock)

Cette classification est primordiale au moment d'estimer la charge sur le tunnel

IV.2.5.2 Estimation de la charge

Selon Terzaghi, une quantité spécifique de roche ou de sol se décompose et a tendance à se diriger vers le tunnel en raison de la gravité.

Terzaghi fournit une approximation de la charge présente sur le support de la voûte en utilisant une hauteur équivalente du sol.

Selon Terzaghi, l'imprécision de la valeur donnée est justifiée par l'incertitude des conditions de roches voisines lors de l'excavation. Cependant, les programmes de calcul ne donnent que des valeurs peu pratiques pour un pré-dimensionnement, étant donné l'incertitude des conditions de roches voisines.

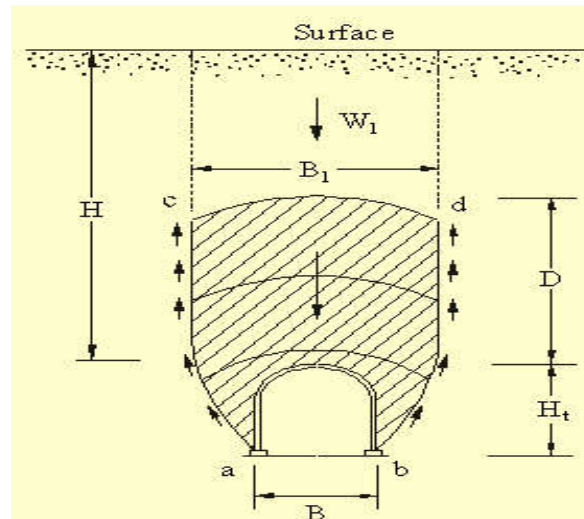


Figure IV.2 Déplacement du terrain.

Exemple :

Tableau IV.3 Quelques classification de Terzaghi.

Nature de la roche	Charge H_p	Remarques
Dure et intacte	0 à 0.25 B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
Dure et stratifiée	0 à 0.5 B	Soutènement léger
Massive avec quelques joints	0 à 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à l'autre

IV.2.5.3 Effet de voûte et période d'accroissement de charge

Selon Terzaghi, les conditions de la roche ont également un impact sur l'effet de voûte et l'augmentation de la charge après la mise en place du soutènement. Afin d'accomplir cela, il définit la période d'effet de voûte comme le temps écoulé entre l'excavation et la chute de la partie non supportée de la voûte. Cette durée peut varier de quelques heures pour les roches gonflantes à quelques jours pour d'autres types de roches, voire infinie pour les roches saines. Les résultats de son étude sont présentés dans le graphique ci-dessous en supposant que toute la roche présente la même période d'effet de voûte.

Remarque : Ce classement ne s'applique qu'aux tunnels de forme rectangulaire et soutenus par des cintres. Deere a également suggéré une extension pour des tunnels de toutes formes.

En 1943, Terzaghi a déjà suggéré une évaluation analytique de la pression interne qui a tendance à

surévaluer la résistance requise pour le soutènement par rapport à de nombreuses autres approches.

$$2B_1 = 2 [B_0 + L \tan (45 - \phi / 2)] \quad (IV. 11)$$

Où B_0 est la largeur de l'excavation
 L est la hauteur de l'excavation
 ϕ est l'angle de frottement

$$\Sigma v = \frac{\gamma B_1}{\tan \phi} (1 - e^{-\tan H / B_1}) \quad (IV. 12)$$

Où H est la profondeur
 γ est le poids volumique du sol
 σ_v est la pression de soutènement

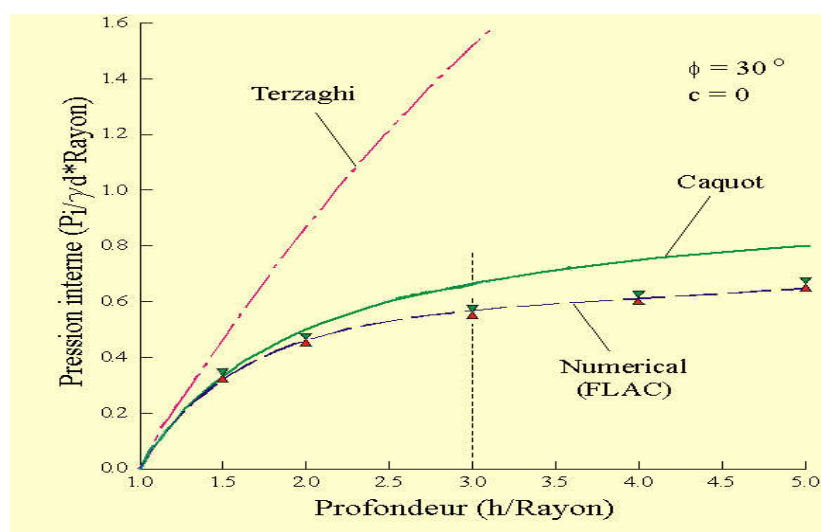


Figure IV.3 Comparaison entre Terzaghi et d'autres méthodes.

IV.3 Les méthodes analytiques

IV.3.1 Elastiques

IV.3.1.1 Einstein -Schwartz

- Hypothèse

Le soutènement d'une excavation [16] présente un problème courant lié à l'interaction entre le sol et la structure. Les limitations imposées au soutènement entraîneront une altération de sa structure, ce qui aura un impact sur le comportement du massif. La modification de la forme d'un tunnel est influencée par : la rigidité relative du sol et du soutènement (convergence-confinement).

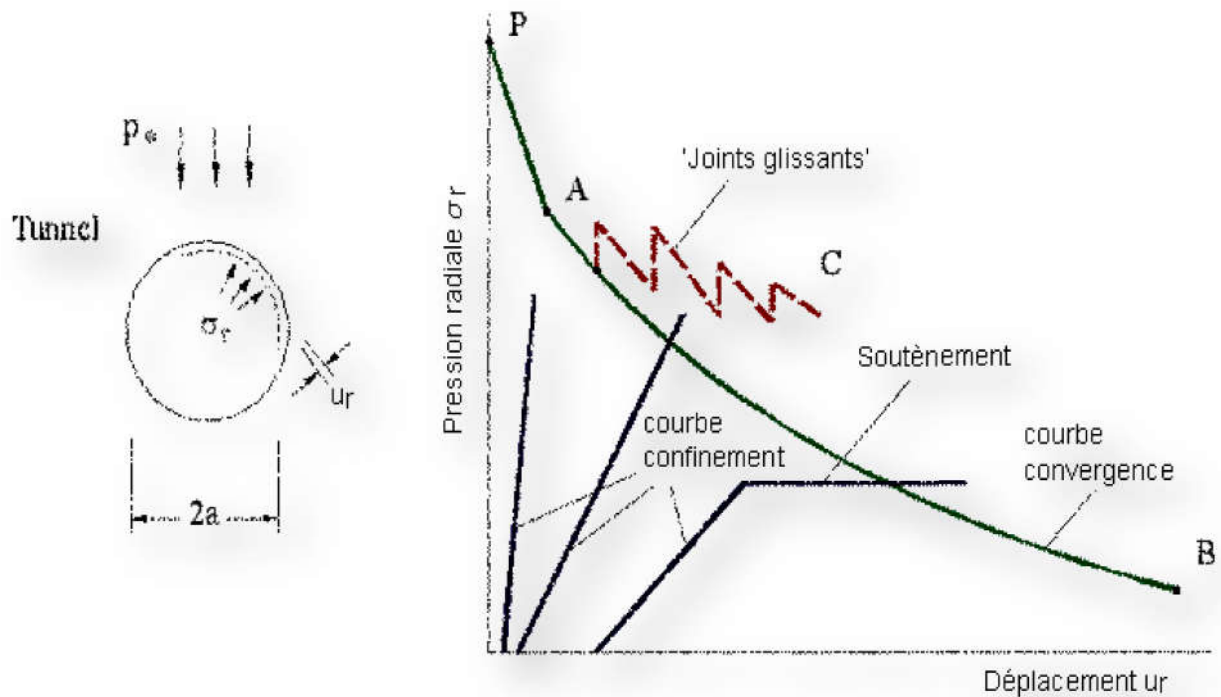


Figure IV.4 Courbe de convergence confinement.

- **Méthode de calcul**

Calcul de la contrainte totale et le champ de déplacement supplémentaire dans le sol ainsi que les contraintes de contact à l'interface sol-soutènement. Le champ de déplacement supplémentaire = déplacement pour une excavation circulaire causé par des contraintes externes (excavation) moins les déplacements causés par les contraintes in-situ. Les conditions limites full slip ou no slip sont prises en compte dans cette étape ci et donnent deux solutions différentes.

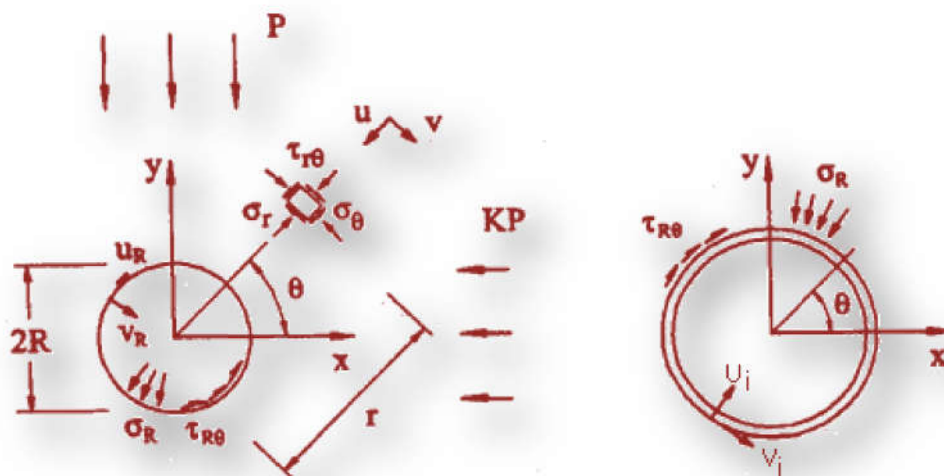


Figure IV.5 Les contraintes et déplacement selon Einstein-Schwartz.

IV.3.1.2 Kirsch

- **Hypothèse**

Après avoir réalisé des recherches sur le comportement élastique des matériaux, Kirsch a formulé les expressions suivantes afin de calculer la répartition des efforts dans un milieu élastique sous charge non-uniforme avec une excavation cylindrique.

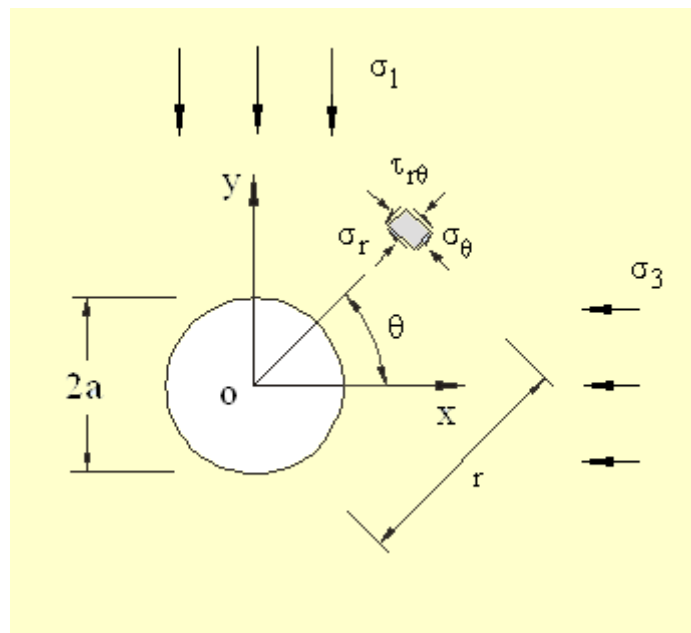


Figure IV.6 Schéma des contraintes agissantes[16].

La principale distinction par rapport à la méthode de Lamé réside dans l'inclusion de la charge non-uniforme dans le massif, ce qui explique la présence des derniers termes en fonction de θ dans les expressions précédentes. Il est possible de constater que l'application d'une contrainte hydrostatique ($\sigma_1 = \sigma_3$) annule tous les termes en θ et donne les mêmes expressions que celles de Lamé.

IV.3.2 élasto-plastique

IV.3.2.1 Les méthodes du type convergence-confinement

Une section plane d'un terrain est considérée [16] pour créer une galerie de circulation, soumise à des contraintes naturelles et à l'état d'isotropie initial P, sans excavation ultérieure.

Pour modéliser l'excavation de la galerie, nous supposons d'abord la cavité remplie d'un liquide à une pression P_i égale à l'état d'isotropie initial P.

IV.3.2.1.1 Bernaud-Rousset ou Nouvelle Méthode Implicite

- **Hypothèses - Définition du problème de base**

Une méthode a été développée [16] pour un tunnel circulaire profond excavé dans un massif avec un comportement homogène et isotrope, soumis à un champ de stress géostatique. Le support du tunnel est placé à une distance constante de l'avant de la taille, assurant un comportement homogène et isotrope. Le problème est asymétrique ou axiométrique, le problème étant un plan de déformation si l'avant de la taille est loin de la section étudiée et que la vitesse d'avancement est constante. L'interaction peut être traitée en utilisant la méthode d'activation/désactivation numérique développée par Bernaud.

- **Méthode numérique d'activation/désactivation des éléments en axisymétrie**

La méthode repose sur le fait que le problème de creusement d'un tunnel est tridimensionnel, ce qui implique de représenter les étapes de pose du soutènement et d'excavation en modifiant la rigidité des éléments concernés à chaque étape de construction.

Il est possible de simuler le creusement en enlevant progressivement les parties du terrain à l'intérieur du profil du tunnel. Après une étape de creusement, le soutènement est installé immédiatement en ajoutant une couche de matériau à la paroi du tunnel et à une distance d'0 du front de taille.

On peut représenter numériquement l'enlèvement de matière en réduisant considérablement le module de Young des éléments à creuser. En revanche, la mise en place d'un revêtement implique d'influencer les caractéristiques mécaniques du soutènement sur les éléments en question. Lors de la pose, ces éléments sont exempts de contraintes et ne présentent aucune déformation.

On applique cette méthode dans le code de calcul "GEOMECH 91". Elle offre la possibilité d'analyser les conditions de construction de tunnels en termes d'élasticité, d'élastoplasticité ou d'élastoviscoplasticité.

IV.3.2.2 Analyse limite

Le théorème de la limite [17] inférieure établit que toute solution statiquement admissible qui nulle part ne viole les conditions du sol constitue une valeur limite inférieure à la pression interne nécessaire à la stabilité de l'excavation.

Le théorème de la limite supérieure établit que toute solution cinématiquement admissible constitue une valeur limite supérieure à la pression interne nécessaire à la stabilité de l'excavation.

Toute solution statiquement admissible donne une valeur de la pression interne qui sera supérieure à la valeur critique en-dessous de laquelle il y aura rupture. Cette solution représente donc une estimation allant du côté de la sécurité pour la pression nécessaire de support.

A l'opposé, les valeurs cinématiquement admissibles représentent des estimations allant du côté de l'insécurité pour cette pression.

Ainsi au cours des années, bien des chercheurs se sont dévoués à l'obtention d'expressions de solution statiquement admissible.

- **Solution statiquement admissible de Caquot (1956)**

- **Hypothèses**

- * Tunnel circulaire

- * Contraintes hydrostatiques

- * Matériaux caractérisés par un angle ϕ et une cohésion c

- **Principe**

L'intérieur de l'excavation est rempli d'un fluide qui a le même poids volumique que le sol et le problème consiste à estimer la pression de ce fluide qui conduit à la rupture. On considère qu'il y aura rupture lorsque le rayon plastique atteindra le sol. Caquot permet ainsi de calculer en égalant la pression p_i à zéro, la profondeur h associée

- **Expression**

$$P_i = -H \left[1 - \left(\frac{a}{h} \right)^{k-1} + \frac{\gamma a}{K-2} \left[1 - \left(\frac{a}{h} \right)^{k-2} \right] \right] \quad (\text{IV. 13})$$

- **Solution statiquement admissible de Atkinson et Potts (1977)**

- **Hypothèses**

- * Tunnel circulaire

- * Contraintes hydrostatiques

- * Matériaux sans cohésion

- **Principe**

On considère qu'il y aura rupture lorsque le rayon plastique atteindra le sol. Les équations d'équilibre sont intégrées dans l'aire circulaire qui s'étend du périmètre du tunnel jusqu'à la surface (voir Figure3).

Les contraintes à l'intérieur de cette surface sont supposées à l'état plastique

• **Expression**

1) cas d'une surcharge grande

Poids du sol négligé

$$\sigma_t = \sigma_s \left(1 + \frac{C}{R}\right)^{1-u} \quad (IV.14)$$

$$C = (r_s - R) \quad (IV.15)$$

2) cas de la surcharge négligé

$$\sigma_T = 2R\gamma \frac{u}{u^2 - 1} \quad (IV.17)$$

$$\text{Où } \nu = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi) \quad (IV.18)$$

r_s est la profondeur du centre de l'excavation

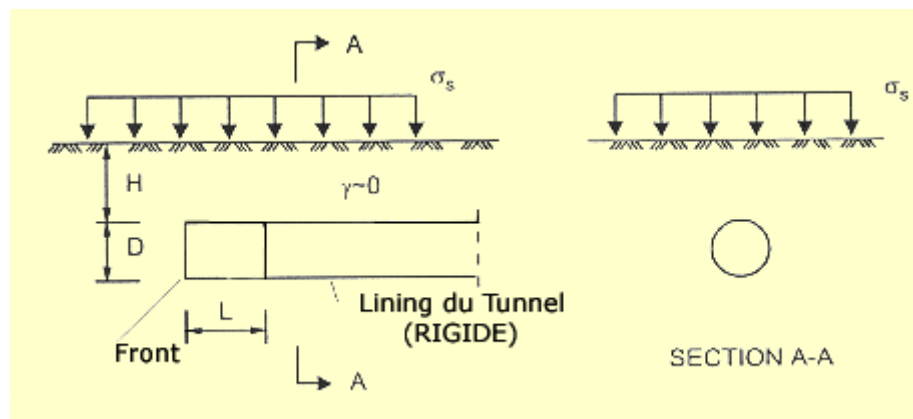
R le rayon

σ_s la surcharge

σ_T la pression interne

○ **Solution statiquement admissible de Mühlhaus**

Mühlhaus a également proposé une solution similaire aux 2 précédentes solutions mais a surtout proposé une solution statiquement admissible pour la longueur non-supportée L de l'excavation.



Hypothèses

- * Tunnel circulaire
- * Contraintes hydrostatiques
- * Surcharge grande

Poids du sol négligé

Principe

La portée non soutenue L et le diamètre D du front d'attaque définissent une sphère de surface $S1$ et celle-ci est comprise dans une autre sphère de surface $S2$ dont l'extrémité supérieure atteint la surface.

En considérant les contraintes à l'intérieur de ce volume comme à l'état plastique, les conditions limitent à la surface ($\sigma_s = \sigma_r$), on peut intégrer les équations d'équilibres pour obtenir l'expression de Mühlhaus.

Expression

$$L = D \sqrt{\frac{\left(1 + 2\frac{H}{D}\right)^2}{\left[1 + (\lambda_p - 1)\frac{\sigma_s}{\sigma_u}\right]^{\frac{1}{\lambda_p - 1}}} - 1} \quad (\text{IV.19})$$

Où $\lambda_p = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$

σ_u = résistance à la compression non confinée

σ_s = la surcharge au niveau de la surface

IV.3.2.3 Calcul à la rupture

En assurer la sécurité de projets [17] souterrains ou surfaces, il réquisit une bonne compréhension du comportement géomécanique du sol. Le calcul du stress est la base de l'analyse de la mécanique rocheuse, qui a pour objectif de déterminer la répartition des déplacements et des pressions du sol et leurs effets sur l'excavation et son appui. Les paramètres du modèle doivent être divisés en propriétés matérielles de la roche et de soutien et géométriques. Les méthodes indirectes doivent être employées pour évaluer les propriétés des matériaux. Les analyses peuvent être effectives pour optimiser la conception d'une excavation ou améliorer la sécurité de l'excavation existante.

- Critère de Mohr-Coulomb

Les critères d'échec de Mohr-Coulomb (MC) sont une équation linéaire dans l'espace de stress qui décrit les conditions pour qu'un matériau isotrope échoue sans l'effet du stress intermédiaire. Il peut être écrit comme une fonction de stress principal majeur σ_1 et stress principal mineur σ_3 , ou stress normal σ et stress de coupe τ sur le plan d'échec. Le MC peut être considéré comme une contribution de Mohr et Coulomb, le critère MC étant un critère d'échec linéaire avec effet de stress intermédiaire.

Coulomb, dans ses enquêtes sur le maintien des murs (Heyman 1972), a proposé la relation :

$$|\tau| = S_0 + \sigma \tan \varphi \quad (IV.20)$$

Où S_0 est la force de coupe inhérente, également connue sous le nom de cohésion c , et φ est l'angle de friction interne, avec le coefficient de frottement interne $\mu = \tan \varphi$. Le critère contient deux constantes de matière, S_0 et φ , contre une constante de matière pour le critère Tresca (Nadai 1950). La représentation d'Eq (IV.20) dans le diagramme de Mohr est une ligne droite inclinée vers l'axe σ par l'angle φ (Figure IV.9). En construisant un cercle de Mohr tangent à la ligne (un état de stress associé à l'échec) et en utilisant des relations trigonométriques, on obtient la forme alternative d'Eq (IV.20) en termes de stress principaux :

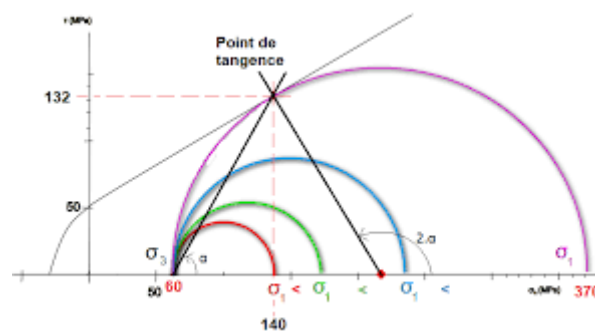


Figure IV.8 Diagramme de Mohr et ligne de rupture.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi + 2 S_0 \cos \varphi \quad (IV.21)$$

Une forme du critère d'échec de Mohr est :

$$\tau_m = f(\sigma_m) \quad (IV.22)$$

$$\text{Ou } \tau_m = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2, \quad \sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2. \quad (IV.23)$$

Le critère de Coulomb est équivalent à l'hypothèse d'une enveloppe de Mohr linéaire, car il peut être construit sur le plan σ, τ , et l'échec se produit lorsque le stress est égal à la défaillance.

L'enveloppe de Mohr peut être construite sur le plan σ, τ , et l'échec se produit lorsque l'état de stress à l'échec est tangent à la boîte de défaillance, confirmant le critère de Coulomb.

Le critère de Coulomb et Mohr considèrent la pression moyenne dans le plan σ_1, σ_3 , qui est cruciale pour les matériaux tels que la roche et le sol. Les expériences montrent que τ_m à l'échec augmente avec σ_m . Toutefois, le point de tangence du cercle de stress critique avec l'enveloppe de défaillance, tel que décrit sur le diagramme de Mohr, n'est pas toujours observé. Le critère de Mohr permet une enveloppe de défaillance courbée, un comportement non linéaire observé dans de nombreux types de roches.

Formulation :

Sans ordre impliqué par les accents principaux $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, le critère MC peut être écrit comme :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = a \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} + b, \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} = a \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} + b, \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} = a \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} + b \quad (IV.24)$$

Ou

$$a = \frac{m-1}{m+1}, m = \frac{C_0}{T_0} \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}, b = \frac{1}{m+1}, C_0 = \frac{1}{m+1}, T_0 = \frac{C_0}{2} (1 - \sin\varphi), \text{ et } 0 < a < 1.$$

La force de traction uniaxiale MC théorique (T_0) n'est pas observée dans les expériences, mais une force inférieure (T) est mesurée, avec le plan d'échec normal à σ_3 . La force de compression uniaxiale MC théorique (C_0) est généralement proche de la valeur mesurée.

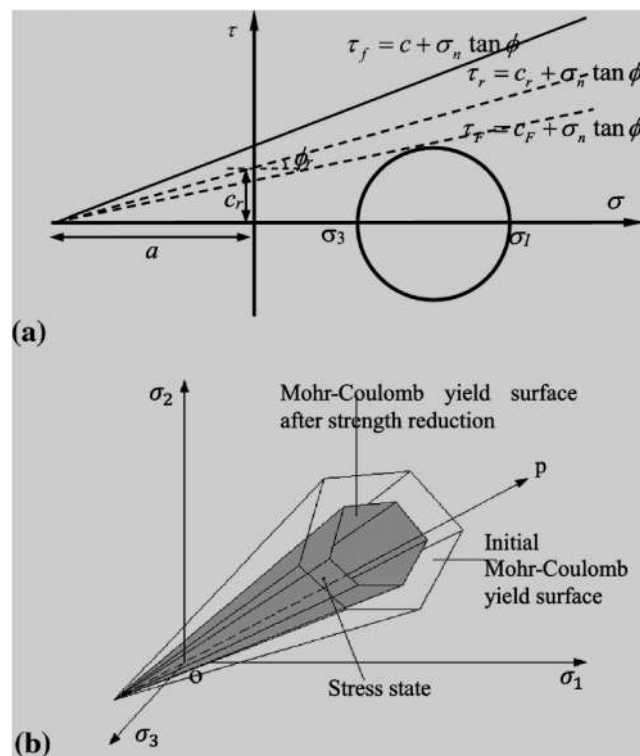


Figure IV.9 Critère de défaillance Mohr-Coulomb.

A un enveloppe linéaire dans le diagramme de Mohr ; b surface pyramidale dans l'espace de stress principal et section croisée dans le plan d'équipressure.

La surface d'échec dans l'espace de pression principal est déterminée par le critère d'échec, qui cartographie les fonctions linéaires comme des plans et des fonctions non linéaires comme des surfaces curviligneuses. Les six équations de (IV.23) sont représentées par six plans qui se croisent le long de six bords, formant une pyramide hexagonale. La surface de défaillance sur l'équipressure ou le plan π perpendiculaire à l'axe hydrostatique est un hexagone irrégulier avec des côtés de longueur égale. L'isotropie exige une triple symétrie.

La transformation de l'espace de stress principal au diagramme de Mohr est cruciale pour comprendre le stress de coupe sur un plan. Chaque point sur la surface de l'échec correspond à un cercle de Mohr tangent à l'enveloppe de la défaillance. Par exemple, la surface d'échec est représentée par l'ACD latérale d'une pyramide hexagonale. Les stress principaux aux points D et C représentent les états de stress pour un test de compression triaxiale et un test d'extension triaxienne respectivement. Ces points sont considérés comme les extrêmes de la variation de stress intermédiaire, et les stress normaux et de coupe correspondant à l'échec sont donnés par les points D f et Cf.

Le plan de défaillance dans les matériaux d'étirement est perpendiculaire à $\sigma_3 = -T$, en contraste avec les modes d'échec de coupe avec des pressions normales de compression. La défaillance de la tension est expliquée par des coupures de tension et un critère modifié d'échec MC nécessitant trois constantes matérielles.

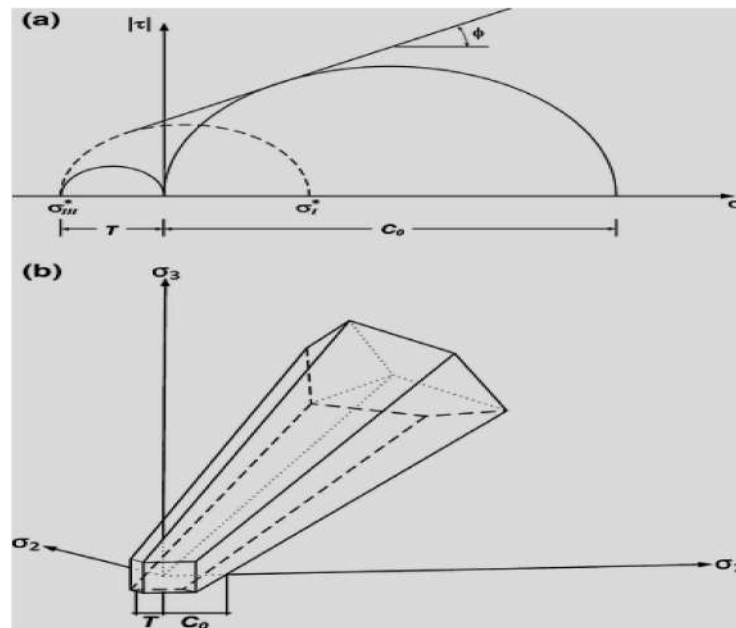
$$\text{Equ (IV.22) est validé si } \sigma_1 > (C_0 - mT) = \sigma'_1 \quad (\text{IV.25})$$

$$\text{Mais MC est modifié comme : } \sigma_3 = -T \text{ où } \sigma_1 < \sigma'_1 \quad (\text{IV.26})$$

Le diagramme de Mohr représente les coupures de tension, le cercle brisé ne faisant pas partie de l'enveloppe de rupture.

Les cercles de Mohr avec $\sigma_1 < \sigma'_1$ sont tangents à l'enveloppe en $\sigma_3' = -T$.

Le critère MC modifié avec coupures en tension fait intervenir la pyramide MC interceptée par une deuxième pyramide à trois plans perpendiculaires aux axes de contraintes principaux.



**Figure IV.10 Interruptions de tension pour le critère de défaillance modifié de Mohr-Coulomb :
A un enveloppe de déficience dans le diagramme de Moher ; b représentations dans l'espace de
pression principal.**

IV.4 Méthodes numériques

IV.4.1 Méthodes des différences finies

La méthode des différences [17] finies est une méthode fréquemment utilisée en analyse numérique pour trouver des solutions approchées d'équations aux dérivées partielles. Elle implique de résoudre un système de relations (schéma numérique) reliant les valeurs des fonctions inconnues à des points suffisamment proches les uns des autres.

Cette approche semble la plus facile à mettre en place car elle se déroule en deux étapes : d'une part, la discrétisation des opérateurs de dérivation/différentiation par différences finies, et d'autre part, la convergence du schéma numérique obtenu lorsque la distance entre les points diminue.

IV.4.1.1 Approximation des opérateurs

Une discrétisation des opérateurs différentiels (dérivées premières, secondes, etc., partielles ou non) peut être obtenue par les formules de Taylor.

La formulation de Taylor-Young est préférable dans son utilisation simple, la formulation de Taylor avec reste intégral de Laplace permet de mesurer les erreurs (Cf. plus bas).

IV.4.1.2 Exemple d'approximation d'opérateur

- **Approximation centrée**

Si u est définie sur un voisinage d'un point x et trois fois dérivable en x , la formule de Taylor-Young conduit aux deux relations :

$$\begin{aligned} u(x+h) &= u(x) + \sum_{n=1}^3 \frac{h^n}{n!} u^{(n)}(x) + h^3 \varepsilon_1(h) \\ u(x-h) &= u(x) + \sum_{n=1}^3 \frac{(-h)^n}{n!} u^{(n)}(x) + h^3 \varepsilon_2(h) \end{aligned} \quad (\text{IV.27})$$

Où les deux fonctions $\varepsilon_i(h)$ convergent vers 0 avec h . Par conséquent

$$\begin{aligned} \frac{u(x+h)-u(x)}{h} &= u'(x) + \frac{h}{2} u''(x) + \frac{h^2}{3!} u^{(3)}(x) + h^2 \varepsilon_1(h) \\ \frac{u(x-h)-u(x)}{h} &= -u'(x) + \frac{h}{2} u''(x) - \frac{h^2}{3!} u^{(3)}(x) + h^2 \varepsilon_2(h) \end{aligned} \quad (\text{IV.28})$$

Correspondent à deux approximations de $u'(x)$ du 1^{er} ordre en h . La variable scalaire h est appelée pas du schéma aux différences.

En soustrayant les développements précédents, ce qui revient à faire la moyenne des deux différences finies antérieure et postérieure à $u(x)$, on obtient

$$\frac{u(x+h)-u(x)}{2h} = u'(x) + \frac{h^2}{6} u^{(3)}(x) + h^2 \varepsilon_3(h) \quad (\text{IV.29})$$

Qui est une approximation de $u'(x)$ du 2^e ordre en h .

- **Approximation décentrée**

Décentrage aval

Si u est définie sur un voisinage à droite d'un point x et trois fois dérivable en x , la formule de Taylor-Young conduit à la relation :

$$u(x+h) = u(x) + \sum_{n=1}^3 \frac{h^n}{n!} u^{(n)}(x) + h^3 \varepsilon_1(h) \quad (\text{IV.30})$$

où la fonction $\varepsilon_1(h)$ converge vers 0 avec h . Par conséquent

$$\frac{u(x+h)-u(x)}{h} = u'(x) + \frac{h}{2} u''(x) + \frac{h^2}{3!} u^{(3)}(x) + h^2 \varepsilon_1(h) \quad (\text{IV.31})$$

Correspond à une approximation de $u'(x)$ du 1^{er} ordre en h .

En répétant l'opération pour un décentrage aval, en écrivant que :

$$u''(x) = \frac{\frac{u(x+2h)-u(x+h)}{h} - \frac{u(x+h)-u(x)}{h}}{h} + \varepsilon_2(h) \quad (\text{IV.32})$$

D'où

$$\frac{u(x+2h) - 2u(x+h) + u(x)}{h^2} = u''(x) + hu^3(x) + h\varepsilon_3(h) \quad (\text{IV.33})$$

Qui est une approximation de $u''(x)$ du 2^e ordre en h .

IV.4.1.3 Formules étendues aux ordres successifs

En étendant la taille du stencil, il est possible de déterminer des différences finies d'ordres supérieurs par des méthodes similaires (augmentation de l'ordre dans la formule de Taylor et détermination d'une combinaison linéaire adaptée pour annuler les termes superflus).

Si u est définie sur un voisinage d'un point x et quatre fois dérivable en x , par extension de la formule de Taylor, on peut montrer que les schémas à cinq points

$$\begin{aligned} u'(x) &= \frac{u(x-2h) - 8u(x-h) + 8u(x+h) - u(x+2h)}{12h} + \varepsilon_4(h) \\ u''(x) &= \frac{-u(x-2h) + 16u(x-h) - 30u(x) + 16u(x+h) - u(x+2h)}{12h^2} + \varepsilon_5(h) \end{aligned} \quad (\text{IV.34})$$

Sont des approximations des dérivées première et seconde d'ordre 4.

IV.4.1.4 Extension aux fonctions à plusieurs variables

- **Décentrage amont**

En un point (x, y) tel que u soit quatre fois dérivable sur un carré $[0, x+a] \times [0, y+a]$, on peut écrire

$$\begin{aligned} & \frac{(u(x+2h, 0) - 2u(x+h, 0) + u(x, 0)) + (u(0, y+2h) - 2u(0, y+h) + u(0, y))}{h^2} \\ &= \Delta u(x, y) + \frac{h^2}{12} (\partial_x^4 u(x, y) + \partial_y^4 u(x, y)) + h^2 \varepsilon_6(h) \end{aligned} \quad (\text{IV.35})$$

Qui est une approximation du Laplacien $\Delta u(x, y)$ du 2^e ordre en h (cf. équation de Laplace et équation de Poisson).

- **Stencil centré**

En un point (x, y) tel que u soit quatre fois dérivable sur un carré $[x-a, x+a] \times [y-a, y+a]$, on peut écrire

$$\frac{u(x+h, y) + u(x-h, y) + u(x, y+h) + u(x, y-h) - 4u(x, y)}{h^2}$$

$$= \Delta u(x, y) + \frac{h^2}{12} (\partial_x^4 u(x, y) + \partial_y^4 u(x, y)) + h^2 \varepsilon_7(h) \quad (\text{IV.36})$$

Qui est une approximation du Laplacien $\Delta u(x, y)$ du 2^e ordre en h (cf. équation de Laplace et équation de Poisson).

La notion d'« ordre » mentionnée ci-dessus correspond à un concept de convergence locale de l'opérateur discrétisé. La convergence globale de la solution discrète est un concept très différent, même s'il existe un lien de parenté entre les deux.

IV.4.1.5 Maillage

Le maillage comprend également des nœuds situés sur la frontière du domaine (ou au moins « proches » de cette frontière) afin de pouvoir imposer les conditions aux limites et/ou la condition initiale avec une précision suffisante.

On n'appelle pas du maillage la distance entre deux nœuds voisins situés sur une droite parallèle à l'un des axes. Dans ce sens, le pas est une notion à la fois locale et directionnelle. On parlera de pas global pour désigner le plus grand pas local, une notion qui reste directionnelle.

- **Exemple de maillage**

Considérons une équation aux dérivées partielles concernant une fonction de deux variables :

- Si Ω est un rectangle $[0 ; 1] \times [0 ; 1]$ (dont les côtés sont parallèles aux axes), un maillage issu d'une grille $(x_i, y_j) = (i h, j k)$, $0 \leq i \leq M$, $0 \leq j \leq N$ avec les pas $h = 1/M$ et $k = 1/N$ est une simple généralisation du cas précédent.
- Si Ω est un disque centré à l'origine et de rayon 1, on considère le maillage constitué par les nœuds d'une grille qui sont situés dans le disque, soit $(x_i, y_j) = (i h, j k)$ avec le pas $h = 1/M$. Pour imposer d'éventuelles conditions aux limites (par exemple celles de Dirichlet qui fixent la valeur de la fonction sur $\partial\Omega$), les rares nœuds se situant exactement sur la frontière sont trop peu représentatifs. Il convient alors d'étendre la propriété « être sur la frontière » à d'autres nœuds qui en sont proches, en englobant par exemple tous les nœuds du maillage qui n'ont pas quatre voisins directs. Les valeurs aux limites à fixer en ces nouveaux nœuds frontières peuvent être définies de diverses manières :
 - En prenant la valeur du problème exact qui est imposée au point de $\partial\Omega$ le plus proche : dans ce cas, les irrégularités géographiques des nœuds frontières du maillage (observées

lorsque h diminue) engendrent des perturbations de la solution discrète, au mieux des anomalies locales n'ayant aucun lien avec la solution exacte.

- En considérant que les valeurs des nouveaux nœuds frontières sont des inconnues, mais en ajoutant des relations différentielles discrétisées supplémentaires reliant « naturellement » ces inconnues aux valeurs des nœuds voisins et à celles de certains points de $\partial\Omega$. Si l'approche est un peu plus complexe dans sa mise en œuvre, elle réduit significativement le défaut de la précédente.

IV.4.1.6 Schéma numérique

Un schéma numérique peut être défini comme la formulation algébrique d'un problème discret conçu à l'aide de la méthode des différences finies. La démarche comprend les étapes suivantes :

- Choisir les opérateurs discrets qui sont des approximations des opérateurs différentiels de la formulation exacte.
- Générer un maillage du domaine de définition en étant attentif aux nœuds frontières et à la manière de traduire les conditions aux limites.
- En se fondant sur les expressions issues des opérateurs discrets, établir les relations liant les valeurs des fonctions aux nœuds du maillage (les inconnues).
- S'assurer que l'ensemble des inconnues et des relations qui les relient constitue un problème numérique qui ne soit pas sur- ou sous-déterminé. Cette vérification est une condition minimale pour espérer trouver une solution, mais elle ne donne aucune garantie sur la convergence globale
- **Exemple de schéma numérique**

Considérons le problème suivant :

$$u'(x) - tu(x) = 0 \quad \forall x \in [0,1], \quad u(0) = u_0 \quad (\text{IV.37})$$

Ce problème reste académique dans la mesure où la solution exacte est connue :

$$u(x) = u_0 e^{tx} \quad (\text{IV.38})$$

Avec le schéma d'Euler explicite d'ordre 1 appliqué sur un maillage régulier de pas $h = 1/M$, les inconnues u_n reflétant $u(nh)$ sont liées par les relations

$$\frac{u_{n+1} - u_n}{h} - T u_n = 0, \quad \forall 0 \leq n < M \quad (\text{IV.39})$$

Ce schéma conduit à la relation de récurrence

$$u_{n+1} = (1 + h_T) u_n \quad (\text{IV.40})$$

Dont la solution explicite est

$$u_n = \left(1 - \frac{T}{M}\right)^n u_0 \quad (\text{IV.41})$$

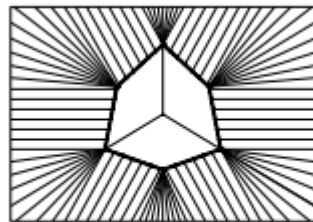
Une autre formulation obtenue à l'aide du schéma d'ordre 2 (sauf au nœud $n = 1$ pour lequel on conserve le schéma d'ordre 1) donne

$$\begin{aligned} \frac{u_1 - u_0}{h} - Tu_0 &= 0 \\ \frac{u_{n+1} - u_{n-1}}{2h} - Tu_n &= 0, \forall 0 < n < M \end{aligned} \quad (\text{IV.42})$$

Comme le premier, ce second schéma est explicite.

Chapitre V

Présentation de la méthode des éléments finis et du code Plaxis 2D



V.1 Introduction

Ce chapitre traite la méthode directe des éléments finis en prenant en compte des structures composées d'éléments discrets. L'objectif est de définir de manière simple la matrice de rigidité élémentaire, de procéder à l'assemblage, d'introduire les conditions d'appui et de charge, et enfin de résoudre et on présente PLAXIS 2D comme un logiciel accessible pour l'analyse par éléments finis (FEA) dans le domaine de l'ingénierie géotechnique et de la mécanique des sols. Il offre une approche globale pour analyser les déformations et évaluer la stabilité dans des scénarios bidimensionnels.

V.2 Présentation de la méthode des éléments finis

V.2.1 Méthode directe pour les structures à éléments discrets

MEF présente les avantages suivants :

- Application de concept physique (équilibre des forces, conservation d'énergie, Conservation de masse,...) directement à des éléments discrets.
- Facile dans son interprétation physique.
- Ne demande pas de concept ou de manipulation mathématique sophistiquée.

V.2.1.1 Élément fini barre (Treillis plan de barres)

Le système à treillis [19] est formé d'un ensemble membrures appelé barres, qui sont sollicités par des efforts agissant le long de leur axe moyen. Le schéma statique de la barre impose la présence de rotules aux deux extrémités (nœuds). Ce sont les premiers éléments présentés par la MEF suivi des éléments poutres assemblés en ossature Le système à treillis est formé d'un ensemble membrures appelé barres, qui sont sollicités par des efforts agissant le long de leur axe moyen. Le schéma statique de la barre impose la présence de rotules aux deux extrémités (nœuds). Ce sont les premiers éléments présentés par la MEF suivi des éléments poutres assemblés en ossature.

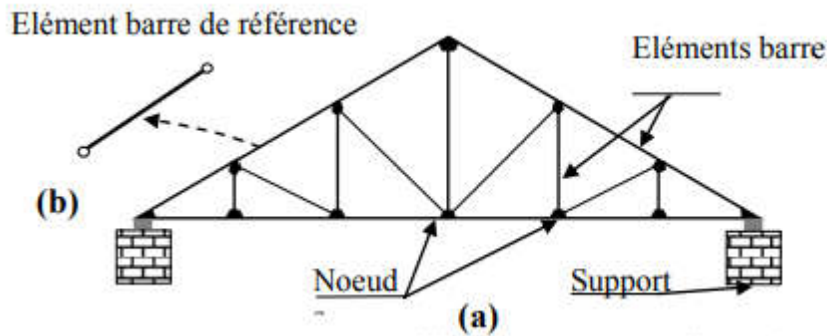


Figure V.1 (a) Structure à treillis représentant une ferme de toiture.

(b) Modèle élément barre.

V.2.1.2 Élément ressort linéaire

L'élément barre possède des caractéristiques similaires à celles d'un ressort élastique.



Figure V.2 Analogie barre- ressort.

On considère que chaque élément de structure se comporte comme un ressort élastique c'est à dire que la relation charge déplacement est linéaire.

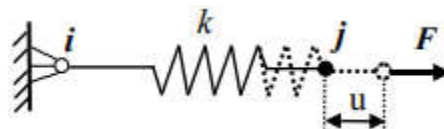


Figure V.3 Déformation d'un ressort élastique.

On appelle k la raideur (rigidité) et correspond à la pente du graphe charge –déplacement

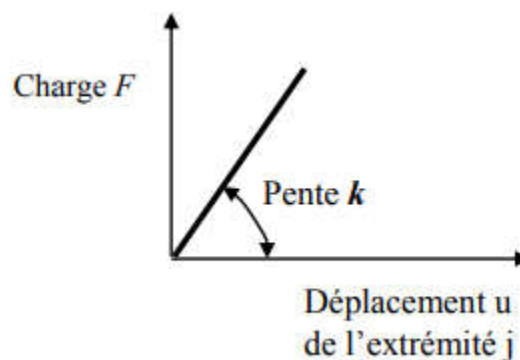


Figure V.4 Relation charge –Déplacement d'un ressort élastique.

Connaissant la valeur de la rigidité et de la charge appliquée on a les relations :

$$F = K.U \quad \text{et} \quad U = \frac{1}{K}.F \quad (V.1)$$

V.2.1.3 Formulations en éléments finis

A. Matrice de rigidité élémentaire

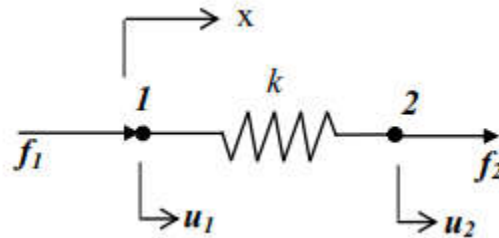


Figure V.5 Ressort équivalent d'une barre à deux rotules.

u_1, u_2 : Déplacements aux nœuds 1 et 2

f_1, f_2 : Forces (internes) aux nœuds 1 et 2

Convention de signes

Cette même convention est adoptée pour les charges et les déplacements.

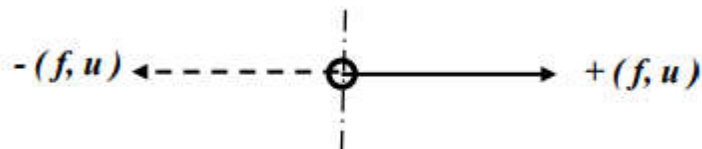


Figure V.6 Convention de signes.

Équilibre :

$$\text{Nœud 1 } f_1 = -k \cdot (u_2 - u_1)$$

$$\text{Nœud 2 } f_2 = -k \cdot (u_2 - u_1) \quad (V.2)$$

Pour l'équilibre des forces $f_1 = -f_2$

Écriture matricielle pour un élément :

$$\begin{bmatrix} K & -K \\ -K & K \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \end{Bmatrix} \leftrightarrow K^e \cdot U^e = F^e \quad (V.3)$$

K^e : Matrice de rigidité élémentaire.

F^e : Vecteur résultant de forces nodales.

U^e : Vecteur de déplacements aux nœuds.

Remarque1:

Une colonne de K^e représente le vecteur charge qui doit être appliqué aux nœuds de l'élément pour obtenir un état de déformation où le degré de liberté nodal est égal à 1 alors que les autres sont nuls.

Exemple : $u_1 = 0$ et $u_2 = 1$

$$\{F\} = \begin{bmatrix} K & -K \\ -K & K \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \end{Bmatrix} = K \cdot \begin{Bmatrix} -1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (V.4)$$

Donc le produit $K^e \cdot U^e = F^e$ représente la 2eme colonne de K .

B. Matrice de rigidité d'un ensemble d'éléments (Assemblage)

Cette étape concerne la détermination de la manière dont les matrices de rigidités élémentaires sont combinées pour former la matrice d'une structure composée de plusieurs éléments. Afin de faciliter l'analyse, examinons tout d'abord le système de deux ressorts co-linéaires [1] et [2].

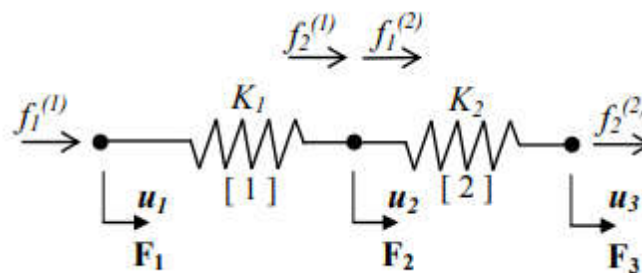


Figure V.7 Système à deux ressorts co-linéaires.

Elément 1 : matrice (V.5.a)

$$\begin{bmatrix} K_1 & -K_1 \\ -K_1 & K_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_1^1 \\ f_2^1 \end{Bmatrix}$$

Elément 2 : matrice (V.5.b)

$$\begin{bmatrix} K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_1^2 \\ f_2^2 \end{Bmatrix} \quad (\text{V.5.b})$$

Avec f_e^i : Forces internes agissant au nœud i de l'élément e (i=1,2)

En utilisant l'équilibre des charges aux nœuds 1, 2 et 3 respectivement, on aboutit à l'assemblage de la matrice de rigidité pour tout le system.

$$F_1 = k_1 \cdot u_1 - k_1 \cdot u_2$$

$$F_2 = -k_1 \cdot u_1 + (k_1 + k_2) u_2 - k_2 \cdot u_3 \quad (\text{V.6})$$

$$F_3 = -k_2 \cdot u_2 + k_2 \cdot u_3$$

Soit : $F_1 = f_1^1$, $F_2 = f_2^1 + f_1^2$, $F_3 = f_2^2$

Ecriture matricielle :

$$\underline{K} = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 \\ 0 & -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \quad (\text{V.7})$$

Soit : $K \cdot U = F$

K : matrice de rigidité globale du système avec :

$$\begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 \\ 0 & -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{Bmatrix} \quad (\text{V.8})$$

K : Matrice de rigidité globale du système.

Remarque 2 :

Les matrices symétriques K et K^e prennent la forme d'une "matrice bande" en utilisant une numérotation adéquate des nœuds K . Par la suite, on constatera que ces deux propriétés supplémentaires d'une matrice à être définie positive vont être efficacement utilisées pour optimiser la résolution du système d'équations. Les matrices K et K^e sont symétriques, et si les nœuds K sont correctement numérotés, elles prennent la forme d'une "matrice bande". Par la suite, on constatera que ces deux propriétés supplémentaires d'une matrice à être définie positive vont être efficacement utilisées pour optimiser la résolution du système d'équations.

C. Technique d'assemblage par superposition (addition)

Même si la construction de la matrice de rigidité K n'est pas complexe dans ce cas spécifique, elle le sera si la structure comprend un nombre considérable de ressorts. Il est question de savoir si la matrice de rigidité globale K peut être obtenue à partir des matrices de rigidité K_e de chaque élément.

Il y a des similitudes entre les équations (V.5) et (V.8), mais la procédure n'est pas immédiate. L'ordre des équations (V.5a) et (V.5b) est identique, mais ne peut être sommé directement, car il s'agit de déplacements (degrés de liberté) différents. La méthode consiste à insérer des zéros en termes de lignes et de colonnes, de manière à ce que chaque matrice soit étendue pour inclure tous les degrés de liberté u_1, u_2, u_3 .

$$\begin{Bmatrix} f_1^1 \\ f_2^1 \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_1 & -K_1 & 0 \\ -K_1 & K_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \begin{Bmatrix} 0 \\ f_1^2 \\ f_2^2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_2 & -K_2 \\ 0 & -K_2 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \end{Bmatrix} \quad (\text{V.9})$$

La règle de l'addition de matrices est ensuite utilisée. Il s'agit d'une méthode similaire à celle de la superposition pour obtenir l'équation (V.7), à la différence que les mouvements de la structure sont pris en compte élément par élément plutôt que nœud par nœud.

$$\begin{bmatrix} K_1 & -K_1 & 0 \\ -K_1 & K_1 + K_2 & -K_2 \\ 0 & -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_1^1 \\ f_2^1 + f_1^2 \\ f_2^2 \end{Bmatrix} \quad (\text{V.10})$$

C'est la même écriture matricielle obtenue par le concept de l'équilibre des forces.

D. Procédure de résolution

La matrice de rigidité (V.8) est unique car son déterminant est nul, ce qui signifie qu'elle n'a pas de matrice inverse mathématiquement. Le système d'équations est impossible à résoudre ! Selon l'explication physique, la structure ne possède pas d'attaches ; l'application de n'importe quel chargement entraîne un "mouvement de corps rigide" du système. Afin d'y remédier, il est nécessaire d'imposer au système des conditions avec des limites adéquates.

- **Conditions aux limites**

Condition géométrique – Condition limite essentielle.

Déplacement : $u_1 = 0$ spécifiée u_2, u_3 inconnues.

Condition de charge – Condition aux limite naturelle.

Charges : $F_2 = F_3 = F$ spécifiées F_1 réaction inconnue.

La matrice de rigidité globale se distingue par :

\sum Lignes de la matrice = 0 \Rightarrow éléments k_{ij} linéairement dépendants.

- **Résolution**

L'équation (V.9) peut être écrite sous la forme partitionnée suivante :

$$\begin{bmatrix} K_1 & -K_1 & 0 \\ -K_1 & K_1 + K_2 & -K_2 \\ 0 & -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} 0 \\ U_2 \\ U_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ P \\ P \end{Bmatrix} \quad (\text{V.10.a})$$

A ce stade nous utiliserons la méthode dite "brutale" en enlevant les lignes et les colonnes de K , correspondant aux déplacements nuls. K se réduit alors à :

$$\begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} U_2 \\ U_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P \\ P \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad F_1 = -K_1 \cdot U_2 \quad (\text{V.11})$$

Remarque 3:

Après avoir calculé les déplacements, il est possible de déterminer les forces internes dans chaque élément en utilisant les relations entre les forces de déplacement des ressorts. Si f_1 et f_2 sont respectivement les forces internes des ressorts [1] et [2], donc :

$$f_1 = K_1 \cdot (U_2 - U_1) \quad \text{et} \quad f_2 = K_2 \cdot (U_3 - U_2) \quad (\text{V.12})$$

Ce qui complète le processus de résolution.

Résumé des opérations pour une analyse par la méthode directe

Il est important de présenter les différentes étapes de l'analyse (Tableau V.1), car elles restent inchangées quel que soit le problème et le type d'éléments.

Tableau V.1 Etapes d'analyse par la méthode directe.

Etape	Opération
1	Former la matrice de rigidité K^e pour chaque élément.
2	Assembler la matrice de rigidité globale K du système à partir de K^e pour chaque élément,
3	
4	Appliquer les conditions aux limites,
5	Résoudre afin d'obtenir les déplacements, et les réactions si nécessaire,
	Utiliser les relations charge-déplacement de l'élément pour obtenir les forces internes

V.3 Présentation de code Plaxis 2D

V.3.1 Modèles utilisés dans Plaxis

V.3.1.1 Mohr-Coulomb model (MC)

Le schéma linéaire-élastique-parfaitement plastique [20] de Mohr-Coulomb utilise cinq paramètres à prendre en compte, à savoir E et ν pour l'élasticité du sol ; ϕ et c pour la plasticité du sol et ψ pour l'angle de dilatation. Cette représentation de Mohr-Coulomb est une approximation de premier ordre du sol ou du comportement des roches. Ce modèle est conseillé pour une première analyse du problème en question. On estime une rigidité moyenne constante pour chaque couche. Étant donné cette rigidité constante, les calculs sont

généralement assez rapides et on peut observer d'abord des déformations. En plus des paramètres du modèle évoqués précédemment, les paramètres initiaux sont également inclus. La plupart des problèmes de déformation du sol sont causés par les conditions du sol.

- **Formulation du modèle Mohr-Coulomb**

La condition d'élasticité de Mohr-Coulomb est une extension de la loi de frottement de Coulomb au domaine général.

États de stress. En fait, cette condition garantit que la loi de frottement de Coulomb est respectée dans n'importe quel plan à l'intérieur d'un élément matériel. La condition de rendement complète de Mohr-Coulomb se compose de six fonctions de rendement lorsqu'elle est formulée En termes de contraintes principales (voir par exemple Smith & Griffith, 1982) :

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (\text{V.13.a})$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (\text{V.13.b})$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (\text{V.13.c})$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (\text{V.13.d})$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (\text{V.13.e})$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (\text{V.13.f})$$

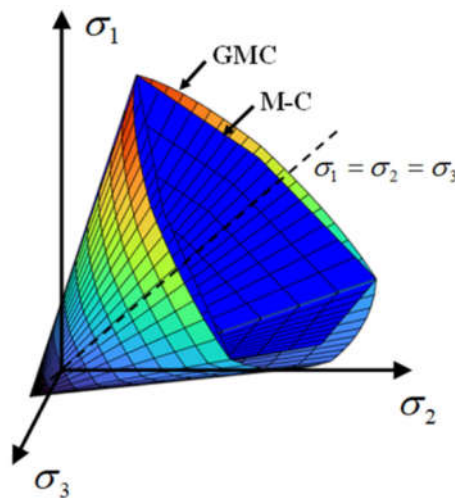


Figure V.8 La surface d'élasticité de Mohr-Coulomb dans l'espace de contraintes principal

(c = 0).

- **PARAMÈTRES DE BASE DU MODÈLE MOHR-COULOMB**

Le modèle Mohr-Coulomb nécessite un total de cinq paramètres, qui sont généralement familier à la plupart des ingénieurs géotechniciens et qui peut être obtenu à partir d'essais de base sur échantillons de sol. Ces paramètres avec leurs unités standards sont répertoriés ci-dessous :

E : Module d'Young [kN/m^2]

ν : Coefficient de Poisson [-]

ϕ : Angle de frottement [$^\circ$]

C : Cohésion [kN/m^2]

Ψ : angle de Dilatance [$^\circ$]

$E_{\text{increment}}$ Augmentation de la rigidité [$\text{kN/m}^2/\text{m}$]

$C_{\text{increment}}$ Augmentation de la cohésion [$\text{kN/m}^2/\text{m}$]

Coupure de tension [kN/m^2]

V.3.1.2 Jointed Rock model (JR)

Le modèle Jointed Rock a été spécialement [20] développé pour reproduire le comportement des couches de roches qui présentent une stratification et des directions spécifiques de défaut. Seules trois directions de découpe (plans de coupe) peuvent entraîner la plasticité. Tous les plans possèdent leurs propres paramètres de force ϕ et c . On considère que la roche intacte est entièrement élastique, avec des propriétés de rigidité constantes E et ν . On peut définir les propriétés élastiques diminuées en fonction de la direction de stratification.

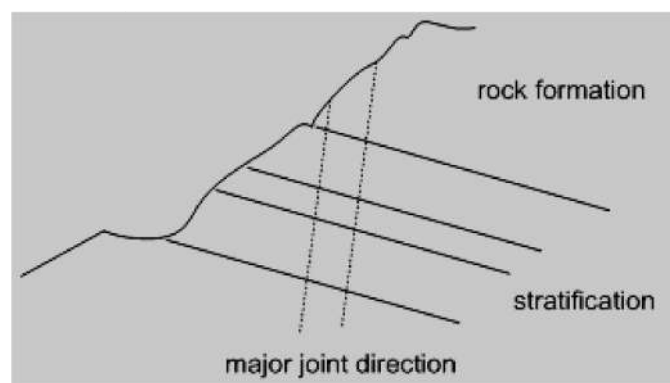


Figure V.9 Visualisation du concept derrière le modèle Jointed Rock.

V.3.1.3 Hardening Soil model (HS)

Le modèle Jointed Rock a été spécialement [20] développé pour reproduire le comportement des couches de roches qui présentent une stratification et des directions spécifiques de défaut. Seules trois directions de découpe (plans de coupe) peuvent entraîner la plasticité. Tous les plans possèdent leurs propres paramètres de force ϕ et c . On considère que la roche intacte est entièrement élastique, avec des propriétés de rigidité constantes E et ν . On peut définir les propriétés élastiques diminuées en Fonction de la direction de stratification.

En plus des caractéristiques du modèle évoquées précédemment, les conditions initiales du sol, comme la préconsolidation, sont cruciales dans la plupart des problèmes de déformation du sol. On peut prendre en considération ces éléments lors de la génération initiale de stress.

V.3.1.4 Hardening Soil model with Small-strain stiffness (HSsmall)

Le modèle HSsmall est une version améliorée [20] du modèle Hardening Soil précédemment mentionné, qui a pour objectif d'améliorer la rigidité des sols à petites souches. La rigidité de la plupart des sols est plus élevée à des niveaux de résistance faibles qu'à des niveaux d'ingénierie, et cette rigidité varie de manière non linéaire avec les résistances. Le modèle HSsmall explique ce comportement en utilisant un paramètre supplémentaire de l'historique des souches ainsi que deux paramètres supplémentaires du matériau, à savoir G_0 réf et $\gamma_{0.7}$. La valeur G_0 correspond au module de coupe à faible poids, tandis que $\gamma_{0.7}$ correspond au niveau de coupe où le module a été réduit à 70 % du module.

Les fonctionnalités avancées du modèle HSsmall sont les plus visibles lorsqu'il y a une charge de travail importante. Dans ce cas, le modèle offre des déplacements plus sûrs que le modèle incorrect. En utilisant le modèle HSsmall dans des applications dynamiques, il propose également un amortissement hystérétique du matériau.

V.3.1.5 Soft Soil Creep model (SSC)

Le modèle de durcissement du sol mentionné précédemment [20] est adapté à tous les sols, mais il ne prend pas en considération les effets viscosés, c'est-à-dire la relaxation et le stress. En réalité, tous les sols sont sujets à une certaine compression, ce qui signifie que la compression primaire est suivie d'une compression secondaire. Il est principalement présent

dans les sols doux, tels que l'argile, le silt et la tourbe qui sont généralement consolidés. C'est pourquoi nous avons développé un modèle appelé Soft Soil Creep. Il est important de souligner que le modèle Soft Soil Creep est relativement récent et a été conçu pour résoudre les problèmes liés aux fondations, aux embouchures, etc. Pour les problèmes de déchargement, comme on le rencontre habituellement dans les tunnels et d'autres problèmes d'excavation, le modèle Soft Soil Creep ne remplace guère le simple modèle Mohr-Coulomb. En ce qui concerne le modèle Mohr-Coulomb, les conditions de sol initiales appropriées sont également essentielles lors de l'utilisation du modèle Soft Soil Creep. Cela inclut les données sur la pression de pré-consolidation, car ce modèle tient compte de l'effet de la surconsolidation.

V.3.1.6 Soft Soil model (SS)

Le modèle de sable souple est un modèle de type Cam-Clay [20] spécialement conçu pour la compression primaire de sables de type clay à tendance classique. Bien que les capacités de modélisation de ce modèle soient dépassées par le modèle Hardening Soil, le modèle Soft Soil est toujours conservé dans la version actuelle, car les utilisateurs existants de PLAXIS pourraient être familiers avec ce modèle et aimer l'utiliser dans leurs applications.

V.3.1.7 Modified Cam-Clay model (MCC)

Le modèle modifié Cam-Clay [20] est un modèle bien connu dans la littérature internationale de modélisation de sols, comme le montre par exemple Muir Wood (1990). Son objectif principal est de représenter des sols de type argile, généralement consolidés. Récemment, ce modèle a été inclus dans PLAXIS afin de faciliter la comparaison avec d'autres codes.

Chapitre VI

Modélisation numérique

VI.1 Introduction

Dans ce chapitre on va utiliser Plaxis pour modéliser un tunnel d'une hauteur de 12 m et d'une largeur de 15 m sous une profondeur de 70 m, avec une épaisseur entre 0.4 et 0.6 m.

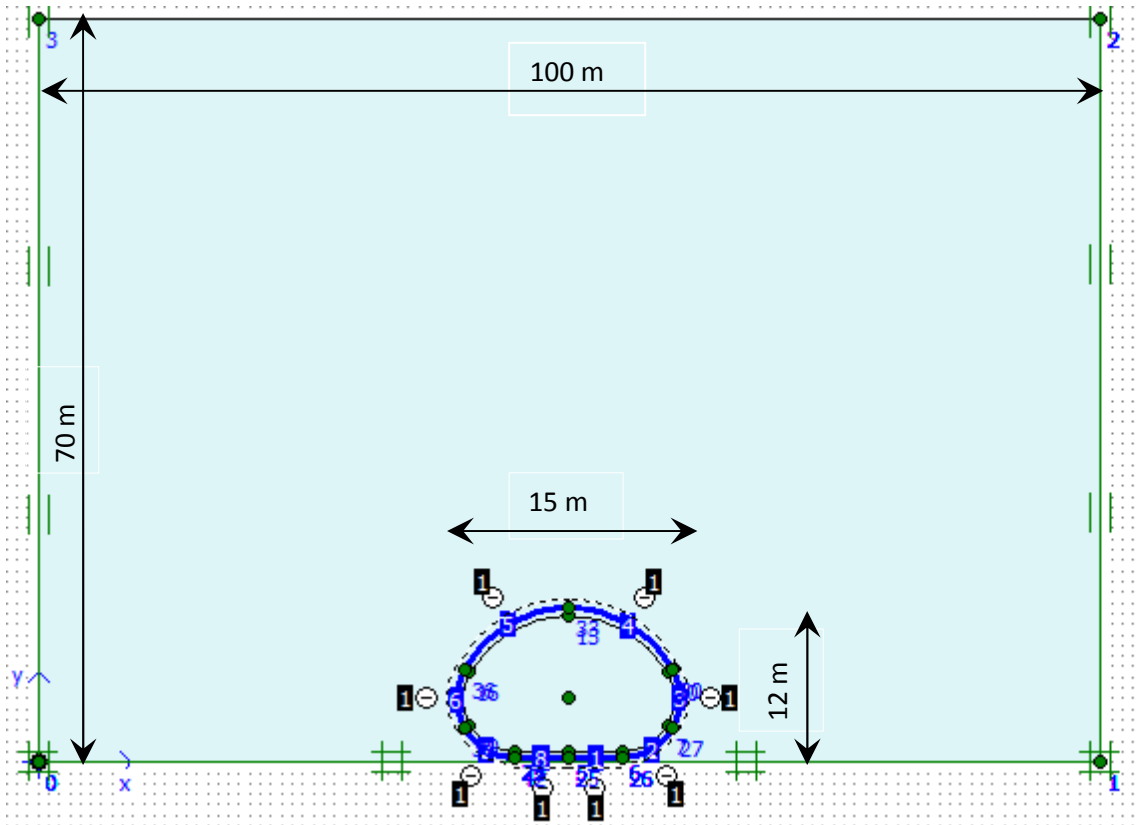


Figure VI.1 Forme générale du tunnel.

Le terrain est un sol argileux avec les caractéristiques suivantes :

$$\gamma_{\text{Unsat}} = 16 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$E = 1,4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0.28$$

$$\phi = 24^\circ$$

$$C = 30 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi = 0^\circ$$

Le tunnel étant symétrique, nous étudierons un demi-tunnel.

VI.2 Etapes de modélisation d'un tunnel creusé par la NATM

1. Détermination de la profondeur du tunnel

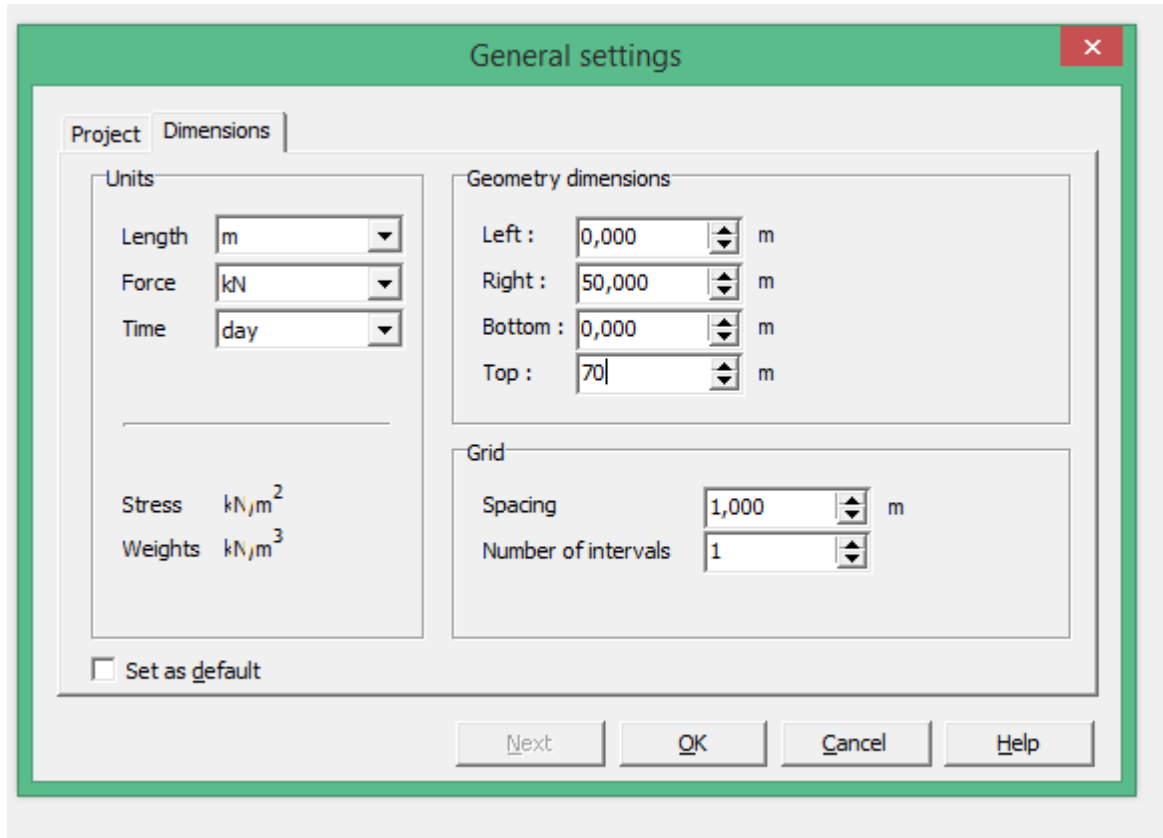


Figure VI.2 Paramètres générales.

2. Détermination des caractéristiques du sol

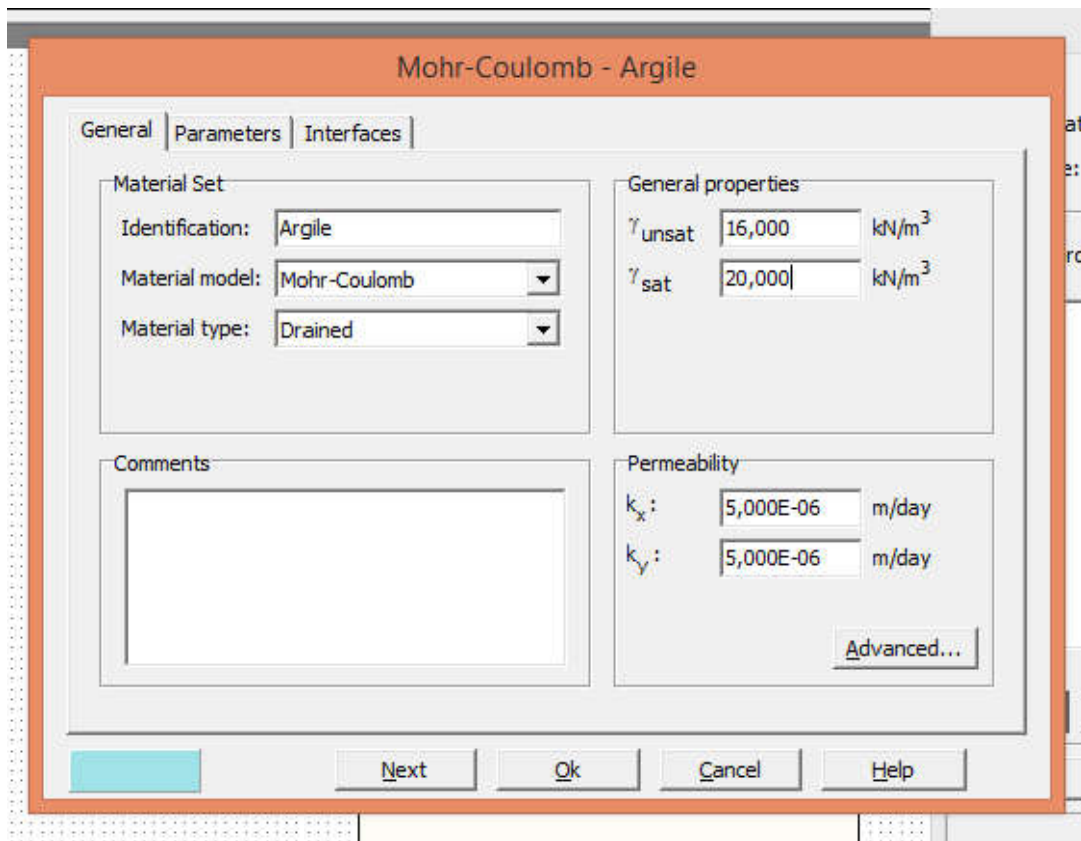


Figure VI.3 Caractéristiques physiques du sol.

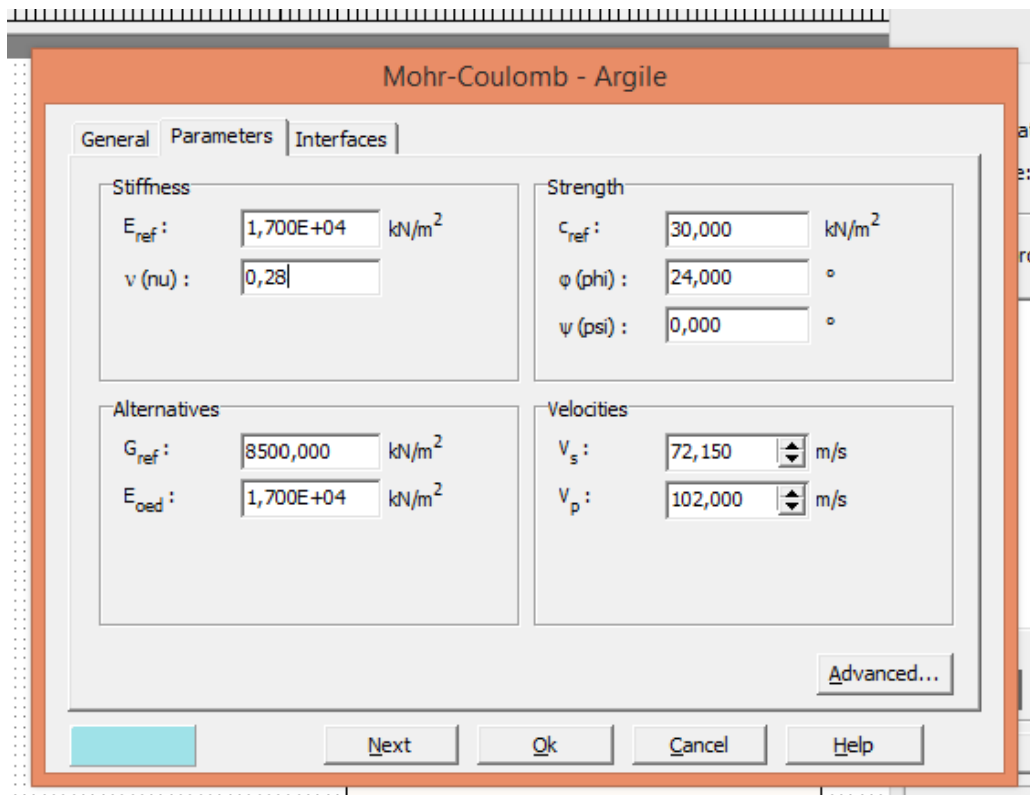


Figure VI.4 Caractéristiques mécaniques du sol.

3. Détermination des caractéristiques du tunnel

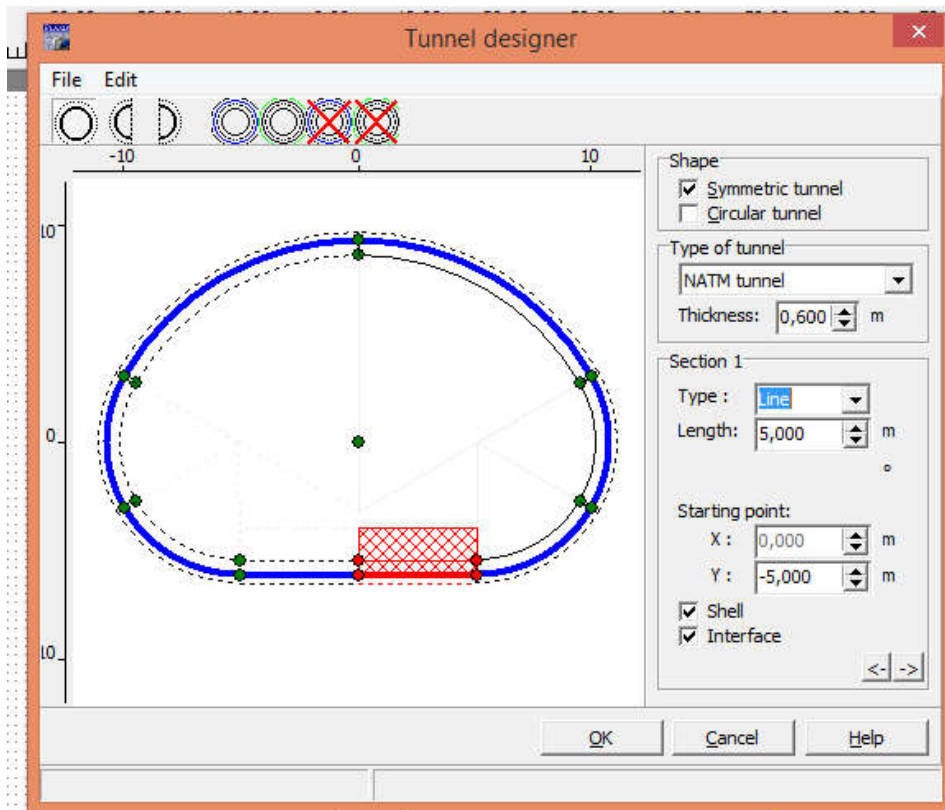


Figure VI.5 Conception du tunnel.

4. Pose du tunnel par rapport au niveau du terre-plein

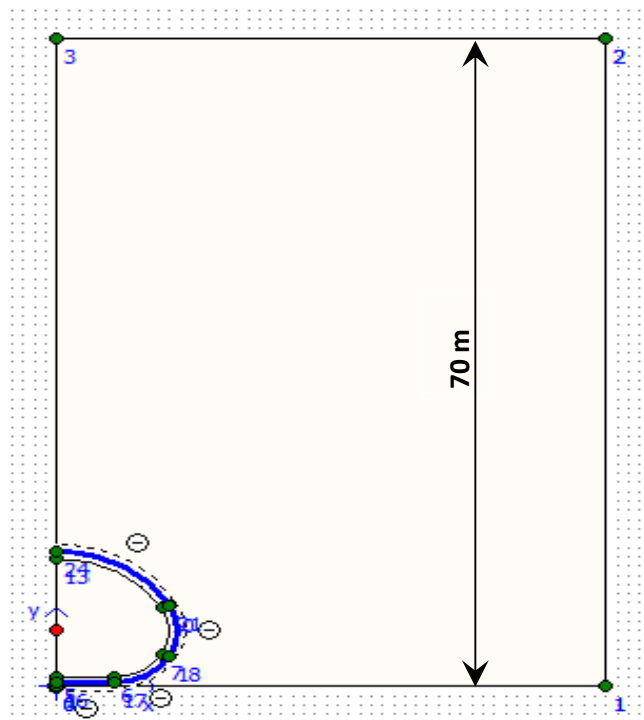


Figure VI.6 Position du tunnel.

5. Placement des ensembles des matériaux de soutènement du tunnel

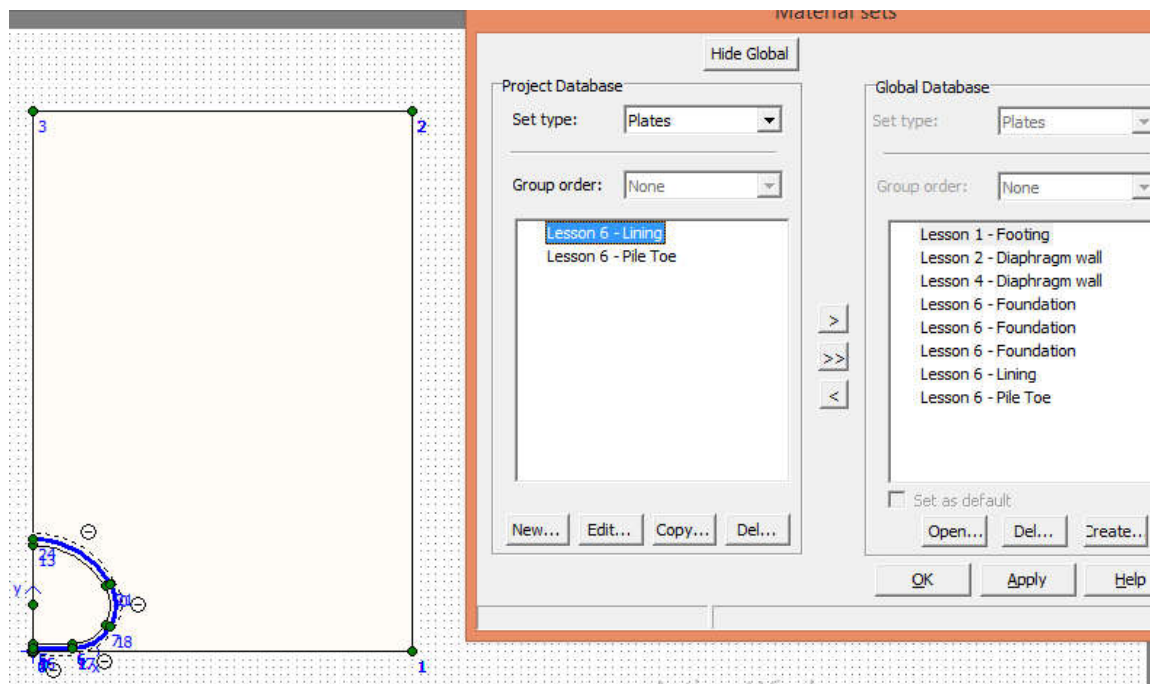


Figure VI.7 Ensembles des matériaux du tunnel.

6. Maillage

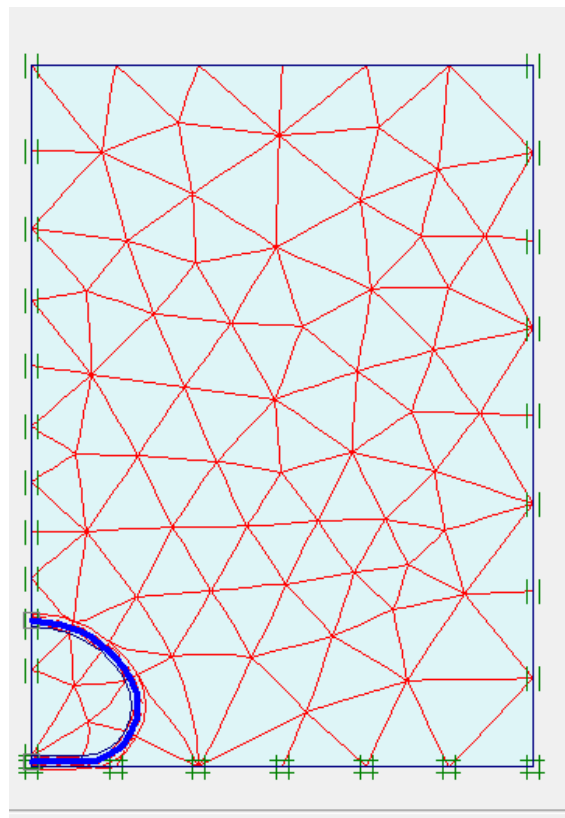


Figure VI.8 Maillage généré.

7. Identification du niveau de la nappe phréatique

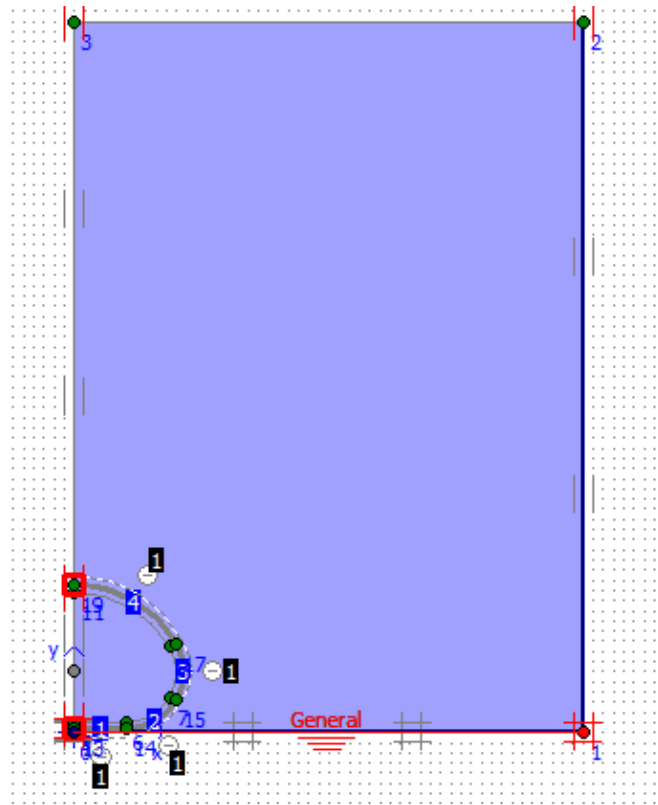


Figure VI.9 Niveau de la nappe phréatique.

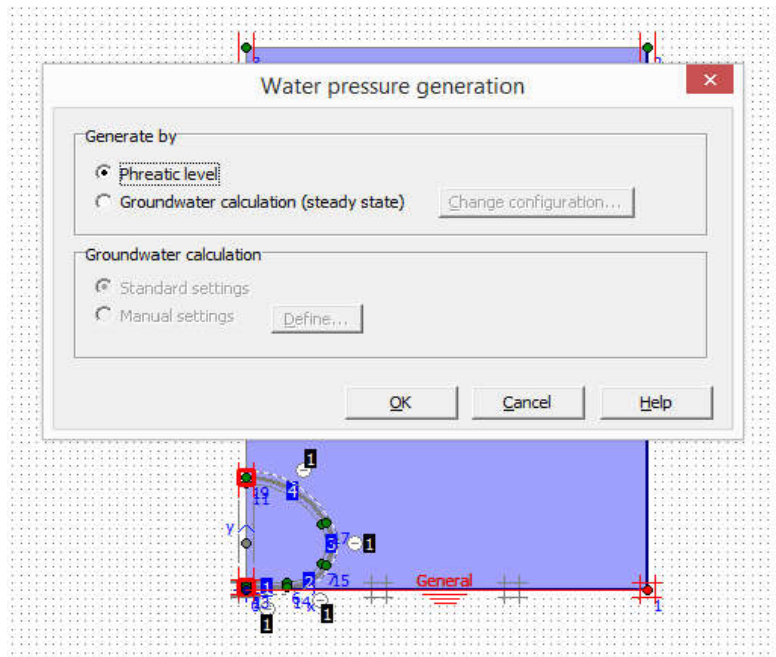


Figure VI.10 Activation de la pression interstitielle.

8. Création des contraintes initiales

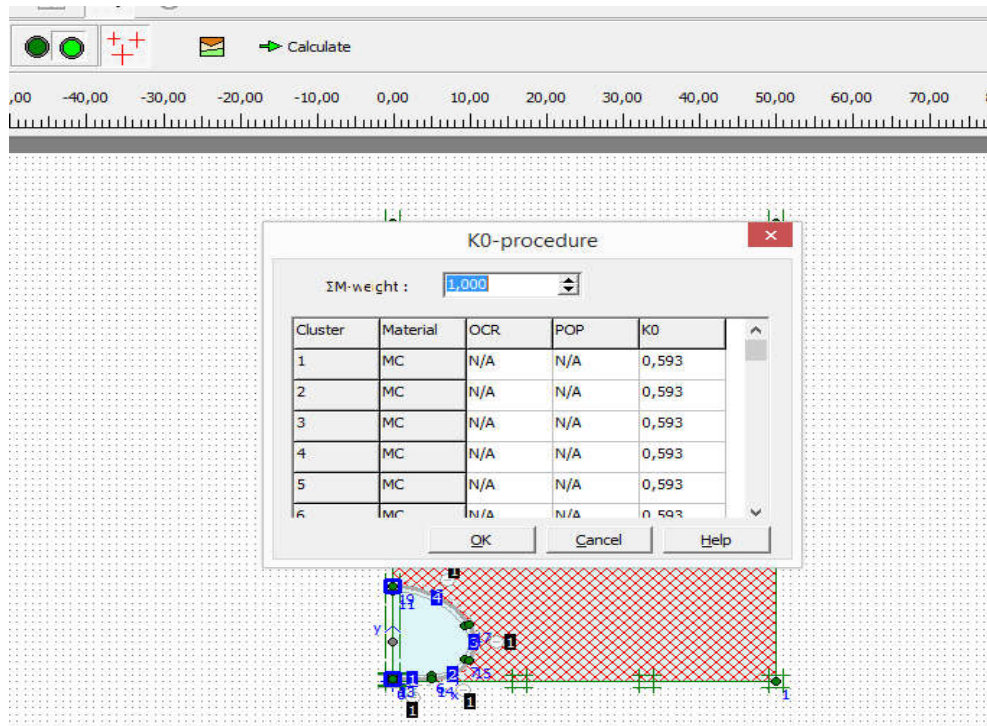


Figure VI.11 Activation des contraintes effectives.

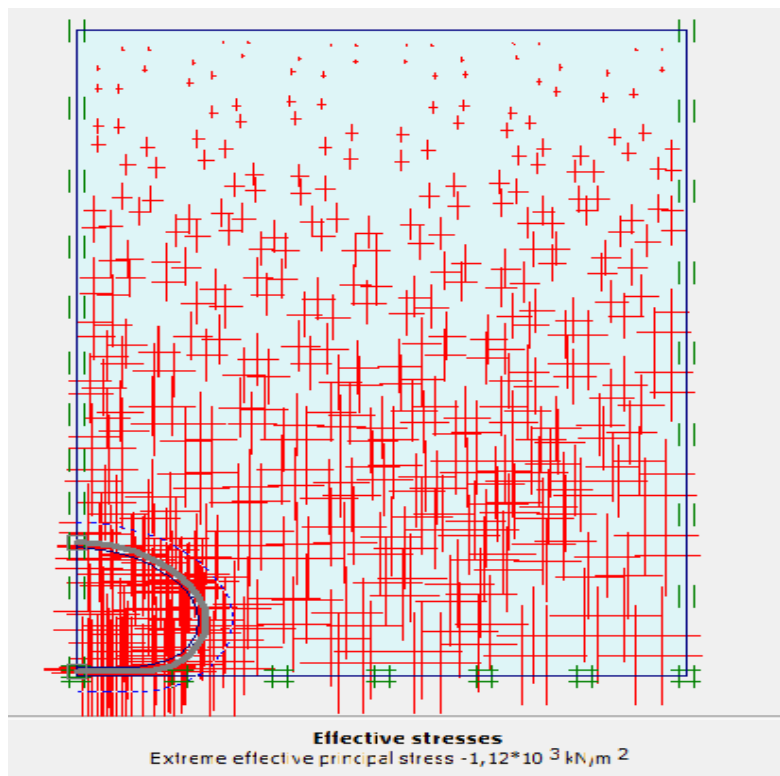


Figure VI.12 Contraintes effectives.

9. Début de la phase de calcul en cliquant sur 'Calculate' pour passer à l'étape d'identification des phases.

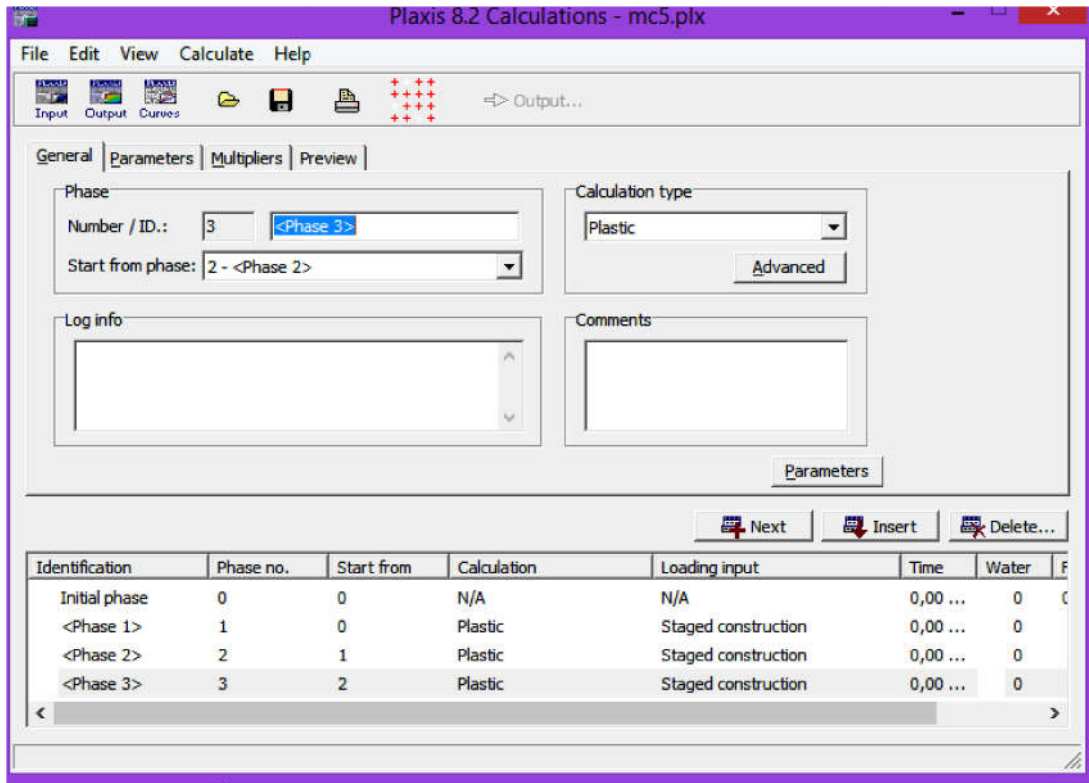


Figure VI.13 Phases de calcul Plaxis.

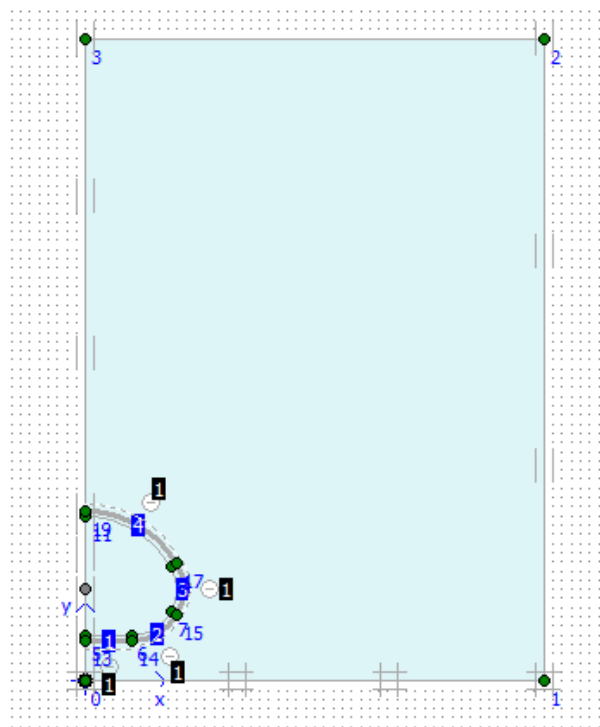


Figure IV.14 Phase 1 : Avant le début des travaux.

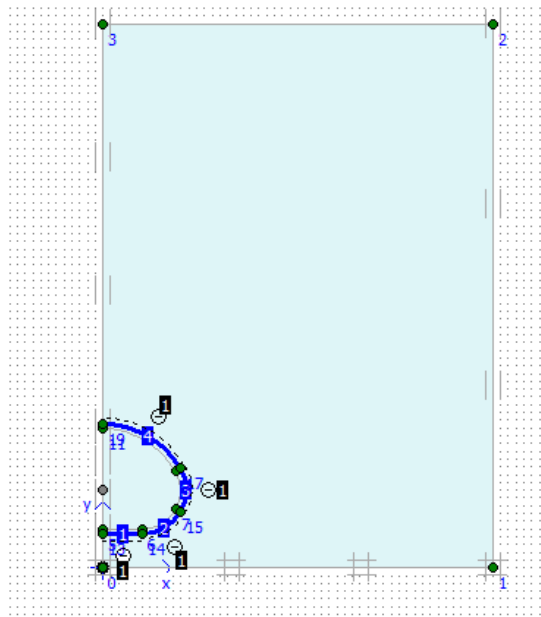


Figure VI.15 Phase 2 : Activation du soutènement.

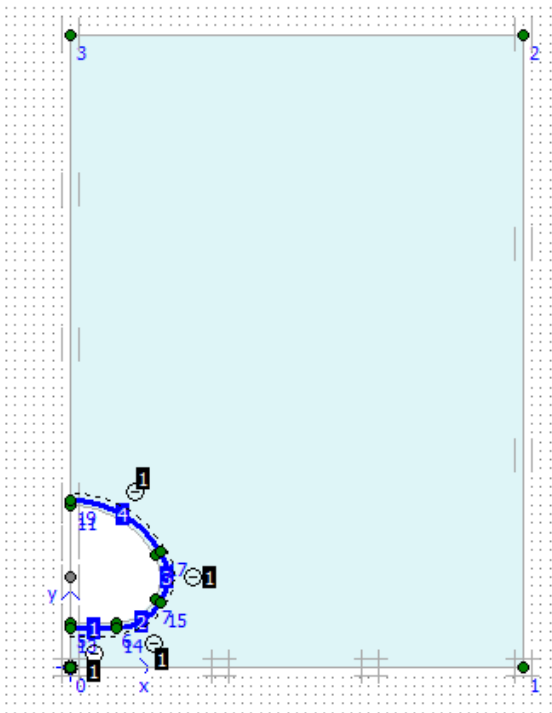


Figure VI.16 phase 3 : Vider le tunnel des débris.

Ensuite, nous cliquons sur l'icône en surbrillance dans l'image ci-dessous pour repérer des points particuliers du tunnel pour des analyses ultérieures.

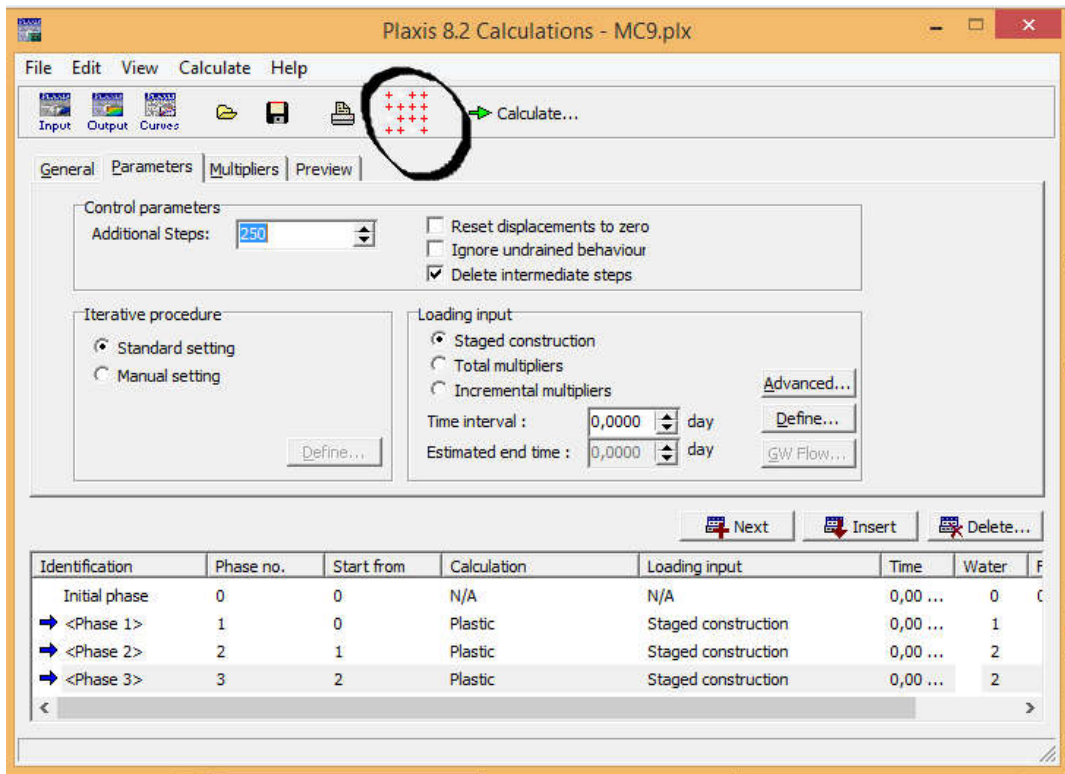


Figure VI.17 Calcul du Plaxis.

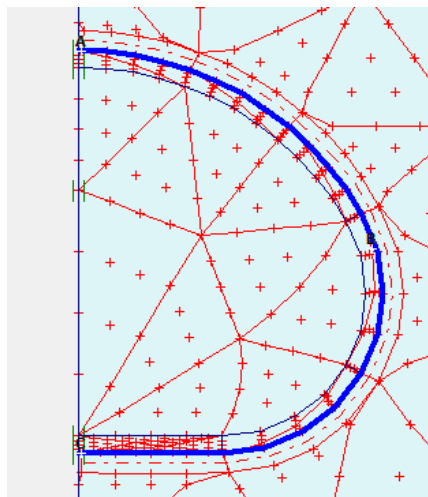


Figure VI.18 Identification des points

Puis sur 'Calculate' pour obtenir les calculs plastiques

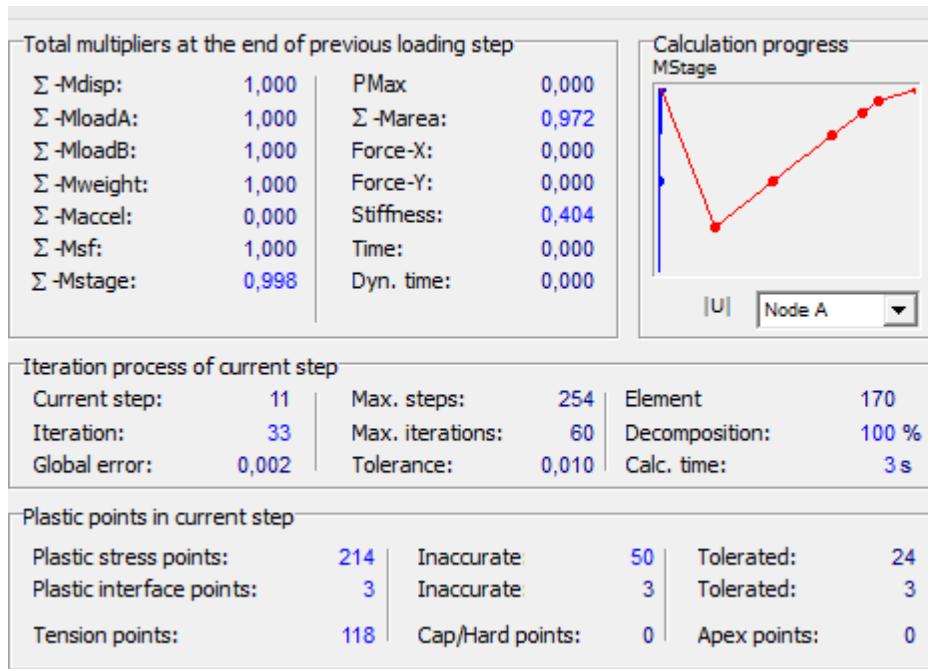


Figure VI.19 Calculs plastiques.

Après avoir obtenu les identifications correctes comme indiqué dans la figure ci-dessous :

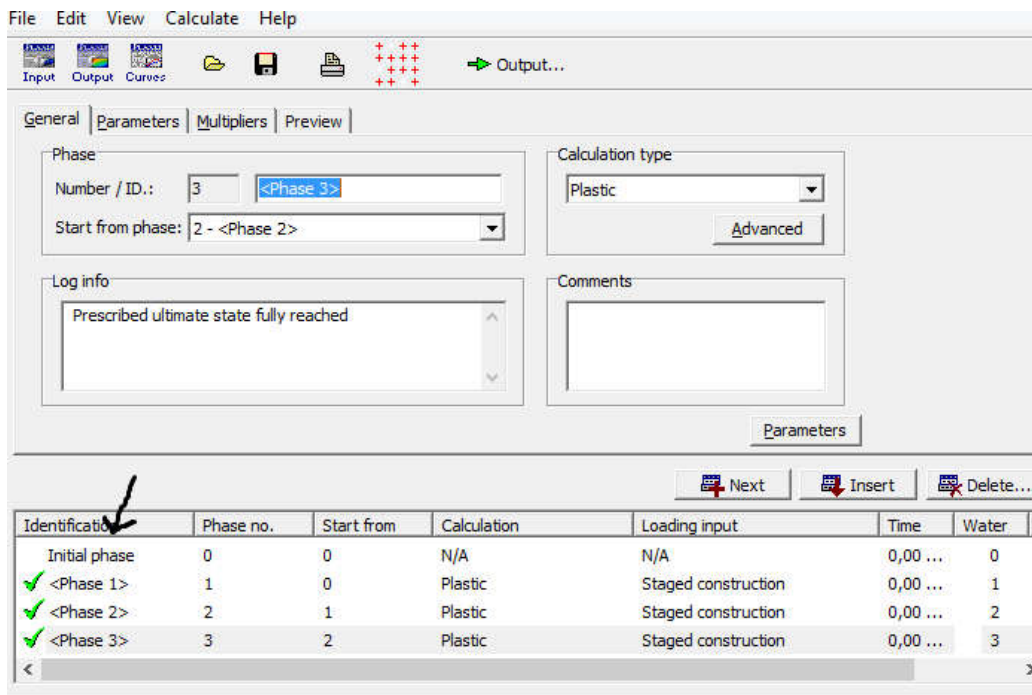


Figure VI.20 Finalisation d'identifications.

Plaxis affichera les résultats sous forme de courbes et des ombres

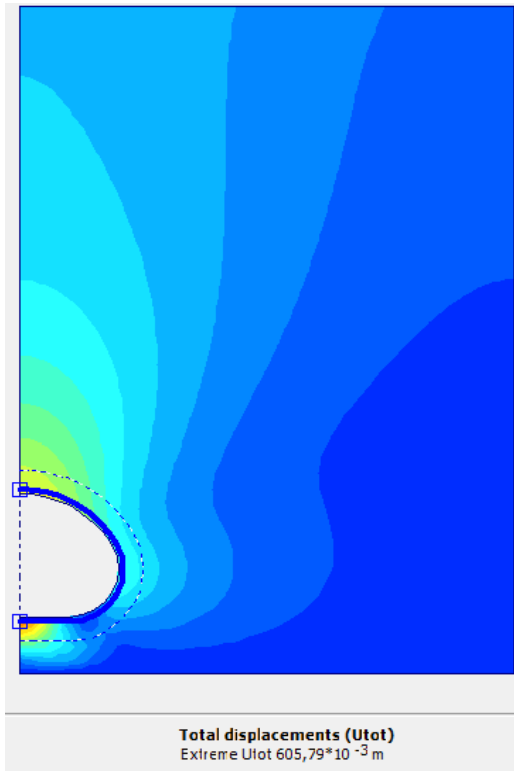


Figure VI.21 Déplacements totaux.

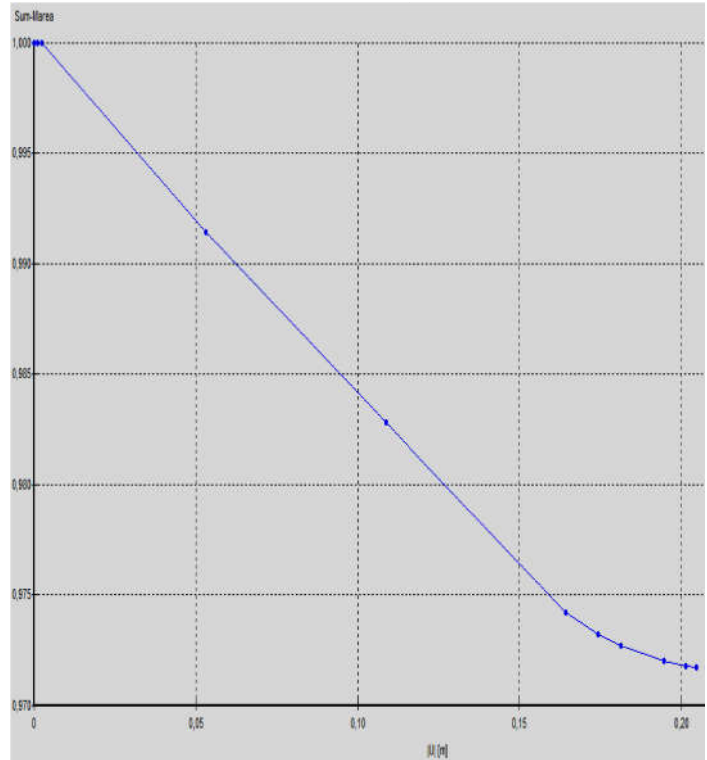


Figure VI.22 Courbe de Déplacement du point B.

VI.3 Points particuliers du modèle

Dans notre modèle on va modéliser un tunnel symétrique creusé par la NATM quatre fois. À chaque fois nous modifierons le niveau de la nappe phréatique. Nous allons identifier 3 points fondamentaux pour étudier les réactions du sol et les déplacements qui s'y produisent par l'effet de chaque niveau séparément. Les points seront avec les coordonnées suivantes :

A (00.00 / 19.00) ; B (10.80 / 10.70) ; C (00.00 / 00.20).

Distribués comme indiqué dans l'image ci-dessous :

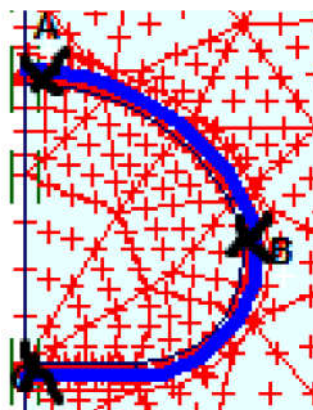


Figure VI.23 Distribution des points.

VI.4 But de ce travail

Après avoir 4 modèles avec 4 niveaux des nappes phréatiques, Nous obtiendrons des courbes qui décrivent les déplacements des 3 points principaux en fonction des étapes de réalisation ($\sum Mstage$) en pourcentage. Puis, en va les comparer afin de déduire la relation entre le niveau de la nappe phréatique et les déformations.

Exemple du courbe obtenue :

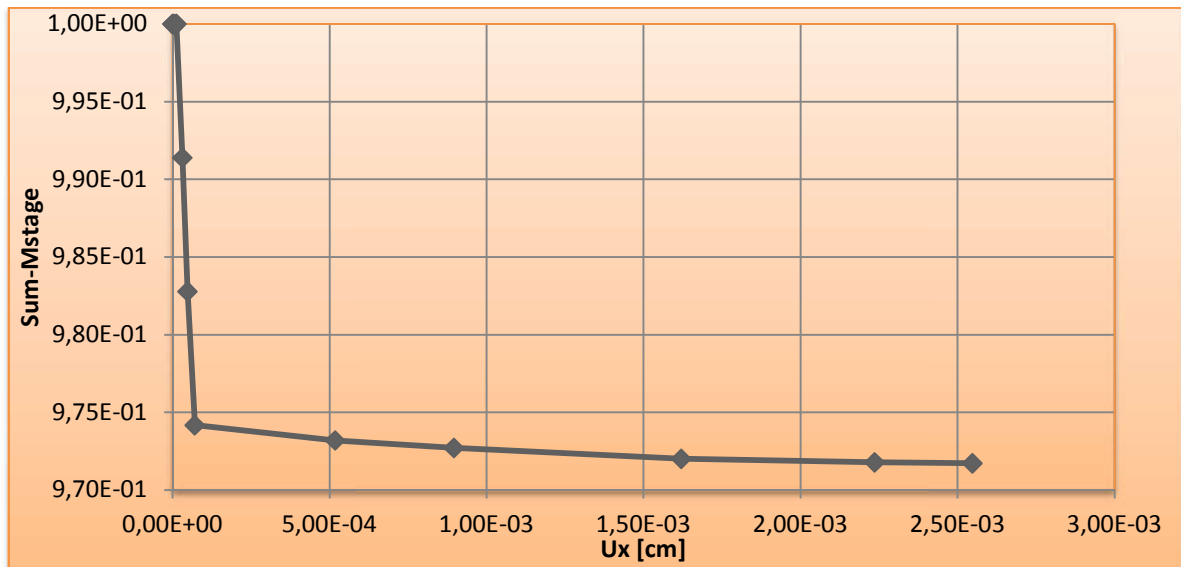


Figure VI.24 Déplacement horizontal du point A sous l'effet d'une nappe phréatique de 30 m d'altitude par rapport à la base.

Nous prendrons les déplacements maximaux pour chaque point de chaque modèle et les placerons dans une courbe en fonction des niveaux de la nappe phréatique afin de conclure sur son influence sur le comportement du tunnel. Les niveaux des nappes phréatiques seront les suivants :

Niveau 1 : 70 m, (niveau du terre-plein)

Niveau 2 : 50 m,

Niveau 3 : 30 m,

Niveau 4 : 0 m (niveau de la base du tunnel).

Point A

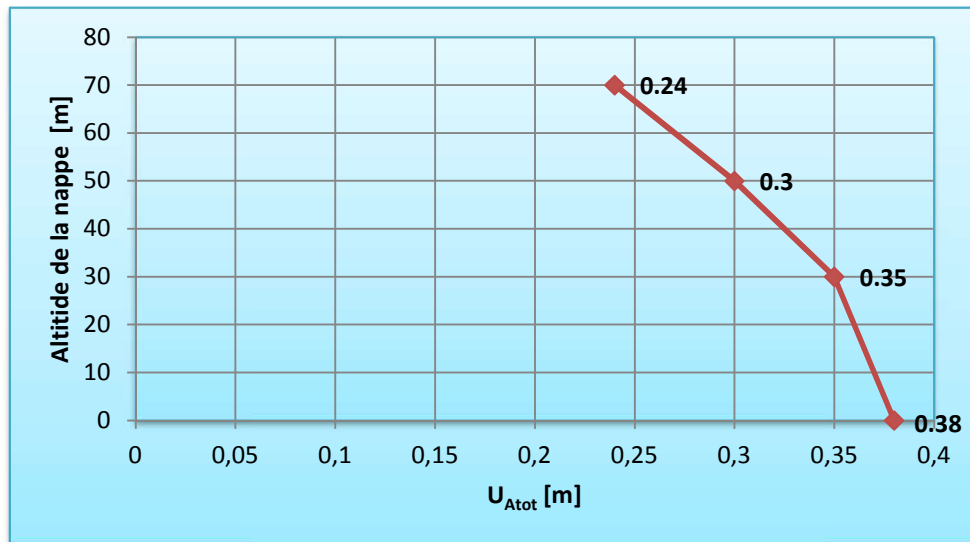


Figure VI.25 Déplacement total du point A.

Point B

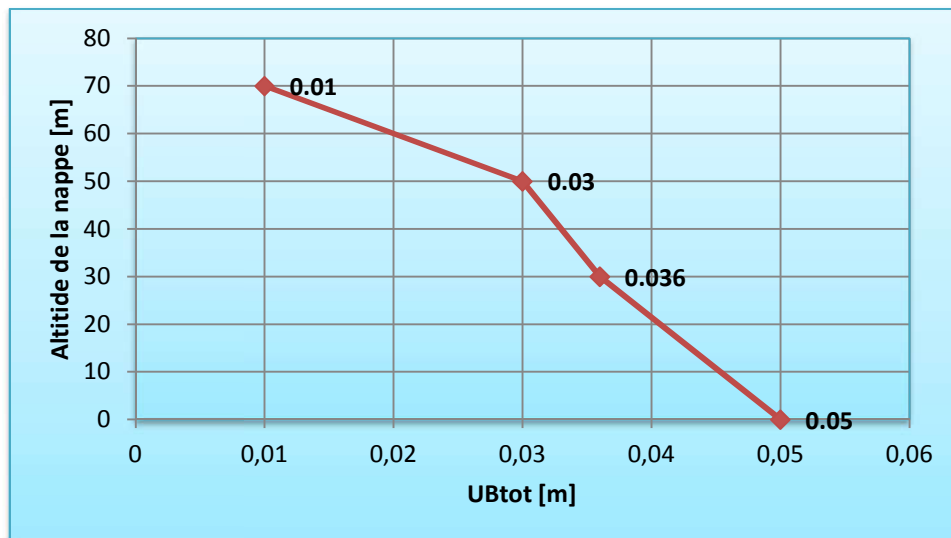


Figure VI.26 Déplacement total du point B.

Point C :

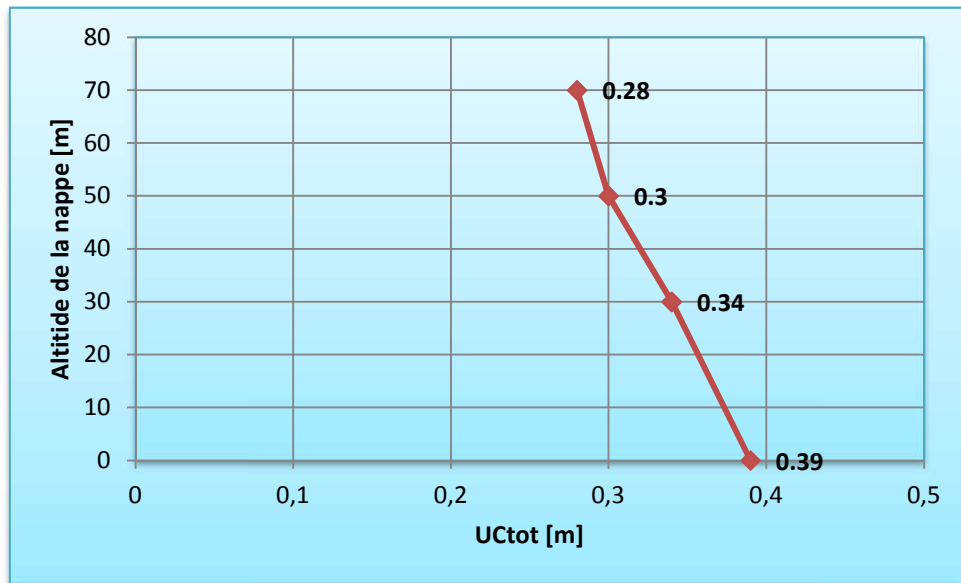


Figure VI.27 Déplacement total du point C.

Conclusion et **recommandations**

I. Conclusion

La méthode de creusement de tunnels séquentiels présente plusieurs avantages, notamment la réduction des vibrations et des perturbations résultant des opérations de forage, l'amélioration de la sécurité des travailleurs et de l'environnement entourant les opérations de forage et l'augmentation de l'efficacité et de la précision de la construction des tunnels. Plus efficace que les méthodes traditionnelles grâce à l'utilisation de technologies avancées telles que le système de contrôle automatique des excavatrices et des robots, les systèmes de contrôle de qualité et de surveillance à distance et l'utilisation de matériaux de construction avancés et respectueux de l'environnement. Matériaux respectueux de l'environnement, qui contribuent à réduire la consommation et à améliorer la durabilité des opérations de construction de tunnels.

L'utilisation de matériaux expansifs utilisés pour empêcher le retrait, notamment des matériaux tels que les polymères thermoplastiques et caoutchouteux. Ces matériaux se dilatent et élargissent le tunnel pour éviter le retrait pouvant survenir en raison des changements de température.

Toutes ces solutions permettent d'isoler le mur et d'empêcher l'absorption d'humidité dans le tunnel, stabilisant et soutenant ainsi la structure à long terme.

Après avoir obtenu les courbes de déformation totale pour chaque point A B C, nous avons conclu que :

- Le point A se déplace dans vers le bas à mesure que la profondeur de la nappe phréatique augmente.
- Le point B se déplace radialement vers l'extérieur mais d'amplitude moindre en raison de son emplacement du côté du tunnel.
- Le point C est soumis à un déplacement dans le sens positif.

D'après les courbes des déplacements de chaque point, nous concluons que le tunnel s'est rétréci. Nous en concluons que la pression de la nappe phréatique sur le tunnel augmente à mesure que la hauteur diminue ou s'en rapproche, donc la relation entre la hauteur de la nappe phréatique et la déformation est inverse.

II. Recommandations

Pour protéger le tunnel du retrait dû à l'impact des nappes phréatiques, Il est également possible d'appliquer des techniques telles que l'utilisation de bons systèmes de ventilation, le contrôle de la température à l'intérieur du tunnel et son ajustement régulier pour éviter le retrait.

Des matériaux d'étanchéité tels que le polyéthylène et l'aluminium recouvert de polyéthylène peuvent être utilisés. Ces matériaux aident à empêcher l'eau d'être absorbée dans le tunnel, réduisant ainsi le risque de retrait dû à l'effet de la nappe phréatique.

Bibliographie

- [1] Association internationale des tunnels et de l'espace souterrain.
- [2] centre d'étude des tunnels, 25 avenue François Mitterrand, 8/9 oct 2002, Nancy.
- [10] Engineering manuel No.26 -Publié le 09/2020.
- [5] Federal Highway Administration- Highway Materials Engineering course,Module B, Lesson 3.
- [6] Le Grand Paris Express: Techniques de creusement des tunnels-Hélène HORSIN-MOLINARO-Xavier JORDANIO-Timothée KLAELE, édité le 05/02/2019.
- [7] La plateforme d'information de l'industrie cimentière française- Novembre 2020 - PATRICK GUIRAUD.
- [11] GHOUARI-<http://pentes-tunnels.eu>.
- [8] Rabcewicz L. Aus der Praxis des Tunnelbaus, Einige Erfahrungen über echten Gebirgsdruck. Geologie und Bauwesen, Jg. 27, Heft 3-4, 1962.
- [3] Syed Montazir Abbas (TU Bergakademie Freiberg, Geotechnical institute and national center of excellence in geologie, université of Peshawar) et prof.Dr.habil.
- [4] Université de Batna 2 - 1 Cours MDR -chapitre IV -Ali Hassan.
- [10] Scientific Figure on ResearchGate.Available from:
<https://www.researchgate.net/figure/Section-transversale-du-tunnel>
- [9] Vasiliki G. Terzi,George D. Manolis, in Soil Dynamics and Earthquake Engineering,2023 From : Chemical Engineering Journal,2023.
- [12] **Auteur(s)** : Comité technique 5 Tunnels routiers / Technical Committee 5 Road Tunnels.

Date : 1995

Domaine(s) : Exploitation des tunnels routiers.

Type : Bilingue anglais - français, publié en 1995.

Référence PIARC : 05.03.BFR.

ISBN : 2-84060-035-8.

- [13] AFTES : Recommandations du Groupe de Travail n°1. Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. Tunnels et ouvrages souterrains, (177) : pp 138-170, mai-juin 2003.
- [14] AFTES. Le choix des paramètres et essais géotechniques utiles à la conception, au dimensionnement et à l'exécution des ouvrages creusés en souterrain. Tunnels et ouvrages souterrains, (123), mai-juin 1994.
- [15] CETu - Ministère de l'Equipement, des Transports et du Logement "Dossier pilote des tunnels" Spécifique, Lyon, 1998
- [16] C. Fairhurst & C.Carranza Torres "Closing the Circle : some comments on design procedures for tunnel supports in rock " 50th Annual Geotechnical Engineering Conference University of Minnesota - February 22, 2002
- [17] Détection de cavités souterraines par méthodes géophysiques : Guide technique", Brochure du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2004
- [18] **Adresses site Internet** : www.pentes-tunnels.eu Port 80
- [19] A. Bendali -Département GMM 4ème année – Orientation MMN-Université de toulouse-2013.
- [20] Plaxis Version 8 Material Models Manual.