

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



جامعة 8 ماي 1945 قالمة
UNIVERSITE 8 MAI 1945 GUELMA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Polycopié de cours et exercices

Tunnels et Ouvrages Souterrains

Destiné aux étudiants en Master 02 Géotechnique



Elaboré par : Dr BENAMARA Fatima Zohra

Année 2020

Avant Propos

Ce polycopié de cours et travaux dirigés du module intitulé « Tunnels et ouvrages souterrain» a été rédigé à l'intention des étudiants de Master II Spécialité : «Génie Civil » Option : Géotechnique. Il répond au programme officiel du Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Ce document est une synthèse tirée de différents ouvrages en relation avec le thème. Il présente, des définitions et des rappels sur les tunnels et ouvrages souterrains. Les études de conception d'un projet de tunnel "Conception et dimensionnement" débouchent sur la préconisation de procédés de construction, prenant en compte l'ensemble des contraintes liées au parti fonctionnel retenu, à l'environnement de l'ouvrage, au terrain encaissant.

Le recours à tel ou tel procédé de construction doit être assorti de précautions d'exécution, souvent fondamentales et coûteuses, qui ne peuvent être définies sans étude préalable et quelquefois même sans essais in situ en vraie grandeur (galeries d'essais, essais de traitement des terrains....).

L'ouvrage comporte le nécessaire pour faire le calcul pratique en termes de principes, méthodes, formules, tables et abaques. Dans ce contexte, il représente un aide mémoire couvrant les chapitres du programme officiel. L'intéressé est alors invité à approfondir les notions diverses à travers la consultation d'une liste bibliographique proposée à la fin de l'ouvrage.

À l'issue du module, les étudiants auront acquis une bonne connaissance des spécificités du domaine des travaux souterrains ; ils auront en particulier pu comprendre les facteurs déterminants dans la conception et la conduite d'un projet de tunnel routier ou ferroviaire.

Ils auront également acquis les notions de base de la géotechnique et de la mécanique des roches appliquées aux travaux souterrains. Ils auront eu un aperçu des approches calculatoires qui sont habituellement employées. Ils auront pu aussi acquérir la pratique des calculs de pré-dimensionnement par la méthode convergence-confinement. Enfin, je serai reconnaissante au lecteur ses corrections de l'écrit, ses remarques, ainsi que ses suggestions.

Table des matières

Avant propos	
Tables des matières	
Symboles et abréviations	
Introduction	01
Chapitre I : Définition et classification des ouvrages souterrains	
I.1 Introduction.....	04
I.2 Les raisons d’aller en souterrain.....	04
I.2.1 Des raisons d’occupation du sol et d’implantation.....	04
I.2.2 Des raisons d’isolation.....	04
I.2.3 Des raisons de protection de l’environnement.....	05
I.2.4 Des raisons topographiques.....	05
I.2.5 Des raisons sociales.....	06
I.2.6 Raisons économiques.....	06
I.3 Définition d’un ouvrage souterrain.....	06
I.4 Historique et développement des ouvrages souterrains.....	06
I.5 Classification des ouvrages souterrains.....	07
I.5.1 Souterrain Naturels (Les cavités naturelles).....	07
I.5.1.1 Les cavernes.....	07
I.5.1.2 Gouffre	07
I.5.1.3 Grotte.....	07
I.5.2 Souterrains ou Cavités Artificiels.....	08
I.6 Tunnel.....	09
I.6.1 Définition.....	09
I.6.2 Description d’un tunnel.....	09
I.7 Classification des tunnels selon leur objet.....	10
I.7.1 Classification des tunnels selon leur objet	10
I.7.2 Classification des tunnels selon le mode d’exécution.....	11
I.7.3 Classification des tunnels selon la forme des ouvrages.....	11
I.7.4 Exploitations minières	12
Chapitre II Conception et techniques de construction des tunnels	
II.1 Introduction.....	14
II.2 Eléments nécessaires à la mise au point du projet.....	14
II.2.1 Optimisation de la géométrie.....	14

II.2.1.1	Tracé en plan et profil en long	14
II.2.1.2	Profil en travers.....	16
II.3	Etudes et reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.....	17
II.3.1	Moyen de reconnaissance géologique.....	17
II.3.1.1	Document et information	17
II.3.1.2	Levé géologique de surface	17
II.3.1.3	La géophysique	18
II.3.2	Moyens de reconnaissance hydrogéologique.....	18
II.3.2.1	Inventaire des données existantes.....	18
II.3.2.2	Levé hydrogéologique de surface	18
II.3.2.3	Géophysiques	18
II.3.2.4	Sondage	19
II.3.2.5	Mesure de perméabilité en place dans les sondages1.....	19
II.3.3	Moyen de reconnaissances géotechniques	20
II.3.4	Galerie de reconnaissance	22
II.4	Techniques de construction des tunnels.....	23
II.4.1	Les différentes méthodes de creusements.....	23
II.4.1.1	Méthode d'Abattage à l'explosif	23
II.4.1.1.1	Purge et marinage.....	24
II.4.1.2	Les méthodes de creusement mécanisées.....	24
II.4.1.3	Machines de creusement.....	26
II.4.1.3.1	Machines à attaque ponctuelle.....	26
II.4.1.3.2	Haveuses.....	27
II.4.1.3.3	Le creusement au tunnelier.....	28
II.5	Les différents types de soutènement.....	31
II.5.1	La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM).....	31
II.5.2	Les boulons d'ancrage radiaux.....	31
II.5.2.1	Les boulons passifs	32
II.5.2.1.1	Les boulons à ancrage ponctuel	32
II.5.2.1.2	Les boulons à ancrage réparti.....	32
II.5.2.2	Les boulons actifs ou précontraints	33
II.5.3	Le béton projeté.....	33
II.5.4	Cintres réticulés.....	34
II.5.5	Cintres lourds et blindage.....	34
II.5.6	Cintres coulissants.....	35

III.2.2.2 Principe de la méthode convergence-confinement.....	68
III.2.2.3 La courbe de convergence-confinement	68
III.2.2.3.1 Convergence du terrain.....	68
III.2.2.3.2 Confinement du terrain.....	70
III.2.2.4 Courbe de convergence du terrain.....	70
III.2.2.5 Courbe de Confinement du soutènement.....	78
III.2.2.6 Principes de calcul des soutènements/revêtements	80
III.2.2.6.1 Raideur et pression admissible dans un anneau de béton.....	80
III.2.2.6.2 Raideur et pression admissible dans les voussoirs.....	81
III.2.2.6.3 Raideur et pression admissible dans les cintres.....	82
III.2.2.6.4 Raideur et pression admissible dans les boulons à ancrage Ponctuel.....	83
III.2.3 Les méthodes numériques.....	83
III.2.3.1 Les différents types de modélisations de tunnel.....	84
III.2.4 La méthode des réactions hyperstatiques.....	85
Exercice iii.1.....	87
Exercice III.2.....	88
Exercice III.3.....	88
Exercice III.4.....	89
 Chapitre IV Pathologie et techniques de confortement des tunnels	
IV.1 Introduction	92
IV.2 Les différents désordres.....	92
IV.2.1 Les désordres dus à l'eau.....	92
IV.2.1.1 Concrétions.....	92
IV.2.2 Efflorescences sur mortiers et bétons.....	93
IV.2.3 Désordres liés au gel.....	94
IV.3 Désordres de la zone d'influence.....	95
IV.3.1 Karsts et Cavités.....	95
IV.3.2 Désordres aux têtes.....	96
IV.3.3 Instabilités de pentes.....	96
IV.4 Désordres des tronçons non revêtus.....	97
IV.4.1 Blocs ou masses lâches.....	97
IV.4.2 Plaques ou bancs fléchis.....	98
IV.5 Altérations des matériaux constitutifs des revêtements (revêtements en béton coulé	98

en place ou préfabriqué).....	
IV.5.1 Epaufrures	98
IV.5.2 Altérations des bétons (gonflements).....	99
IV.5.3 Ecaillage mécanique.....	99
IV.5.4 Eclatements sur armatures	100
IV.5.5 Désordres des bétons projetés.....	100
IV.6 Désordres des dispositifs d'étanchéité, de drainage et d'assainissement.....	101
IV.6.1 Désordres des drains d'intrados.....	101
IV.6.2 Désordres des drains et caniveaux d'extrados.....	102
IV.7 Désordres affectant la structure et la géométrie de l'ouvrage	102
IV.7.1 Fissures.....	102
IV.7.2 Déformations.....	103
IV.7.3 Désordres liés à la mise en œuvre.....	105
IV.8 Désordres des équipements de génie civil.....	106
IV.8.1 Désordres des radiers.....	106
IV.8.2 Désordres des chaussées.....	106
IV.9 Désordres dus aux incendies.....	107
IV.10 Désordres liés à des défauts d'entretien.....	108
IV.11 Technique de confortement des tunnels	108
IV.11.1 Technique de renforcement des tunnels par raidisseurs	108
IV.11.2 Le renforcement du béton projeté.....	109
IV.11.3 Réparation du béton.....	109
 Chapitre V Application pratique (Calcul d'un tunnel routier ou ferroviaire)	
V.1 Présentation de projet d'un tunnel routier	113
V.2 Reconnaissance Géotechnique.....	114
V.2.1 Paramètres géotechniques d'étude.....	114
V.3 Prédimensionnement du tunnel par les méthodes empiriques.....	115
V.3.1 Méthode de Bieniawski (RMR)	115
V.3.2 Méthode de BARTON (Q system).....	116
V.3.3 Méthode AFTES.....	116
V.4 Prédimensionnement par la méthode analytique (convergence confinement)	118
V.5 Modélisation du creusement du tunnel traversant Djebel El Kantour par MEF	124
V.5.1 Etablissement du modèle numérique du tunnel	124
V.5.1.1 Définition du modèle géométrique.....	124
V.5.1.2 Propriétés des matériaux.....	125
V.5.1.3 Caractéristiques du soutènement provisoire (cintres+ béton projeté).....	126
V.5.1.4 Les caractéristiques des boulons d'ancrages.....	127

V.5.2 Conditions aux limites.....	128
V.5.3 Génération du maillage.....	128
V.6 Conditions initiales.....	129
V.7 Procédure de calcul.....	130
V.8 Principaux résultats.....	132
V.9 Conclusion.....	148
Référence bibliographiques	149
Annexe.....	150

Symboles et abréviations

Liste des symboles

σ_R : La contrainte radiale

σ_θ : Contrainte ortho radiale

σ_0 : La contrainte initiale dans le massif

σ_a : Résistance admissible de l'acier

$\sigma_{e \text{ acier}}$: Limite d'élasticité de l'acier

σ_{yb} : Limite d'élasticité des boulons

F_{sa} : Facteur de sécurité pris sur la limite d'élasticité de l'acier

H : La hauteur de couverture

A : Section d'acier.

B : Largeur de la galerie.

C : La cohésion du terrain.

D: Diamètre du tunnel.

d : La distance non soutenue.

a_d : fonction de forme

d_1 : Diamètre du boulon.

D_e : La dimension équivalente de l'excavation.

E: Module élastique moyen du massif.

E_i : Module de déformabilité de la roche intacte.

E_a : Le module d'élasticité de l'acier.

E_L : Le module d'Young dans la direction longitudinale.

E_T : Le module d'Young dans la direction transversale.

E_b : Le module d'Young du matériau constituant la tige du boulon.

E_r : Le module d'Young du renforcement.

E_{voussoir} : Module des voussoirs

EI: Rigidité flexionnelle et normale.

EA: Rigidité normale.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours

F: Fonction de charge.

G: Le module de cisaillement.

K_0 : Le coefficient de pression des terres au repos.

K : Coefficient variable avec la nature et la texture de terrain.

K_{cintres} : raideur du soutènement constitué par les cintres

e : Espacement longitudinal des cintres

p_s^{cintre} : Pression admissible dans le soutènement (cintres)

p_s^{boulons} : Pression admissible dans le soutènement (boulons)

K_{sb} : La raideur du soutènement en béton

K_{SF} : Module de rigidité flexionnelle du soutènement.

K_p : Coefficient de butée.

K : Le module de compressibilité volumique.

K_s : Raideur de l'ensemble des soutènements/revêtements.

$K_{boulons}$: raideur du soutènement/revêtement constitué par l'ensemble des boulons à ancrage ponctuel.

H_p : Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale.

H_t : Hauteur de la galerie.

I : Le moment d'inertie du profilé.

I_s : L'indice de résistance.

I_c : L'indice de discontinuité.

L : La longueur des boulons.

n : Le nombre de boulons.

N : La force axiale de boulons.

Q : Indice de qualité (Tunnelling Quality Index).

$p_s^{\text{béton}}$: La pression admissible dans une coque de béton

$p_{s\text{ max}}$: Pression maximale admissible de l'ensemble des soutènements/revêtements.

p_s^{vousoir} : La pression admissible dans les vousoirs

R : Rayon de l'excavation.

R_p : Rayon plastique

R_i : Rayon intrados.

e_l et e_t : Espacement des boulons dans les directions transversale et longitudinale du tunnel.

T_b : Charge admissible dans le boulon.

T_{br} : Charge résistante ultime dans le boulon.

ν_L : Le coefficient de Poisson dans la direction longitudinale.

ν_T : Le coefficient de Poisson dans la direction transversale.

ν_b : Le coefficient de Poisson du béton.

$\lambda(x)$: Le taux de confinement a une distance x du front de taille

γ : Le poids volumique.

φ : Angle de frottement exprimé en degrés.

Ψ : Angle de dilatance.

τ : La résistance au cisaillement.

ν : Le coefficient de Poisson de sol.

λ_e : Taux de déconfinement à la fin de la phase élastique.

$R_{c,}$, σ_c : La résistance à la compression simple du terrain

σ_1 : Contrainte principale majeure.

σ_2 : Contrainte principale mineure.

σ_{Re} : Contrainte radiale correspondant à la fin de la phase élastique

σ_a : Résistance admissible de l'acier

u_0 : Déplacement radial au front de taille.

u_∞ : Déplacement radial à l'équilibre pour le tunnel soutenu.

$u_{\infty 0}$: Déplacement radial au front de taille pour le tunnel soutenu.

J_n : Caractérise le nombre des familles de joints.

J_r : Caractérise la rugosité des joints.

J_a : Caractérise l'altération des joints en précisant le degré d'érosion, d'altération et de remplissage.

J_w : Facteur de réduction hydraulique des joints.

SRF : Facteur de réduction des contraintes.

Liste des abréviations

TBM : Tunnel Boring Machine.

R.Q.D : Rock Quality Designation.

RMR : Rock Mass Rating.

SFR : Stress Reduction Factor : précise l'état des contraintes dans le massif.

ESR : Excavation Support Ratio.

AFTES : Association Française des Travaux en Souterrain.

NATM : New Austrian Tunnelling Method.

Introduction

La réalisation des ouvrages souterrains permet de s'affranchir des obstacles, d'utiliser au maximum l'espace souterrain quasi illimité et de libérer la surface au sol. A titre indicatif, les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses. Différentes méthodes d'exécution des tunnels peuvent être utilisées.

La conception puis l'exécution d'un ouvrage souterrain nécessite de la part de l'ingénieur des connaissances étendues dans les domaines de la géologie, de l'hydrogéologie, de la mécanique des matériaux, des différentes méthodes de construction et des aspects économiques qui s'y rattachent.

Les ouvrages souterrains présentent la particularité d'être entièrement construit dans un massif de sol ou rocheux. Ces ouvrages souterrains sont dimensionnés à partir de classification des roches. Il existe de nombreuses méthodes de classification se basant sur différents paramètres géotechniques et physique

Ce module a pour vocation de mettre à niveau l'ensemble des étudiants sur les connaissances de base de l'ingénieur indispensable dans le domaine des travaux souterrains : connaissance du milieu naturel (géologie et hydrogéologie pour l'ingénieur) et du comportement des sols et des roches, comportement des matériaux et des structures, modélisation numérique par élément finis, introduction à la justification du soutènement en tunnel.

En un semestre, ce module a pour objectif de donner à des étudiants de spécialité géotechnique ou travaux publics des compétences scientifiques et techniques dans les domaines de la construction et de la justification des ouvrages souterrains, ainsi qu'une bonne connaissance de la démarche globale de conception de ces ouvrages depuis les phases de définition du projet jusqu'aux phases de réalisation de l'ouvrage, tout en intégrant les contraintes liées à son exploitation et à sa maintenance.

Le document est organisé en cinq chapitres. Chaque chapitre expose le cours, accompagnés dans la mesure du possible par des exemples.

Dans le premier chapitre, on présente, des notions et des définitions d'ordre général des ouvrages souterrains ainsi que leurs modes de classification.

Le deuxième chapitre, décrit les différentes étapes d'étude, de conception et de construction des tunnels. Un accent particulier est mis sur les techniques de creusement et de soutènement des tunnels.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation des différentes méthodes de classification des massifs de sol ainsi que les méthodes de dimensionnement et des calculs des tunnels à savoir les méthodes empiriques et analytiques.

Le quatrième chapitre est consacré à la description des pathologies affectant les tunnels et les facteurs qui les déclenchent ainsi que les techniques de confortement des tunnels.

Enfin, dans le cinquième chapitre nous traitons une application pratique de calcul d'un tunnel routier ou ferroviaire en appliquant les différentes méthodes empiriques, analytiques et numériques.



Chapitre I :

*Définition et classification des
ouvrages souterrains*

Chapitre I

Définition et classification des ouvrages souterrains

1.1 Introduction

Depuis des centaines de milliers d'années, notre domaine naturel est la surface de la Terre, un espace principalement bidimensionnel. Poussés par la nécessité, nous avons toujours tenté de nous échapper de cet espace, soit en l'élargissant, ce qui n'est possible que de manière très restrictive, soit en cherchant à utiliser la troisième dimension, vers le haut ou vers le bas.

Les ouvrages souterrains ont toujours été complexes mais malgré cela, ils sont apparus à un stade très précoce du développement de l'humanité, comme en témoigne la découverte d'excavations souterraines qui comptent parmi les premières manifestations de l'activité humaine [16].

La nature, et non l'homme, est à l'origine des premiers ouvrages souterrains. Les grottes et les cavernes résultent de l'action de la pluie, des rivières et de la mer. Les utilisations de l'espace souterrain ont considérablement augmentées, dans l'exploitation minière, dans le domaine du transport avec le développement des routes, voies d'eau et voies ferrées, et dans le domaine des installations hydroélectriques.

1.2 Les raisons d'aller en souterrain

Dès l'aube de la civilisation, et plus fortement aujourd'hui, nombreuses ont été les raisons qui ont poussé l'homme à utiliser et aménager l'espace souterrain. Parmi lesquelles :

1.2.1 Des raisons d'occupation du sol et d'implantation

L'utilisation du souterrain découle d'un manque d'espace à la surface et permet de construire à un emplacement où la construction en surface ne serait pas possible. L'implantation en souterrain est préférable pour de nombreuses constructions car leur existence en surface est gênante pour les réseaux de service public [16].

1.2.2 Des raisons d'isolation

L'isolation est l'une des principales raisons qui pousse la construction en souterrain ; le sol offre une bonne isolation, les domaines d'isolations sont :

- **Le climat** : Le sous-sol fournit un environnement thermique stable et cohérent par rapport au climat qu'on trouve en surface, cela offre un avantage conséquent du point de vue économie et stockage d'énergie.

- Les catastrophes naturelles et les séismes : Les ouvrages souterrains sont naturellement protégés contre les orages, les tempêtes, les tornades. Ils peuvent aussi résister aux dégâts créés par les inondations, sous précaution de prendre des mesures spéciales pour protéger les ouvrages contre l'invasion des eaux. De plus, ces ouvrages présentant des avantages certains en matière de résistance aux séismes, ils sont moins sensibles qu'en surface.
- La protection : Les ouvrages souterrains fournissent des avantages en ce qui concerne la protection contre les explosions, en absorbant les chocs et l'énergie dissipée. La seule condition est que l'ouvrage doit être équipé d'un système de filtration de l'air extérieur.
- Le confinement : Le confinement agit en sens inverse de la protection. Il est très important pour protéger la surface vis-à-vis des nuisances et dangers créés par certaines installations, comme le stockage de matières dangereuses et leur exploitation (déchets nucléaires, chimiques, etc.).
- La sécurité : Le principal avantage des ouvrages souterrains demeure dans le nombre limité de leurs accès et la facilité de les sécuriser.

1.2.3 Des raisons de protection de l'environnement

Le sol offre une série d'avantages dans le domaine de la protection de l'environnement. Ces avantages sont essentiels lorsqu'il convient de concevoir des installations à faible impact sur l'environnement [21].

- L'aspect visuel et esthétique : Un ouvrage enterré crée un impact visuel moins important, voire nul, qu'un ouvrage équivalent réalisé à la surface. Ceci peut aider, le fait de cacher des installations techniques dans des zones sensibles, de plus pour la protection des paysages naturels et des réalisations architecturales, c'est également un avantage non négligeable. Les volontés progressives tendant à enterrer les réseaux de services publics résultent, principalement, d'une réflexion sur la beauté et l'amélioration de la protection contre les éléments naturels.
- L'écologie : Les ouvrages souterrains permettent de protéger la végétation naturelle. Les dommages sont moins importants sur le cycle écologique, aux niveaux local et mondial.

1.2.4 Des raisons topographiques

Dans les zones montagneuses, le recours aux tunnels rend réalisables diverses variantes de transport tel que les routes, les voies ferrées, Il présente une solution intéressante pour le franchissement des fleuves dont la mauvaise qualité de terrains (alluvions gorgées d'eau) comporte de nombreuses difficultés (solution le tunnel immergé) [21].

1.2.5 Des raisons sociales

L'espace souterrain a un rôle principal à jouer sur le plan social et ce, en offrant de bonnes conditions de vie. Il présente des nombreux avantages :

- Les tunnels ont un rôle vital pour amener et évacuer l'eau en site urbain.

- Les tunnels permettent l'installation d'un système de transport qui respecte l'environnement, rapide et discret.
- Les tunnels routiers urbains débarrassent la surfaces des véhicules ce qui implique une réduction du bruit dû à la circulation, d'autre part l'air devient légèrement moins pollué et enfin l'occupation de surface peu être utilisée à d'autres fins.
- Les parcs de stationnement et les centres commerciaux souterrains en centre ville libèrent de l'espace en surface pour des activités de loisirs et des terrains de jeu.
- Les galeries techniques à usages multiples sont moins sensibles aux conditions extérieures et causent moins de perturbation qu'en surface lors de la réparation ou de la maintenance des équipements qui y sont installés.

1.2.6 Raisons économiques

On peut résumer les raisons économiques dans les points suivants :

- Coûts
- Finances
- Risques

1.3 Définition d'un ouvrage souterrain

Un souterrain est une cavité située sous terre, à laquelle on peut accéder depuis la surface ou depuis l'intérieur d'un édifice.

Le nom "souterrain" s'entend surtout pour désigner une cavité creusée et aménagée par l'homme, et donc artificielle : une cave, une crypte, un abri vouté, un tunnel, sont des souterrains. Le souterrain est soit taillé dans du roc si le sous-sol est rocheux, soit construit en maçonnerie si le terrain est meuble. [16]

1.4 Historique et développement des ouvrages souterrains

Les premiers ouvrages souterrains "manufacturés" remontent à l'Antiquité, mais ils se sont toujours cantonnés à de faibles longueurs et à de petites sections. Le tunnel le plus ancien actuellement connu semble bien être celui qui a été construit en Mésopotamie sous l'Euphrate il y a 4 000 ans à l'époque de la reine Sémiramis. D'une longueur de 1 km, il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter [16].

L'art des mines s'est aussi beaucoup développé au XVIIIe siècle, mais il s'agissait d'ouvrages très provisoires et le plus souvent de petite section.

Le premier véritable chantier de travaux souterrains pour l'usage public est le tunnel routier du Lioran (Cantal), long de 1414 m, dont les travaux s'étalèrent de 1839 à 1846.

1.5 Classification des ouvrages souterrains

1.5.1 Souterrain Naturels (Les cavités naturelles)

1.5.1.1 Les cavernes

Une caverne désigne au sens propre une cavité souterraine, généralement d'origine naturelle mais ayant souvent une utilisation ou un symbolisme anthropique (homme des cavernes, mythe de la caverne, Caverne d'Ali Baba, caverne de brigands...) ou animale (antre, terrier,..) [16].

1.5.1.2 Gouffre

Un gouffre désigne généralement, au sens propre, une cavité souvent d'origine karstique dont l'entrée s'ouvre dans le sol (par opposition à une caverne ou une grotte, dont l'entrée s'ouvre dans une paroi) (Fig. I.1) .



Figure I.1. *Gouffre [21]*

1.5.1.3 Grotte

Une grotte est une cavité souterraine naturelle comportant au moins une partie horizontale accessible (Fig. I.2); ce qui la distingue d'un gouffre. Une grotte peut se former dans des structures minérales solubles par l'eau : principalement les roches carbonatées (cavités karstiques) ainsi que le gypse et l'anhydrite, voire le sel gemme, le grès et le quartzite, le gneiss et le granite, le basalte et certains conglomérats (cavités pseudokarstiques).



Figure I.2. Grotte de la flûte de pan (Guilin, Chine). L'éclairage bleu se reflète sur le lac intérieur.



Figure I.3. Grotte peinte par Joseph Wright en 1774 [16]

1.5.2 Souterrains ou Cavités Artificiels

On peut citer les souterrains suivants :

- Souterrains militaires à usage tactique (architecture militaire, poliorcétique)
- Souterrains militaires (galeries de contre-mines, souterrains de fuite)
- Parkings souterrains (Parking fermé ou souterrain).



Figure I.4. Parkings souterrains [16]

1.6 Tunnel

1.6.1 Définition

Le terme « tunnel » est apparu tardivement dans la langue française, emprunté à l'anglais « tunnel » qui dériverait lui-même du français « tonnelle » évoquant la forme du tonneau. Ce mot apparaît après la construction du tunnel sous la Tamise construit par Marc Isambart Brunel [16].

On considère souvent qu'un tunnel doit être :

- Au moins deux fois plus long qu'il n'est large pour mériter cette désignation.
- Il doit être fermé de tous les côtés, excepté à chacune de ses extrémités, ce qui le différencie d'un passage en tranchée.
- Un tunnel désigne toute route ou chaussée située sous un ouvrage de couverture qui, quel que soit son mode de construction, crée un espace confiné. Une section de route ou de chaussée située sous un ouvrage de couverture n'est pas un espace confiné dès lors que l'ouvrage de couverture comporte des ouvertures vers l'extérieur dont la surface est égale ou supérieure à 1 m^2 par voie de circulation et par mètre de chaussée".

Donc Un tunnel est une galerie souterraine livrant passage à une voie de communication (chemin de fer, canal, route, chemin piétonnier). Sont apparentés aux tunnels par leur mode de construction les grands ouvrages hydrauliques souterrains, tels que les aqueducs, collecteurs et émissaires destinés soit à l'amenée, soit à l'évacuation des eaux des grands centres et certaines conduites établies en liaison avec les barrages et usines hydro-électriques].

1.6.2 Description d'un tunnel

La figure I.5 présente les termes couramment associés à l'excavation d'un tunnel. Le terrain se déforme à deux endroits : au front de taille on parle d'extrusion et en parois on parle de convergence.

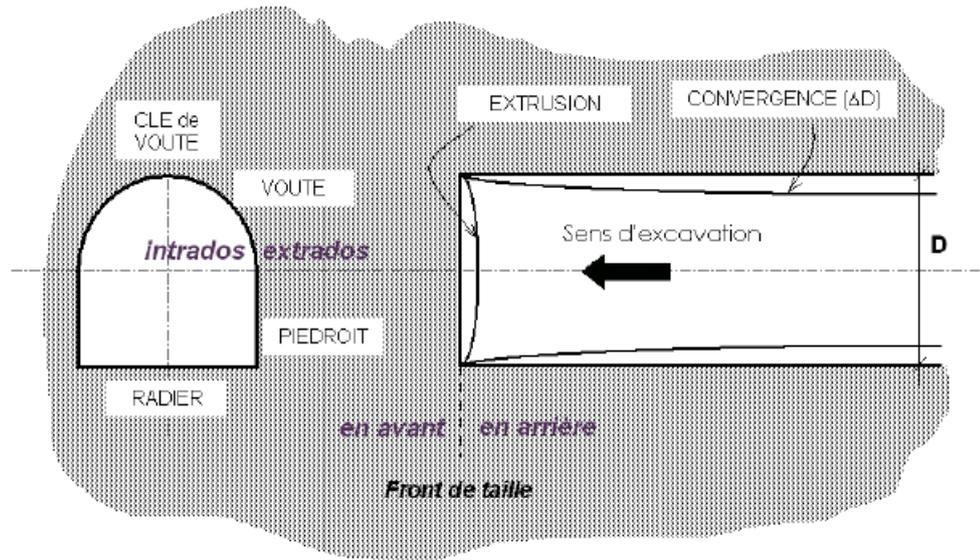


Figure I.5. Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille [16].

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

1.7 Classification des tunnels selon leur objet

1.7.1 Classification des tunnels selon leur objet

On peut distinguer plusieurs types de tunnels :

Les tunnels de communication parmi lesquels :

- les tunnels ferroviaires,
- les tunnels routiers,
- les tunnels de navigation ;

Les tunnels de transport :

- adductions d'eau,
- galeries hydrauliques,
- égouts,
- galeries de canalisations ;

Les tunnels et cavités de stockage :

- garages et parkings,
- stockages liquides ou gazeux,
- dépôts.

I.7.2 Classification des tunnels selon le mode d'exécution

On peut distinguer (Fig. I.6) :

- les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert ;
- les tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur;
- les tunnels construits par éléments immergés.

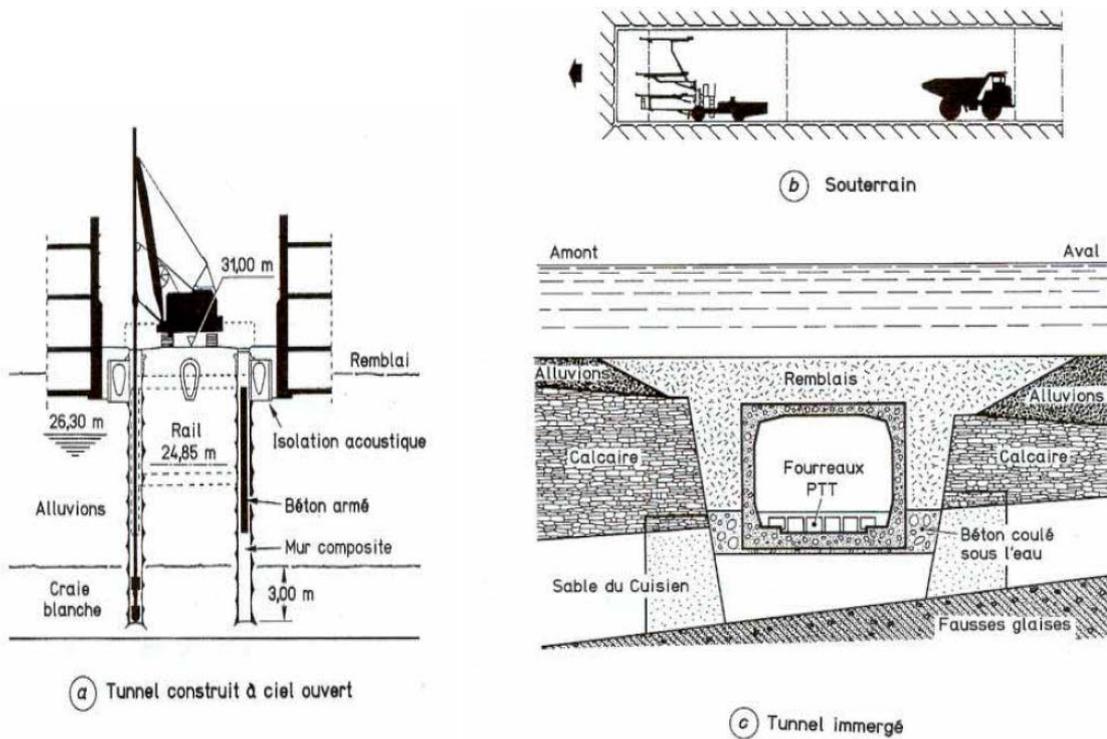


Figure I.6. Classification des tunnels selon le mode d'exécution [21]

I.7.3 Classification des tunnels selon la forme des ouvrages

On peut distinguer (Fig. I.7) :

- Les tunnels proprement dits et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable ;
- Les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante.

Cette distinction est importante, lorsque l'on cherche à traiter des conditions d'équilibre de la cavité, car on peut se ramener, pour les tunnels, à un équilibre à deux dimensions alors que ce n'est généralement pas possible dans le cas des cavités.

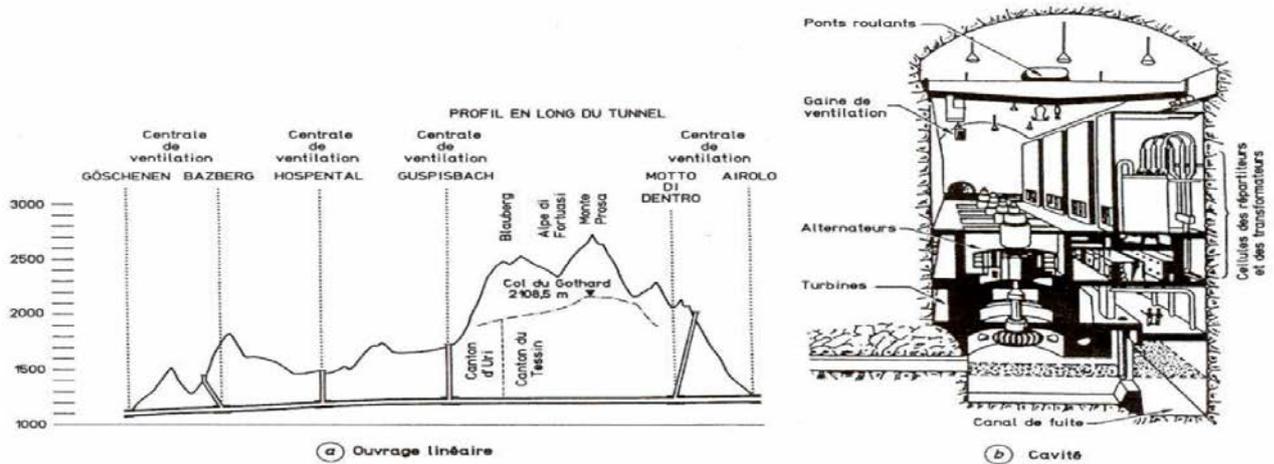


Figure I.7. Classification des tunnels selon leur forme [21]

1.7.4 Exploitations minières

Il faut faire une mention spéciale aux exploitations minières dont l'objet est fondamentalement différent puisque, au contraire des ouvrages de génie civil qui visent à dégager des *volumes* utiles, elles ont pour raison d'être de se procurer *des matériaux* utiles. Dans un cas, on crée du vide, le matériau extrait étant un sous-produit dont on se débarrasse généralement en le déposant à la décharge; dans l'autre cas, on cherchera un matériau, le vide étant le « sous-produit » que l'on élimine par remblayage ou foudroyage des galeries d'exploitation.

Les exploitations minières représentent un linéaire d'ouvrages près de 20 fois supérieur à celui des ouvrages de génie civil et il est bien certain que les techniques d'exécution de ces derniers s'appuient largement sur l'expérience des mines.



Chapitre II:

Conception et techniques de construction des tunnels

Chapitre II

Conception et techniques de construction des tunnels

II.1 Introduction

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

- La nature géologique et des caractéristiques géomécaniques du matériau encaissant,
- Des conditions hydrogéologiques, des méthodes d'exécution (excavation et soutènement),
- La profondeur de l'ouvrage.
- La nature et l'éloignement des constructions voisines sont à prendre en compte pour apprécier l'impact de l'ouvrage.

Aussi, l'attention doit être attirée en priorité sur les points suivants :

- Identification complète des terrains (lithologie, répartition des couches, caractérisation géomécanique);
- Discontinuités du massif et fissuration de la roche ;
- Conditions hydrauliques (nappes, modes de circulation, perméabilité, chimie des eaux);
- Environnement et impact des déformations de surface.

II.2 Eléments nécessaires à la mise au point du projet

II.2.1 Optimisation de la géométrie

L'implantation optimale de l'ouvrage au sein du massif nécessite une bonne connaissance :

- Des différentes unités structurales constituant le massif,
- De la nature des diverses couches de terrain composant chacune des unités et de leurs relations géométriques,
- De la nature et de la position des accidents majeurs,
- De la situation et des variations des nappes aquifères,
- De l'importance des venues d'eau.

II.2.1.1 Tracé en plan et profil en long

Le tracé en plan et le profil en long sont conditionnés par :

a) L'emplacement des têtes :

Il faut éviter autant que possible :

- Les couloirs d'avalanche en haute montagne.
- Les zones naturellement instables qui montrent des traces de glissement, superficiels ou en masse;
- Les zones exposées à des chutes de blocs ;
- Les zones humides : il convient de s'écarter des fonds de thalwegs ou des zones de sources dont la proximité peut être gênante.
- Les zones bâties, la proximité de canalisations ou autres aménagements analogues susceptibles de dégradations et pouvant provoquer une alimentation en eau artificielle et brutale des terrains .

Rechercher autant que possible :

- Les zones où les terrains de bonne tenue sont les moins profonds ;
- Les zones à forte pente où la couverture augmentera très vite ;
- Les structures orientées favorablement vis-à-vis du creusement et de la stabilité du versant [7]

b) La nature des terrains traversés :

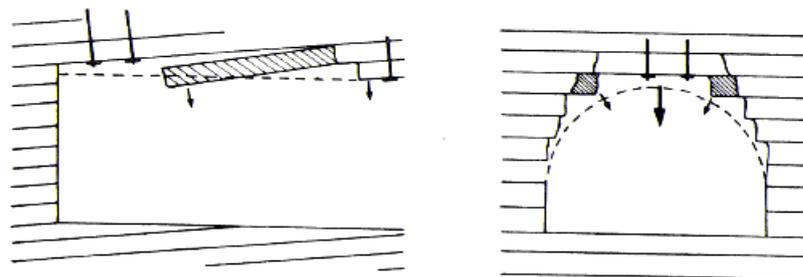
Eviter autant que possible les roches fissurées ou altérables, les roches très déformables ou susceptibles de gonfler, les sols pulvérulents ou dont la cohésion est amoindrie.

En cas de couches horizontales, il faut essayer de placer la voûte du tunnel dans celles qui possèdent les meilleures caractéristiques géomécaniques de manière à éviter les instabilités de voûte et si possible les tassements sous les piédroits.

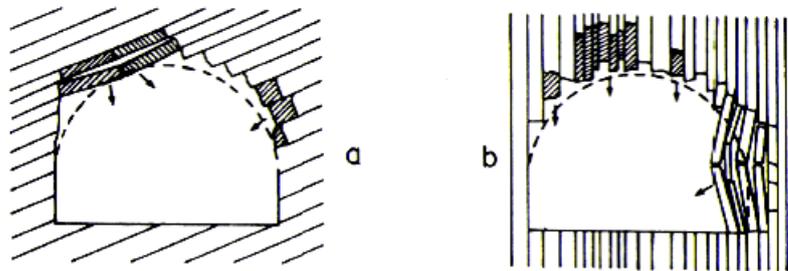
c) L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités :

L'orientation en travers bancs est généralement la meilleure, celle en direction (ou recoupant les couches successives avec un petit angle) la plus défavorable (Fig. II.1).

1 - Pendage subhorizontal : hors-profils et risques d'effondrement de la voûte (boulonnage)



- 2 - Galerie en direction : a) Pédage oblique - b) Pédage vertical
- hors-profil importants
 - flexion des couches minées tangentes à la paroi (boulonnage)
 - risque d'effondrement de panneaux importants dans le cas de pédage vertical



- 3 - Galerie en travers-banc : d'autant moins de hors-profil que le pédage est plus proche de la verticale

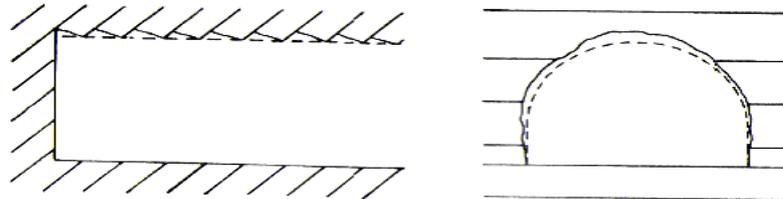


Figure II.1. Influence de l'orientation de la stratification sur la stabilité des parois de la galerie [7]

- d) La présence d'accidents géologiques le plus souvent accompagnés de broyage et de venues d'eau :
- D'une manière générale, il faut les éviter ou chercher à les franchir perpendiculairement.
 - En présence d'accidents horizontaux ou faiblement inclinés, le profil en long doit être aménagé de manière à en être tenu le plus loin possible [8].
- e) La présence d'eau :
- Il faut éviter les zones aquifères, et rechercher les terrains secs ou imperméables.
- Dans les sols, il convient de se tenir si possible à une cote supérieure à celle du toit de la nappe pour éviter les surcoûts de réalisation induits par la mise en œuvre de dispositions constructives spécifiques telles que : traitement de terrain pompage et rabattement de nappe, exécution d'écrans d'étanchéité, dimensionnement du revêtement pour résister aux sous-pressions.
 - Dans les roches, il y a lieu de rechercher les formations massives et imperméables par opposition à celles qui sont fracturées ou poreuses (susceptibles d'occasionner des venues d'eau sur tout le tracé) ou karstiques (susceptibles de provoquer la rencontre de circulations d'eau soudaines, importantes et dangereuses).

II.2.1.2 Profil en travers

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

- Aux dispositions constructives : largeur roulable, trottoirs, hauteur libre, revanches diverses, section de ventilation éventuellement, etc... ;

- Aux conditions de stabilité ; dans un terrain très déformable ou soumis à des contraintes importantes (faible valeur du module de déformabilité, terrain gonflant, comportement différé très marqué, charge d'eau importante, etc...) il sera recherché la forme la plus circulaire possible ; alors que dans un terrain où l'excavation au rocher est auto-stable il pourra être adopté un profil en travers en voûte surbaissée à plusieurs rayons ;
- Au procédé d'exécution : l'emploi d'un tunnelier implique un profil circulaire alors que dans le cas de tranchées couvertes réalisées depuis la surface le profil en travers est quasiment toujours rectangulaire.

Les variations longitudinales de lithologie et de qualité mécanique des matériaux encaissants peuvent conduire à des changements de méthode ou de section d'excavation (ou des deux en même temps) au cours de l'avancement.

Pour des raisons d'économie, il convient d'adopter un profil le plus uniforme possible tout au long de l'ouvrage ; en particulier dans les cas où un profil circulaire ne s'impose que sur une longueur assez courte, il vaudra mieux renforcer très fortement (augmenter l'épaisseur du revêtement, ferrailer le béton, mettre en place un radier contre-voûté...) le profil courant non circulaire, plutôt que d'appliquer sur toute la longueur de l'ouvrage la forme circulaire [8].

II.3 Etudes et reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

II.3.1 Moyen de reconnaissance géologique

II.3.1.1 Document et information

La liste des documents et informations à rassembler :

- Documents cartographiques (carte géologique au 1/50 000 et photographiques (photos aériennes et photos satellites),
- Informations issues de la banque de données sondages, données géotechniques et hydrogéologiques,
- Documents géologiques produits par les facultés, les écoles, laboratoires de recherche
- Renseignements météorologiques : pluviométrie, enneigement.

II.3.1.2 Levé géologique de surface

Le levé géologique doit comporter :

- Le levé des affleurements ;
- L'inventaire des éléments concernant la tectonique (plissement, failles) ;
- L'étude des discontinuités (stratification, schistosité, fissures,...) ;
- La description des accidents de surface : altération, fauchage, glissements, effondrement,..... ;
- L'examen des sites des têtes et si nécessaire des accès.

II.3.1.3 La géophysique

La prospection géophysique est un apport au lever géologique qu'elle précise et complète. Elle permet, en règle générale, d'aborder les points suivants :

- Préviation de l'épaisseur de la zone altérée aux têtes ;
- Détermination de la géométrie d'un accident mettant en contact des terrains bien différenciés;
- Première esquisse structurale dans le cas d'un site sans affleurement ;
- Appréciation de la compacité du rocher en profondeur ;

Certaines techniques spécifiques, permettent d'apporter des éléments sur :

- l'hydrogéologie (thermographie) : la recherche de zones de circulation d'eau, ainsi que pour l'étude de phénomènes tels que la karstification ou les grands glissements de terrain par la recherche de différences entre des images couleurs d'un même site acquises à des moments différents, soit sur l'année : saison froide et saison chaude soit sur la journée : fin du jour et fin de nuit) ;
- la présence de cavités ou de vides (microgravimétrie: détecter la présence de cavités appliquée en particulier pour les études de tunnels implantés dans des zones d'anciennes exploitations souterraines : mines, carrières de gypse; carrières de craie ou d'argile ; [7])

II.3.2 Moyens de reconnaissance hydrogéologique

II.3.2.1 Inventaire des données existantes

- Documents et études donnant des indications sur les nappes et les caractéristiques hydrauliques des terrains dans la zone concernée .
- Inventaires des circulations souterraines (banque des données)
- Documents climatiques et météorologiques .
- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ou situés à proximité, puits de pompage en site urbain,....

II.3.2.2 Levé hydrogéologique de surface

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

- Le levé des sources, puits,.....
- Le relevé des zones d'infiltration ;
- Les mesures de débit des sources et puits (à repérer pour pouvoir prendre en compte les variations saisonnières), la recherche ou le contrôle des trajets par traceurs (fluorescéine, nuages salins,....).

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

II.3.2.3 Géophysiques

La méthode de résistivité électrique est utilisée pour la recherche des nappes, la profondeur et la continuité d'un horizon étanche (argileux ou marneux) sous une formation perméable (calcaire)

II.3.2.4 Sondage

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

- D'observation pendant l'exécution du sondage comme pertes partielles ou totales des fluides de forage, venue d'eau dans le forage, traces de circulation d'eau repérées sur les carottes.
- De la pose de piézomètres pour préciser les niveaux de la nappe.
- D'essais in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe

II.3.2.5 Mesure de perméabilité en place dans les sondages

- L'essai de Pompage

Le pompage dans un aquifère selon un mode opératoire rationnel permet d'en calculer la perméabilité. Ce type d'essai dure longtemps et réclame généralement une préparation importante (forage et tubage du puits, pose de piézomètres au voisinage).

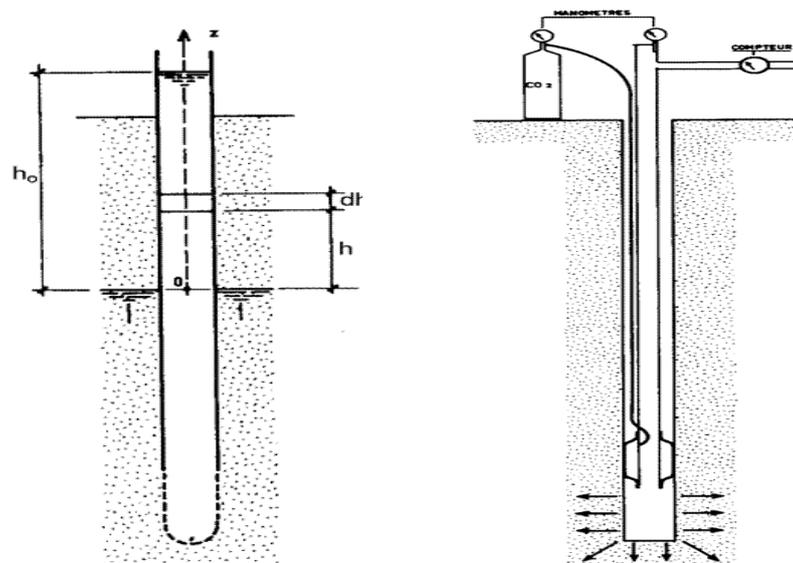
- L'essai Lefranc

L'essai Lefranc permet d'obtenir des résultats corrects, sans nécessiter un matériel important. Il peut être réalisé dans les sondages de reconnaissance, au fur et à mesure de l'avancement.

- L'essai Lugeon

Les méthodes employées, comme celle de l'essai Lugeon, restent très empirique. La validité des résultats fournis n'est souvent que relative et dépend beaucoup du sérieux et du soin apportés à l'exécution.

L'essai consiste à envoyer, dans une tranchée de forage de hauteur h isolée du reste par un obturateur, de l'eau sous charge constante (Fig. II.2).



II.3.3 Moyen de reconnaissances géotechniques

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

Elles doivent permettre de préciser la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage, enfin, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et les traitements spéciaux à envisager pendant la construction. [7]

a) Inventaire des données existantes : sont les mêmes documents définie dans l'inventaire documentaire relatif à la reconnaissance géologique et hydrogéologique

b) Géophysiques

L'essai Cross-Hole consiste à mesurer les temps de propagation des ondes sismiques de compression (ondes P) et de cisaillement (ondes S) entre plusieurs forages afin de déterminer, en fonction de la profondeur, leurs vitesses sismiques et les paramètres géodynamiques que sont le module d'Young, E, le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν .

L'essai Down-Hole et UP-Hole est une variante de l'essai Cross-Hole dans laquelle l'onde sismique est générée en surface, à proximité immédiate du forage dans lequel sont mesurées les arrivées d'ondes de compression et de cisaillement. L'interprétation et la restitution des résultats sont similaires à celles des essais Cross-Hole. En cas d'anisotropie marquée, les paramètres ainsi déterminés peuvent être notablement différents des paramètres déterminés par les essais Cross-Hole (Fig. II.3).

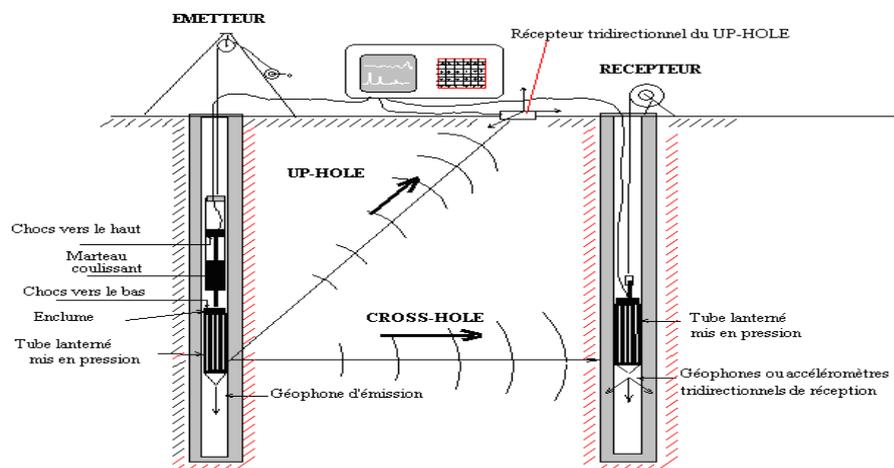


Figure II. 3. L'essai Cross-Hole et UP-Hole

Les modules dynamiques sont reliés aux vitesses sismiques des ondes longitudinales et transversales. Ils peuvent être déterminés par des essais sismiques par les méthodes.

c) Le sondage

En règle générale, l'exécution de sondages mécaniques ne doit être envisagée que lorsque les reconnaissances géologiques et géophysiques ont été exploitées au maximum de leur possibilité.

Les essais possibles à partir des sondages.

Prélèvements d'échantillons :

- _ Pour déterminer la nature de la roche ou du sol ;
- _ Pour analyser le degré de fissuration et la pente des fissures, diaclases et stratification dans le cas d'une roche ;
- _ Pour pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des roches, mécanique des sols, analyses minéralogiques et analyses chimiques) ;

Exécution de diagraphies :

Une diagraphie ("well log" en anglais) ou géophysique des sondages consiste à mesurer, après avoir effectué un forage, les caractéristiques des roches traversées, à l'aide de différentes sondes (sa résistivité et le potentiel spontané, sa radioactivité naturelle; la vitesse du son dans ce matériau; la densité de la formation, sa porosité, sa perméabilité (Fig. II.4).

D'une manière générale, on appelle diagraphie tout enregistrement d'une caractéristique, d'une formation géologique traversée par un sondage en fonction de la profondeur.

- Il existe des diagraphies instantanées: les caractéristiques de la formation sont alors enregistrées pendant le forage ("LWD: logging while drilling").
- Il existe également des diagraphies différées, les caractéristiques de la formation étant enregistrées après le forage, la garniture de forage ayant été retirée du puits.

Les différents types de diagraphies utilisés le plus fréquemment en génie civil sont :

- ✓ Le log sonique : mesure de la vitesse sismique de la formation le long des parois du forage ;
- ✓ Le log électrique : mesure de la résistivité des formations.
- ✓ Le log γ ray : mesure de la radioactivité naturelle du sol, le log neutron : mesure de la teneur en eau volumique; le log γ : mesure de la masse spécifique humide du sol (le principe utilise la diffusion des rayons γ) ;

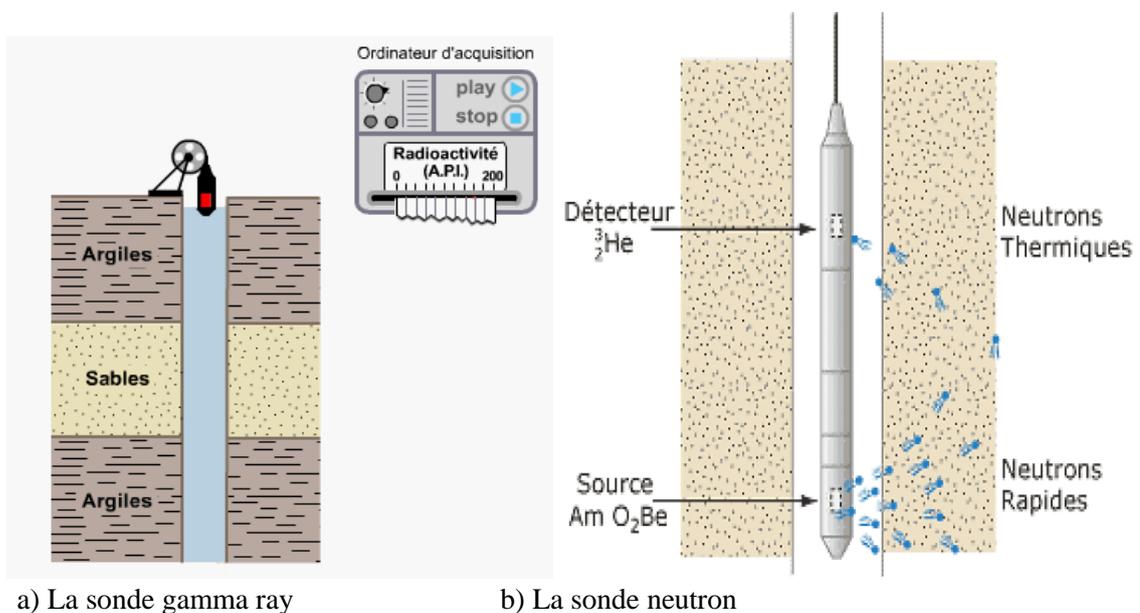


Figure II.4. Diagraphie "well log" [22]

e) Essai de laboratoire

Pour les sols on réalise les essais d'identification : masse volumique, teneur en eau naturelle, indice des vides, limites d'Atterberg, granulométrie et sédimentométrie, essai au bleu.

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

Pour les roches, porosité, teneur en eau, minéralogie, pétrographie sur lame mince, vitesse de son, essai de compression simple, mesure du module d'Young et du coefficient de poisson, essais Franklin et Bresilien pour la détermination des caractéristiques mécaniques de la roche.

Essai de cisaillement à la boîte pour la détermination des caractéristiques des joints. Essais triaxiaux, œnométriques, essais de gonflement, essais d'altérabilité, analyse minéralogiques pour les roches tendres et susceptible d'évoluer rapidement (marnes,)

II.3.4 Galerie de reconnaissance

Une telle galerie permet entre autres :

- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologique détaillé ;
- L'observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type des venues d'eau (ponctuelles ou diffusés), la mesure des débits en fonction de l'avancement du front de taille et des conditions météorologiques, l'influence de l'eau sur la tenue des terrains, la reconnaissance des krasts, les prélèvements pour analyse chimique et mesure de température. il est également possible d'exécuter des forages depuis la galerie qui permettront d'effectuer des mesures de perméabilité, de pression et de débit ;
- Les essais et mesures géotechniques in situ.
- Les mesures des déformations
- Les prélèvements d'échantillons pour essais de laboratoire
- Les essais en vraie grandeur des procédés d'exécution envisageables ;

Une galerie de reconnaissance n'est utilisée que dans le cadre de certains tunnels (Fig. II.5)

- Les grandes cavités souterraines (par exemple usine hydroélectrique souterraine) dans des terrains de qualité moyenne à mauvaise ;
- Les tunnels de plus petite section dans des terrains de mauvaise qualité.



Figure II.5. *Galerie de reconnaissance*

II. 4 Techniques de construction des tunnels

Le creusement en souterrain s'applique à toutes sortes de catégories de terrains. Suivant les cas, il sera utilisé l'explosif ou des méthodes purement mécaniques.

La nature du terrain est le critère essentiel, mais il est loin d'être le seul. D'autres éléments comme les exigences de l'environnement, le délai imposé ou la nature du matériel existant dans l'entreprise peuvent jouer un rôle déterminant dans ce choix [22].

Une technique de construction doit permettre l'abattage et la stabilisation du terrain tout en respectant certains critères d'économie et de rapidité. Plusieurs techniques existent et leur emploi varie selon le type de projet (géométrie de l'ouvrage, profondeur), on distingue trois techniques de creusement:

- Creusement à l'explosif ;
- Creusement à attaque ponctuelle ;
- Creusement au tunnelier (TBM).

II.4.1 Les différentes méthodes de creusements

II.4.1.1 Méthode d'Abattage à l'explosif

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique [4]. L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes (Fig. II.6):

- a) Perforation des trous de mine dans la paroi du front d'attaque.
- b) Bourrage chargement et minage.
- c) marirage des déblais.
- d) Travaux accessoires (réglage du profil, nettoyage des débris disloqués du parement...).
- e) Mise en place du soutènement provisoire (béton projeté, boulons, cintres, ...).

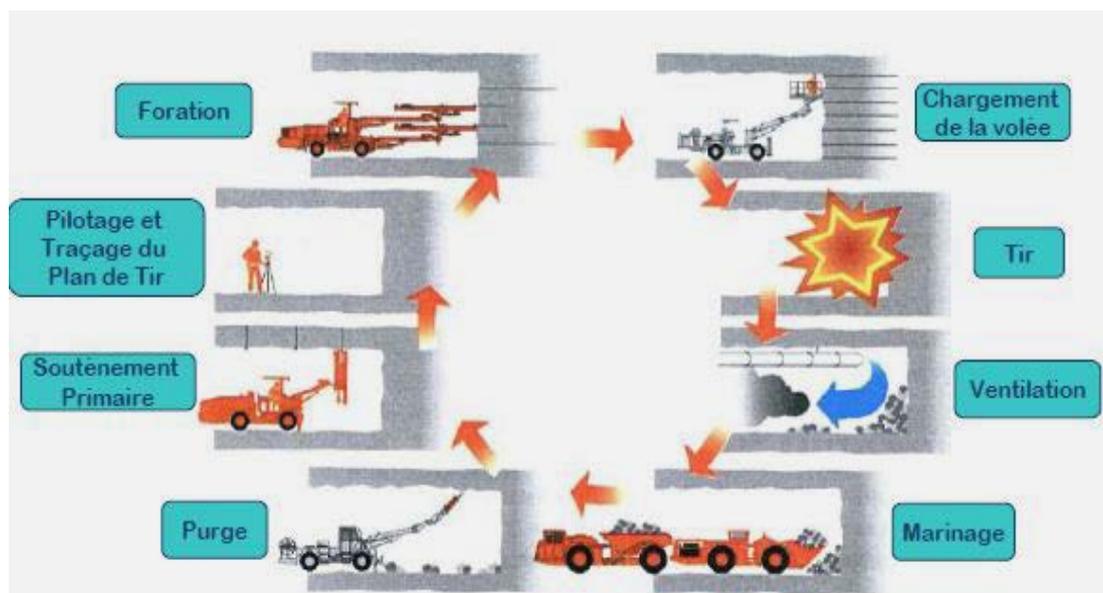


Figure II.6. Les phases d'Abattage à l'explosif [22]

II.4.1.1.1 Purge et marinage

L'opération de purge est assez délicate, puisqu'elle consiste à faire tomber de la voûte et du front les blocs et les écaïlles non stables. Elle se fait à l'aide d'un pic manuel spécialement conçu pour cet usage, la *pince à purger*. L'autre opération simultanée, qui consiste à charger et évacuer les déblais, s'appelle *le marinage* (Fig. II.7). Il est réalisé à l'aide d'une pelle classique et d'un camion benne (dumper). Lorsque la distance l'impose, on peut être amené à utiliser une locomotive tractant des *berlines*.



Figure II.7. Les opérations de purge et marinage [7]

II.4.1.2 Les méthodes de creusement mécanisées

Ce sont des machines dont la conception est généralement héritée des équipements miniers et qui se divisent à leur tour en trois catégories, à savoir les machines à attaque ponctuelle, les haveuses et les machines à attaque globale. Dans tous les cas, il s'agit seulement d'assurer l'excavation et, éventuellement, le chargement des déblais, étant entendu que le soutènement provisoire et le revêtement définitif.

Les caractéristiques des matériels varient considérablement en fonction des terrains. Lorsque les caractéristiques mécaniques du terrain sont telles que la stabilité des parois et du front ne peut être assurée. Généralement le choix du creusement en pleine ou demi-section est commandé par la qualité du terrain [4] :

a) Creusement à pleine section

Par méthode de creusement à pleine section, il convient de comprendre les techniques d'avancement donnant lieu à dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule fois. La méthode de creusement à pleine section nécessite l'emploi d'un matériel important : elle est donc bien adaptée lorsqu'on pense pouvoir l'employer sur de grandes longueurs de terrain homogène, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté (Fig. II.8a).



a)

b)

c)

Figure II.8. Creusement en a) pleine section b) demi-section c) section divisée [22]

b) Creusement en demi-section

Dans la méthode de creusement en demi-section, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps. On doit si nécessaire renforcer le soutènement avant creusement du Stross, aussi bien en partie supérieure qu'en partie inférieure. En général, le revêtement définitif n'est mis en place qu'après excavation de la totalité de la section (Fig. II.8b). Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important [4].

c) Creusement en section divisée

La méthode de creusement en section divisée consiste en l'ouverture préalable d'une galerie de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser. Ces galeries peuvent être exécutées sur toute la longueur de la zone à réaliser en section divisée avant le début de l'excavation du reste de la section. Avant développement des procédés de pré-soutènement et de renforcement du front de taille on avait recours à la méthode d'avancement en section divisée lorsque les caractéristiques du terrain étaient insuffisantes pour assurer une stabilité suffisante du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi section (Fig. 8c) [22].

La méthode la plus courante en excavation mécanisée consiste à creuser d'abord une galerie de tête de petite section en clé de voûte de la section définitive puis à procéder aux abattages latéraux et à la mise en place du soutènement provisoire puis au creusement de la partie inférieure du tunnel [10].

II.4.1.3 Machines de creusement

II.4.1.3.1 Machines à attaque ponctuelle

Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi de machines à attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient "gratter" et abattre le terrain du front. Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté (Fig. II.9). Ces machines mobiles peuvent être une adaptation directe des haveuses à pics de l'industrie minière, un Brise-Roche Hydraulique (BRH) ou bien simplement une pelle retro de chantier. Lorsque le terrain s'y prête ($R_c < 80\text{MPa}$), le rendement de cette méthode est bien meilleur que l'explosif.

Ce procédé de creusement apporte toutefois son lot d'inconvénients: bruits, poussières et chaleur dégagée difficiles à combattre dans un milieu confiné.

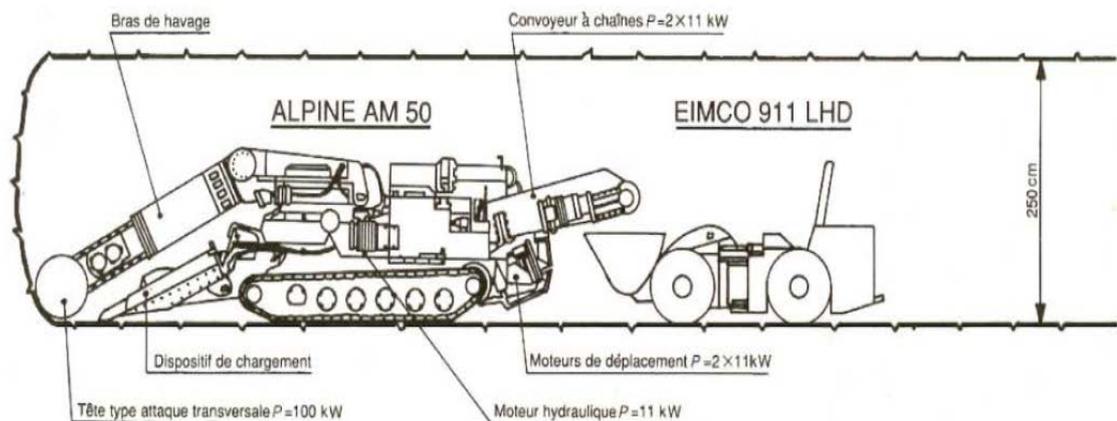


Figure II.9. Machine à attaque ponctuelle

Dans les machines à attaque radiale, la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras (Fig. II.10). Dans les machines à attaque transversale, la fraise, appelée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front (Fig. II.11) [4].

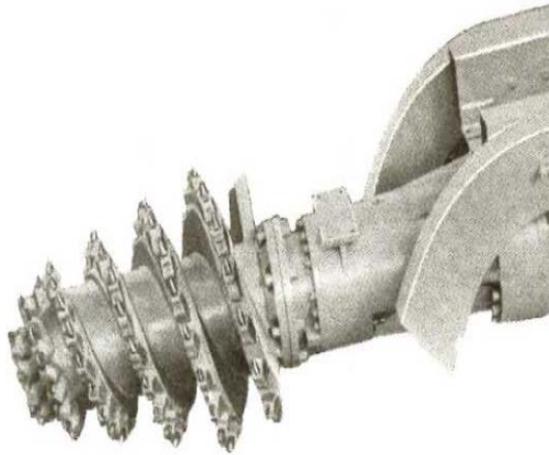


Figure II.10. Bras à attaque radiale [16]

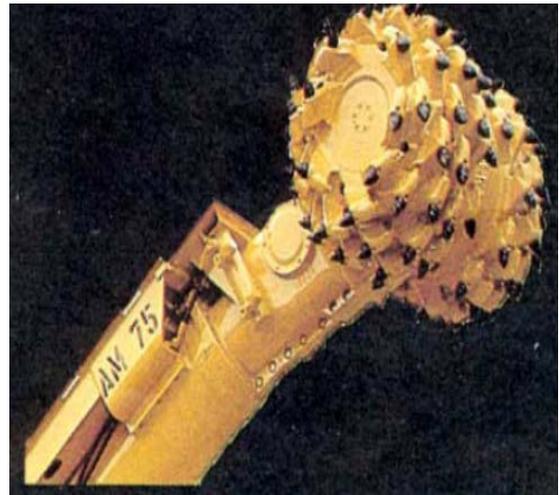


Figure II.11. Bras à attaque transversale [16]

Le dispositif de ramassage des déblais est constitué, soit de chaînes métalliques continues à raclettes, soit d'une lame métallique équipée de « pinces de crabe » chargeant un tapis à chaînes et permettant l'alimentation directe de wagonnets ou d'un tapis arrière.

Suivant les modèles, la hauteur maximale d'attaque de la fraise par rapport au niveau de roulement peut varier entre 3,50 et 6,50 m [10].

II.4.1.3.2 Haveuses

Les haveuses sont des machines de prédécoupage mécanique, essentiellement françaises qui ont été utilisées avec succès depuis 1974 sur de nombreux chantiers, ainsi qu'en Italie. La méthode consiste à réaliser, à proximité immédiate de l'extrados de l'ouvrage, une saignée de 8 à 35 cm d'épaisseur (suivant les terrains) avant même de procéder au creusement du tunnel lui-même.

La machine comporte une scie qui se déplace sur un châssis adapté à la forme de la section à excaver (Fig. II.12). On procède par volées successives de 2 à 4 m de longueur.

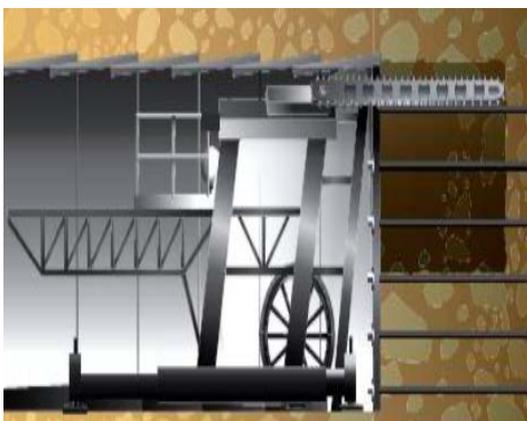


Figure II.12. Machine de prédécoupage pleine section. Méthode Perforex [16]

II.4.1.3.3 Le creusement au tunnelier

Un tunnelier présente très souvent trois parties distinctes. En prenant l'exemple du tunnelier à pression de terre de la Figure II.13 :

Tout d'abord la roue de coupe ou tête d'abattage **1**, organe muni de dents et/ou de molettes **2**, qui par le double effet d'une rotation (moteurs hydrauliques ou électriques **6**) et d'une translation (vérins **5** s'appuyant sur les voussoirs ou les parois du tunnel) creuse le terrain **3**. Une vis d'Archimède **4** permet d'extraire et de contrôler le flux de marins ;

Ensuite le bouclier **11**, anneau métallique protégeant la machine et les hommes pendant la pose du revêtement définitif **9**. On classe ainsi le bouclier dans la catégorie des soutènements. Le revêtement composé de voussoirs est mis en place à l'aide d'un érecteur **10**. La partie finale peut être articulée et se terminer par une jupe **12**. Les brosses **7** assurent l'étanchéité vis-à-vis de l'extérieur lorsqu'elles sont injectées de graisse ;

Enfin le train suiveur, constitué de remorques successives (non représentées sur la Figure 11 où sont installés les différents ateliers nécessaires à l'avancement du chantier : approvisionnement en voussoirs, injections de bourrage **8** derrière les anneaux du revêtement lorsque celles-ci ne sont pas réalisées à partir de la jupe, pose de la ventilation, alimentation électrique, cabine de pilotage, système de marinage, etc... Le train roule directement sur les voussoirs, lorsqu'il y en a, ou sur des rails posés à même le rocher [16].

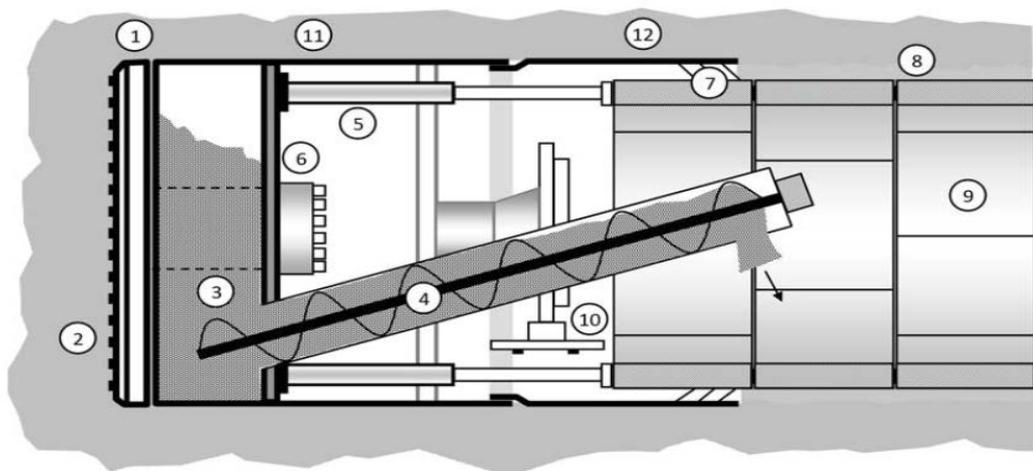


Figure II.13. Coupe schématique d'un tunnelier à pression de terre [16].

Un tunnelier avance dans le terrain tel une chenille : le creusement est coordonné à la poussée sur les vérins. Ceux-ci s'appuyant sur le dernier anneau posé, il faut avancer suffisamment pour pouvoir rentrer leurs tiges et dégager l'espace nécessaire à l'assemblage des nouveaux voussoirs. Durant la pose des voussoirs, le creusement est bien entendu arrêté. Avec ce système, on peut atteindre des cadences journalières records : jusqu'à 40 mètres .

On distingue différents types de tunnelier :

1. Tunneliers à appui radial (tunneliers dit « roches dures »): terrains rocheux, durs, donc à priori imperméable (Fig. II.14).

2. « Boucliers » mécanisés à front ouvert (pas de confinement): attaque globale ou ponctuelle, boucliers à soutènement mécanique du front : terrains de qualité « moyenne à médiocre ».

3. « Boucliers » mécaniques à front confiné : terrains meubles et aquifères « tunnelier à confinement par pression de boue ou pression de terre, ou air comprimé, ou mixte (Fig. II.15).

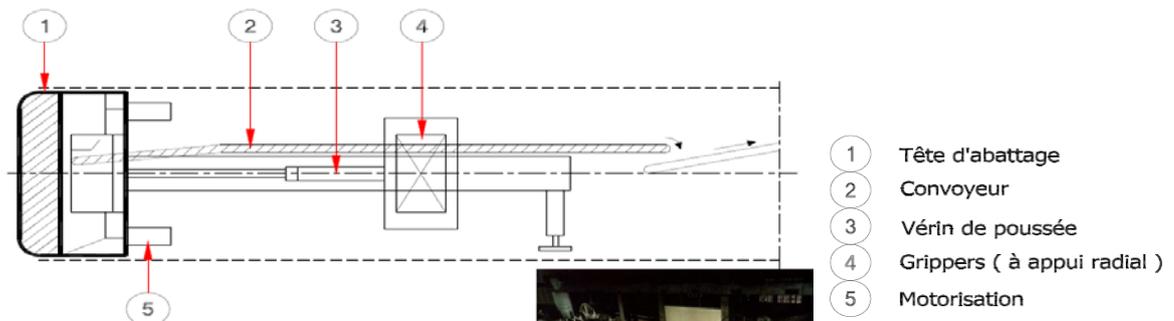


Figure II.14. Tunnelier à appui radial [3]

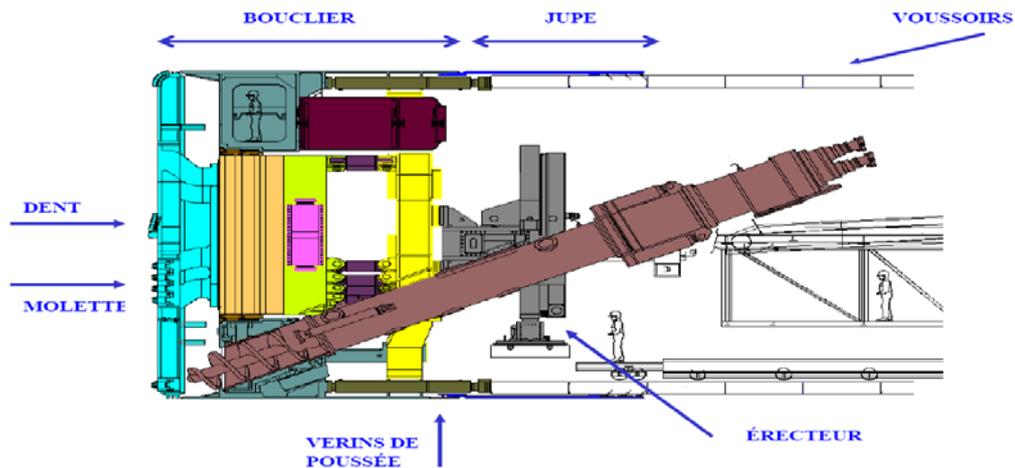


Figure II.15. « Boucliers » mécaniques à front confiné [3]

a) Outils de coupe : les molettes

- Analogues dans le principe aux molettes de vitrier : molettes à disques (Fig. II.16).
- Ecartement suffisamment faible pour provoquer la rupture de la roche par éclatement (mobilisation de la résistance à la traction) (Fig. II.17) .
- Diamètres de 12 à 19 pouces voire au-delà
- Molettes à double disque, à picots.
- Prévention de l'usure : changement depuis l'arrière de la tête de coupe

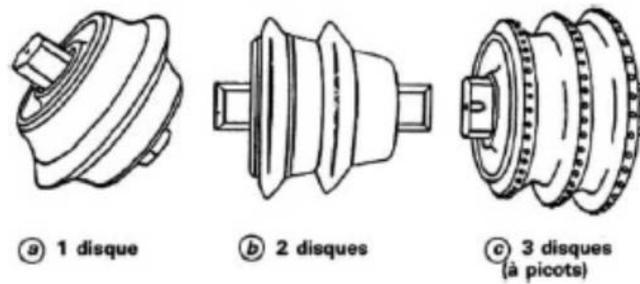


Figure II.16. Les types des molettes [22]

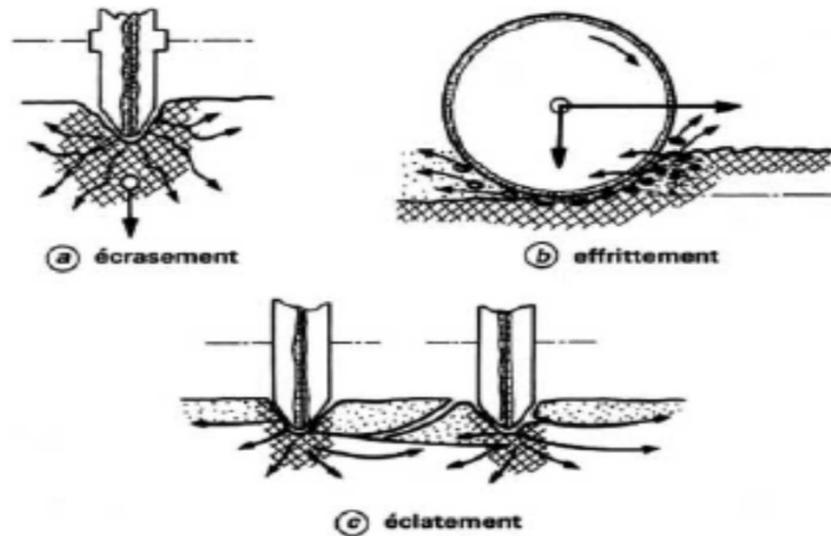


Figure II.17. Mécanisme d'action des molettes [22]

b) Vis d'extraction

- Doit s'accommoder de granulométries très variables en terrains hétérogènes (Fig. II.18).
- Règle le débit d'extraction en fonction de l'avancement,
- Doit éviter les débousses brutaux quelque soit la pression dans la chambre,
- Distributeur rotatif ou pompe volumétrique à piston,
- Notion de gradient de pression le long de la vis (20 kPa pour chaque pas d'hélice),
- Motorisation adaptée en fonction du débit,
- Prévention de l'usure,



Figure II.18. Vis d'extraction [22]

c) Evacuation des déblais

- La vis d'extraction distribue les déblais sur un convoyeur à bande, via une trappe ou un distributeur rotatif ou à piston (en fonction du confinement exigé)
- Transport au delà du tunnelier: initialement, par berlines; de plus en plus souvent par convoyeur jusqu'à l'extérieur du tunnel
- La consistance des produits doit être adaptée au transport par convoyeur à bande
- Pesage des matériaux sur le convoyeur à bande : permet la suspicion de la présence d'un fontis
- Dans le cas du tunnelier à pression de boue, marinage hydraulique

II.5 Les différents types de soutènement

Le plus proche possible du front, mais pas trop près non plus, on vient placer un *soutènement*. Autrefois provisoire, en attendant le *revêtement*, il est de plus en plus prévu pour participer à la reprise des efforts du terrain à long terme. L'espace non-soutenu durant le travail au front s'appelle le *décousu*. Selon la qualité du terrain, le décousu peut aller de quelques décimètres à plusieurs mètres [3].

II.5.1 La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM)

Apparue dans les années 60, la technique de soutènement combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels. En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique (Fig. II.19) [23], on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants. Cette technique, relativement peu onéreuse, est donc celle qui sera systématiquement proposée en profil-type de base pour le soutènement.

De part sa conception optimisée et facilement ajustable, ce type de soutènement, plus que tout autre, doit être associé à une auscultation précise du tunnel.

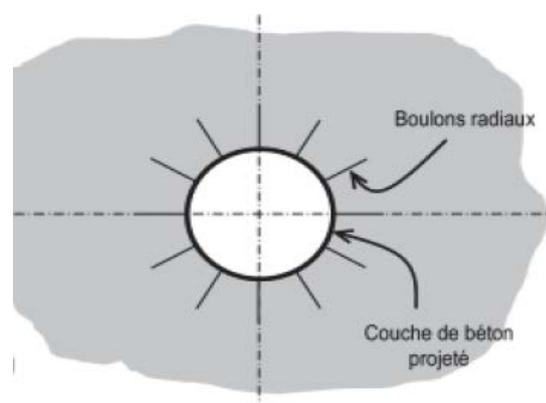


Figure II.19. Soutènement composé de boulons et béton projeté [16]

II.5.2 Les boulons d'ancrage radiaux

On distingue deux grands types de boulons :

II.5.2.1 Les boulons passifs

Les boulons passifs ne sont sollicités que par le déplacement du terrain autour de la paroi. Ils en existent deux familles qui ne fonctionnent pas de la même façon :

II.5.2.1.1 Les boulons à ancrage ponctuel

Ce sont les plus anciens ; ils sont fixés au rocher à leur extrémité par une coquille qui s'écarte lorsqu'on visse la tige. Sur la paroi, on visse l'écrou du boulon sur une plaquette. On privilégiera ces boulons pour les roches dures (Fig. II.20) [1].

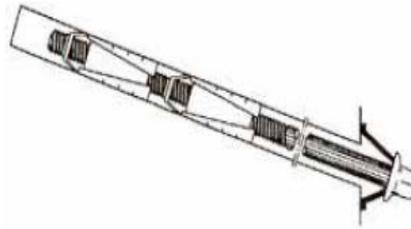


Figure II.20. Boulon à ancrage ponctuel [23]

II.5.2.1.2 Les boulons à ancrage réparti

Comme leur nom l'indique, ils sont scellés au terrain sur toute leur longueur. On distingue deux sous-familles technologiques :

– *Les boulons scellés* : le scellement peut-être du mortier ou de la résine synthétique. (Fig. II.21)

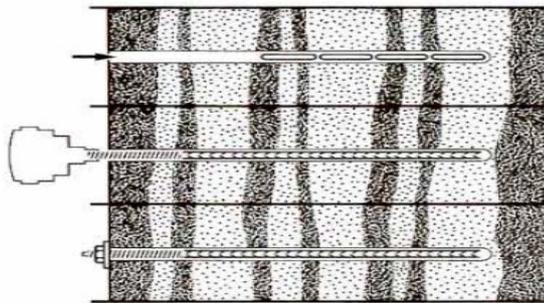


Figure II.21. Boulonnage à ancrage réparti à la résine [23]

– *Les boulons à friction* : ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) (Fig. II.22). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement [1].

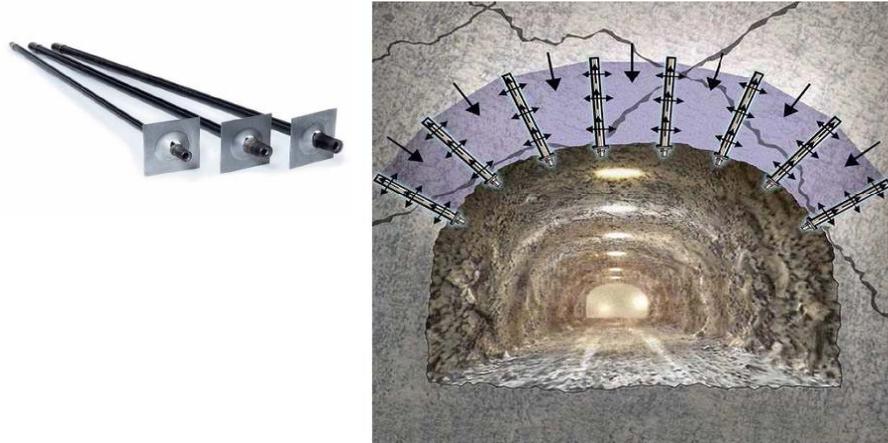


Figure II.22. Les boulons à friction [16]

II.5.2.2 Les boulons actifs ou précontraints

La tige pleine (barre *Dywidag* ou *Arteon*) ou le câble de torons sont scellés loin de la paroi par injection d'un coulis de ciment (Fig. II.23). Ces inclusions sont utilisées pour le soutènement des grandes cavités.

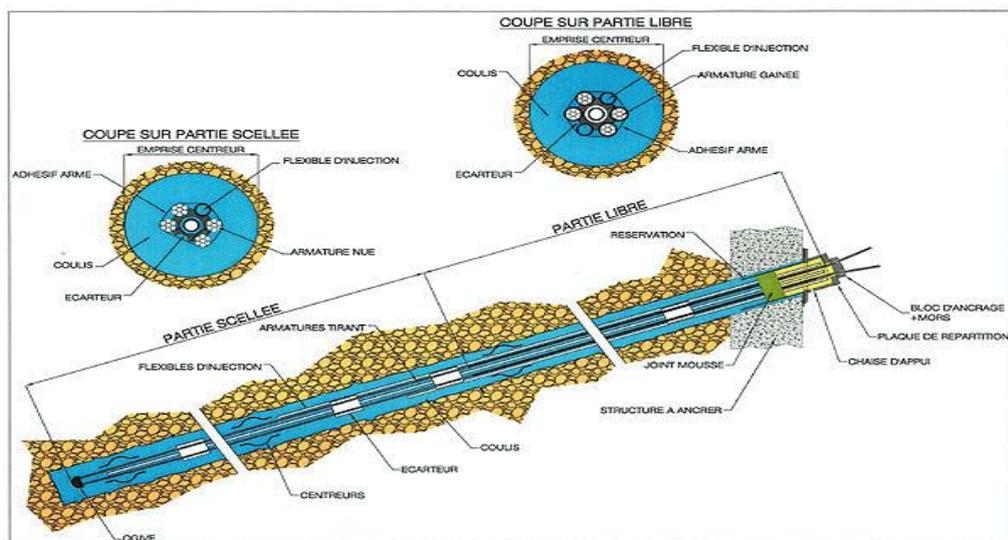


Figure II.23. Les boulons actifs [10]

II.5.3 Le béton projeté

Ce béton fut autrefois baptisé *gunite* pour le différencier de ses collègues. Il ressemble d'ailleurs de très près à un mortier à prise rapide (Fig. II.24) [23]. Le *gunitage* consiste à projeter le béton sur les parois d'un tunnel à l'aide d'une lance. Le béton projeté a deux principaux usages, qui peuvent s'additionner :

- Pour de faibles épaisseurs (< 5cm) il a un rôle protecteur, et forme une coque mince épousant la géométrie du terrain. En cela il empêche les blocs de roche ou le sol de s'altérer et de se détacher de la paroi [5];

– Il peut aussi avoir un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est alors variable en fonction du terrain, de l'ordre d'une vingtaine de centimètres. Seul, le béton projeté est de moins en moins utilisé. Il est souvent associé à des panneaux de treillis.

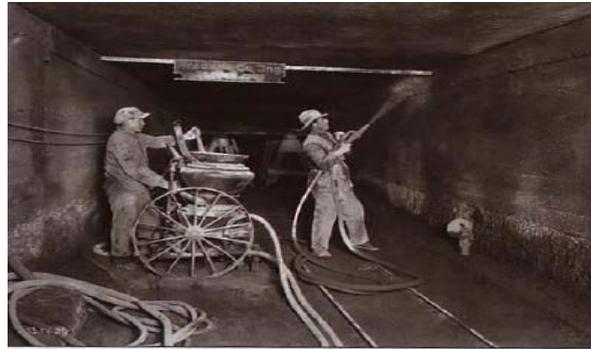


Figure II.24. Le béton projeté [5]

II.5.4 Cintres réticulés

Dans certaines circonstances, notamment pour les mauvais terrains, les grandes sections et les sections divisées, il peut s'avérer nécessaire de renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures plus résistantes qu'un simple treillis soudé. On a ainsi inventé des cintres constitués de 3 aciers HA reliés entre eux par des aciers de plus faible section et facilement cintrables à la forme de l'excavation. Une fois placés contre le terrain, ces *cintres réticulés* avec ou sans treillis soudé sont recouverts de béton projeté pour former une coque solide. L'espacement entre cintres est de l'ordre du mètre, pour qu'il se crée une voûte de béton entre deux éléments (*voûtains* de béton) (Fig. II.25a).

Cette technologie est de moins en moins employée en tant que soutènement seul car elle ne semble pas apporter suffisamment d'avantages comparée aux autres soutènements. Cependant, les cintres réticulés peuvent avantageusement servir à supporter une étanchéité avant projection de béton [1].

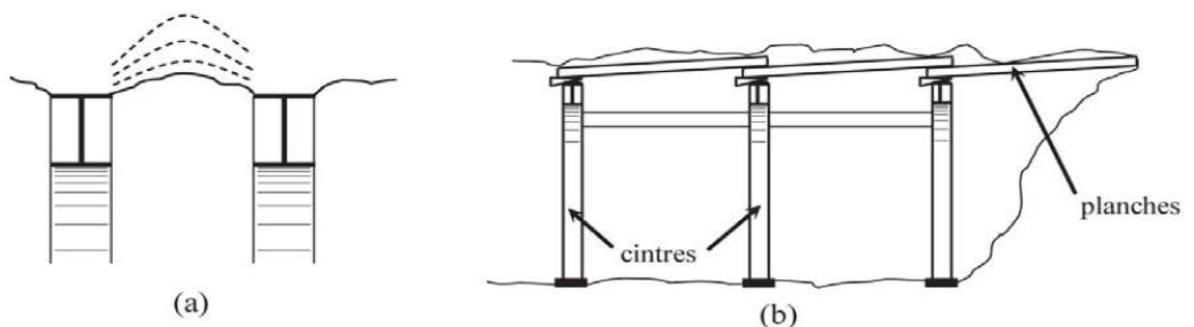


Figure II.25. (a) Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage. [1]

II.5.5 Cintres lourds et blindage

Pour les terrains poussant, de mauvaise qualité, ou lorsqu'on traverse une zone plus difficile que prévue, les soutènements "classiques" présentés ci-avant, utilisant pleinement les propriétés de déformabilité du rocher trouvent leurs limites. On choisit alors des techniques de soutènements *lourds* plus rigides, qui se

déforment moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charges (Fig. II.26). Ces soutènements sont toujours constitués de profils normalisés cintrés suivant le rayon de courbure du tunnel. Ces cintres sont assemblés près du front puis placés contre la paroi au moyen d'un *érecteur* (pelle équipée spécialement pour cet usage).

Entre chaque élément métallique, on réalise parfois un *blindage* ou un *remplissage béton* entre les cintres pour trois raisons principales :

- Pour éviter que le terrain ne s'éboule sous le *voutain* naturel (rôle protecteur) ;
 - Pour répartir les charges sur les éléments porteurs lorsque le terrain ne permet pas d'avoir un effet de voûte suffisant (blindage lourd) ;
 - Pour éviter un effet "domino" en cas d'effondrement au front de taille (rôle d'écartement et de maintien).

Le blindage est réalisé le plus souvent par un remplissage de béton (projeté ou coffré). Dans les puits ou les galeries de petites sections, on adopte souvent les tôles métalliques mais le bois est encore utilisé car il se prête bien à la technique minière de l'*enfilage*. Cette dernière consiste à enfiler les planches entre les cintres unes à unes, avec un blocage par un système de coins [1].



Figure II.26. Les cintres lourds

II.5.6 Cintres coulissants

Lorsque les efforts qui transitent dans le soutènement sont trop importants – autrement dit à grande profondeur dans des terrains de faible tenue. On a recours à une technologie de cintres métalliques développée par l'industrie minière (Fig. II.27). Plutôt que de réaliser un cintre monolithique, ou éventuellement constitué d'un assemblage encastré et rigide de plusieurs morceaux de cintre, il est possible d'assembler entre eux plusieurs éléments qui coulissent les uns dans les autres. Par ce biais, lorsque les efforts de chargement dépassent un certain seuil – le seuil de coulissement – les morceaux glissent les uns sur les autres par frottement et évitent ainsi la plastification de l'ensemble. Pour augmenter l'efficacité de ce principe et faciliter le coulissement, ces cintres ont un profil spécial en forme de "U". On les appelle *cintres TH* du nom du premier fabricant qui a commercialisé ces profilés (Toussaint-Heitzmann) [5].



Figure II.27. Cintres TH, boulons radiaux et béton projeté. Détail de la voûte d'une galerie du laboratoire souterrain de l'Andra [16]

La figure II.27 est un exemple d'utilisation de cintres TH, associés à un boulonnage radial et à du béton projeté. Les éléments TH sont assemblés par des éclisses de serrage (Fig. II.28).

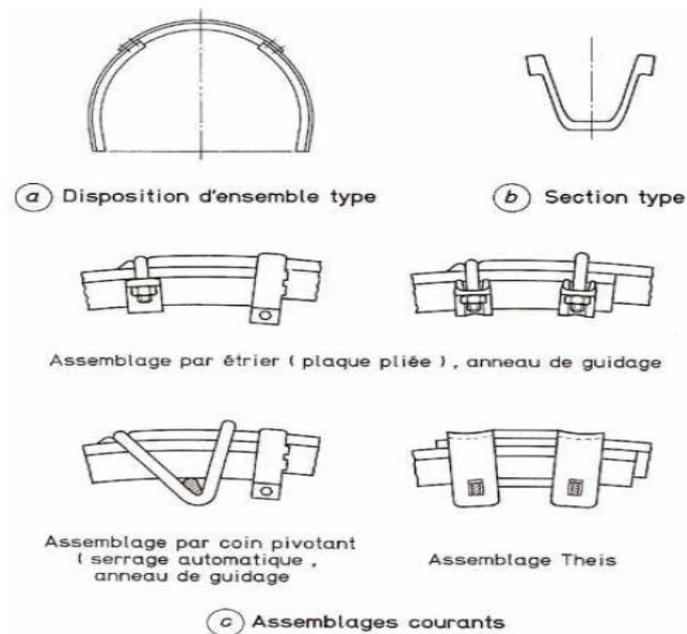


Figure II.28. Cintres coulissants [1]

II.5.7 Soutènement au front de taille

La maîtrise des convergences en parements par les différents soutènements présentés peut suffire à assurer la stabilité du front de taille et la sécurité des ouvriers mineurs y travaillant. Une simple couche de béton projeté suffit habituellement à maintenir les blocs qui pourraient se décrocher accidentellement du front.

Dans les mauvais terrains cependant, une extrusion trop importante peut entraîner un effondrement localisé ou, plus grave, un *fontis*. Il convient dans ce cas de prévoir, selon l'état du terrain :

Un soutènement du front de taille (Fig. II.29), le plus souvent assuré par un boulonnage longitudinal. Ces boulons sont en fibre de verre car ils résistent très bien en traction et peu en cisaillement (excavation possible)

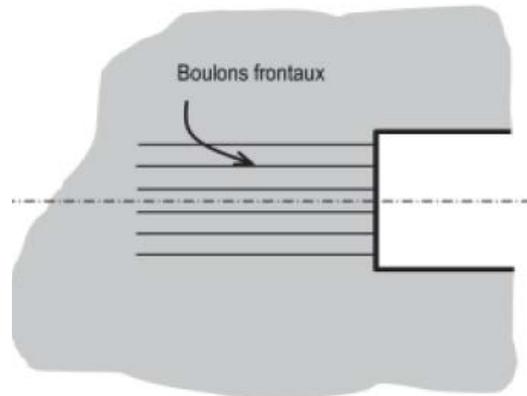


Figure II.29. Soutènement du front de taille [16]

Un présoutènement consistant à limiter le *déconfinement* en avant du front de taille. La *voûte parapluie* fait partie de cette catégorie. Elle est constituée d'une série de tubes métalliques (\varnothing 30 à 90 mm) placés en auréole tout autour du front de taille et reposants sur les derniers cintres (Fig. II.30). On excave ainsi sous une voûte protectrice assurant un report des charges sur les cintres que l'on place à mesure de l'avancement de l'excavation. On peut également rencontrer la technique de la pré-voûte, où une coque de béton est projetée dans une saignée en avant du front sur tout le profil du tunnel (découpage puis bétonnage).

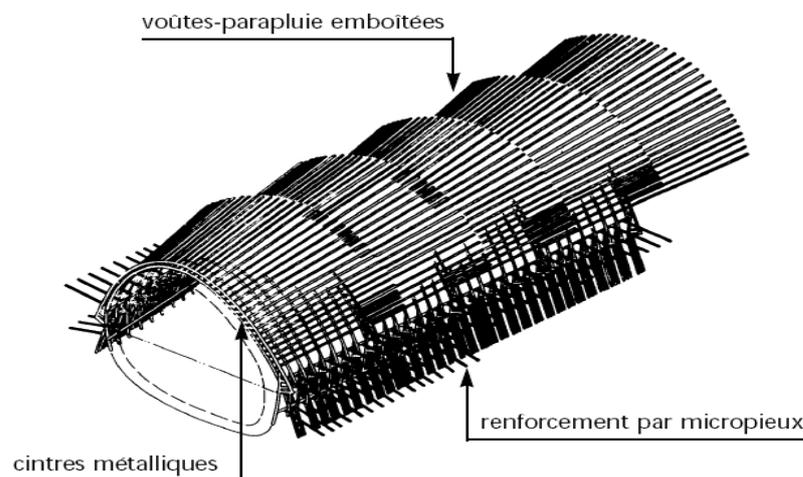


Figure II.30. Voûtes parapluie emboîtées [16]

II.5.8 Voussoirs préfabriqués

Il existe une technique permettant de réaliser des tunnels au tunnelier avec un procédé de revêtement similaire au béton coffré. Un voussoir est une écaille de béton armé (anciennement de fonte) qui arrive sur le chantier déjà fabriquée et prête à poser. Par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un *anneau*. Ce sont ces anneaux qui, placés bout à bout, constituent le revêtement du tunnel [5]. Sous le

bouclier du tunnelier, on vient assembler les voussoirs selon un *plan de calepinage* conçu à l'avance. Le dernier voussoir, qui permet de claveter définitivement l'anneau, est appelé *voussoir de clef* (Fig. II.31). L'étanchéité est assurée par des joints posés sur chaque élément. Ils sont mis en compression par le chargement dû au massif environnant et la poussée du tunnelier. Entre le terrain et l'anneau de voussoir, un vide annulaire est laissé par le bouclier lors de son avancement. Pour le combler on vient injecter du mortier ou des graviers. Cette opération porte le nom d'*injection de bourrage*.



Figure II.31. Voussoirs préfabriqués [16]

II.6 Pose de l'étanchéité

On définit l'étanchement comme une opération visant à limiter à une valeur acceptable le débit d'eau pénétrant à l'intérieur de l'ouvrage souterrain. On distingue trois principes d'étanchement (Fig. II.32)

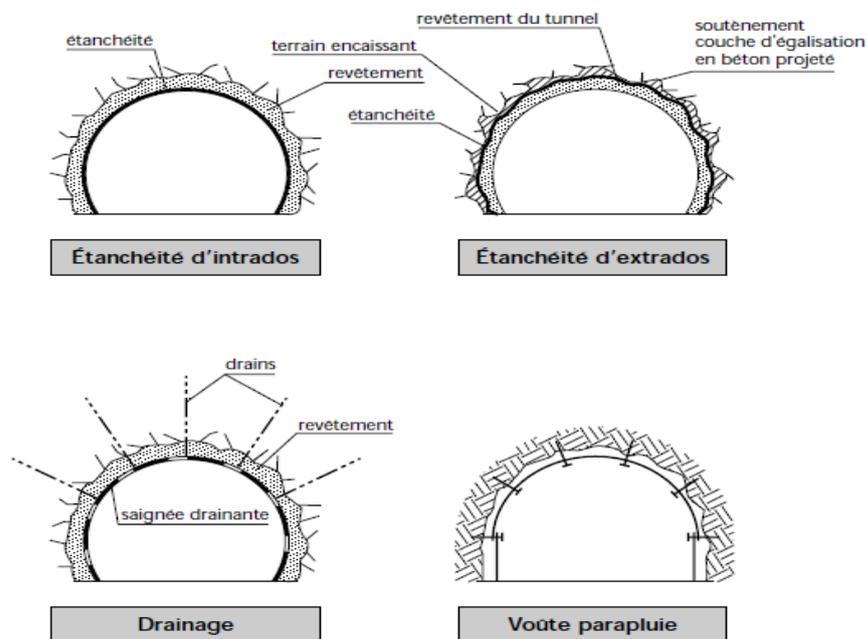


Figure II.32. Principaux types d'étanchement [11]

II.6.1 Procédés d'étanchement

II.6.1.1 Prédrenage

Le prédrenage du terrain encaissant est une opération qui consiste après le creusement et avant l'exécution du revêtement, pour faciliter sa mise en place, à capter les venues d'eau ponctuelles importantes et à les recueillir dans un conduit longitudinal d'évacuation. Ce système conservé après exécution du revêtement .

Il peut être réalisé de diverses manières :

- Les venues d'eau localisées aux fissures du rocher sont recueillies dans des tuyaux, le captage à l'émergence étant réalisé à l'aide d'un mortier spécial,
- Les suintements diffus sont plus difficiles à recueillir : on peut s'aider de plaques étanches,
- Les venues d'eau importantes (karsts, failles) sont à l'étanchement permanent du tunnel captées par un dispositif spécial pouvant nécessiter la construction d'un ouvrage en béton, on peut aussi mettre en œuvre entre le terrain (ou le soutènement) et le revêtement un complexe de drainage (matériau drainant avec une feuille de filtrage à l'extrados et une feuille d'étanchéité à l'intrados).

II.6.1.2 Drains forés

Les drains forés peuvent être réalisés avant ou après exécution du revêtement. Le but de ces drains est de créer au large un cheminement préférentiel pour recueillir l'eau. En particulier, lorsque les venues d'eau se manifestent sous forme de suintements diffus, il est intéressant en complément du prédrenage, de réaliser de tels drains, en diamètre 50 mm environ [11].

II.6.1.3 Drainage type parapluie

A l'intrados du terrain encaissant pour les tunnels non revêtus ou à l'intrados de la voûte pour les tunnels revêtus, un élément imperméable (en général tôle galvanisée, mais qui pourrait être constitué de matériau imperméable et non susceptible de corrosion) est fixé à une certaine distance de la paroi (10 à 20 cm). L'eau de ruissellement circulant dans cet espace libre est reprise pour être conduite dans les caniveaux ou collecteurs .

II.6.1.4 Couches d'étanchéité

Cette méthode d'étanchement consiste à mettre en œuvre au contact (intrados ou extrados) du revêtement (Fig. II.33). On distingue actuellement quatre familles principales de produits :

- Les feuilles d'étanchéité à base de bitumes polymères en extrados sur structures à remblayer et en intrados sur radier dans le cas de chaussées circulées,
- Les feuilles synthétiques en étanchéité extrados,
- Les produits polymérisables en étanchéité intrados,
- Les enduits hydrofuges en intrados

a) Etanchéité extradados : Ce système d'étanchéité ne nécessite pas le traitement des joints ou discontinuités du revêtement car le complexe utilisé (feuilles synthétiques en général en P.V.C. plastifié) est indépendant et souple. Il est appliqué sur le rocher ou le soutènement, généralement avec mise en œuvre d'une couche de béton projeté d'égalisation. Il comporte une feuille de protection extradados et/ou intrados.



Figure II.33. Étanchement par feuille [11]

b) Etanchéité intrados

Après réalisation du revêtement, un système d'étanchéité est mis en œuvre à l'intrados. Il y a lieu de vérifier que le film utilisé est apte à résister à la pression hydrostatique éventuelle. La mise en œuvre après le revêtement, il présente les avantages :

- De n'avoir aucune interaction avec la réalisation du gros œuvre,
- De pouvoir limiter son application aux zones strictement nécessaires compte tenu de l'objectif d'étanchement recherché et des autres procédés éventuellement déjà mis en œuvre.

Il nécessite le traitement de toutes les discontinuités actives et joints du revêtement. Généralement, il reste totalement apparent et doit donc accepter les sujétions d'exploitation (possibilité de lavage mécanique, couleur adaptée aux problèmes d'éclairage,...) [11].

II.7 Pose du revêtement

Après stabilisation des convergences, loin du front pour ne pas perturber le chantier et parfois même à la fin du creusement, on vient poser, plutôt couler, le *revêtement* définitif du tunnel. Il a une fonction de résistance, car il doit reprendre les efforts à long terme (fluage, gonflement ou pression hydrostatique) et ceux dus à la perte éventuelle de résistance du soutènement (rouille, vieillissement,...). Il a également une fonction de protection de l'étanchéité, de support des structures internes (panneaux, ventilateurs...) et enfin esthétique puisque c'est lui que les futurs usagers verront lors de leur passage. Les matériaux les plus couramment utilisés pour la constitution des revêtements sont :

- Le béton coffré non armé pour les tunnels réalisés de manière séquentielle, le revêtement étant alors exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement (Fig. II.34).

- Les voussoirs préfabriqués en béton armé, qui sont utilisés en cas de réalisation d'un tunnel circulaire à l'aide d'un tunnelier. Une variante consiste à employer des voussoirs métalliques ou du béton extrudé (Fig. II.36) .
- Les revêtements en béton armé. On se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables (Fig. II.35).
- Le béton projeté est rarement utilisé dans les ouvrages neufs mais contribue beaucoup à la réparation ou à la constitution des revêtements des tunnels anciens.
- La maçonnerie de moellons doit être citée pour mémoire, elle n'est plus utilisée dans les ouvrages actuels



Figure II.34. Coffrage de tunnel [16]



Figure II.35. Armatures de radier



Figure II.36. Voussoirs en béton [16]



Chapitre III:

Méthodes de calcul et de dimensionnement des tunnels

Chapitre III

Méthodes de calcul et de dimensionnement des tunnels

III.1 Généralités sur les Discontinuités

III.1.1 Nombre de familles de joints

Les joints sont disposés généralement par familles, par ex des joints parallèles. Le nombre de familles de joints peut aller jusqu'à 5. Typiquement, une famille de joint découpe le massif rocheux en plaques, 2 familles perpendiculaires découpent la roche en colonnes et 3 en blocs (Fig. III.1). Plus de 3 familles découpent la roche en blocs de formes variées et de coins [14].

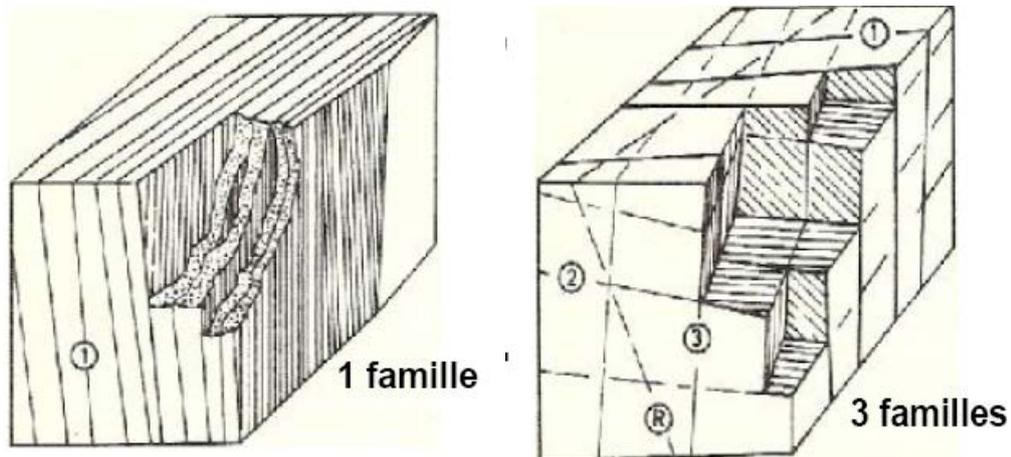


Figure III.1. Les différentes découpes du massif rocheux en plaque [7]

Les propriétés mécaniques du massif rocheux sont influencées par les familles de joints. Plus le nombre de familles de joints est grand, plus les possibilités de glissements potentiels sur les joints sont grandes voir Tableau III.1.

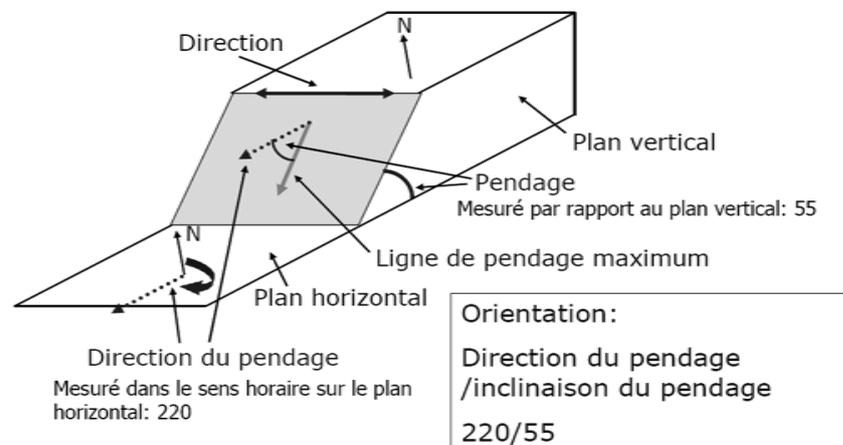
Tableau III.1. Classification AFTES selon le nombre de familles de discontinuités [7]

CLASSE		DESCRIPTION
N 1		Pas de discontinuité ou quelques discontinuités diffuses
N 2	a	Une famille principale
	b	Une famille principale et des discontinuités diffuses
N 3	a	Deux familles principales
	b	Deux familles principales et des discontinuités diffuses
N 4	a	Trois (et plus) familles principales
	b	Trois (et plus) familles principales et des discontinuités diffuses
N 5		Nombreuses discontinuités sans hiérarchisation ni constance dans la répartition

III.1.2 Orientation du plan des joints

L'orientation des familles de joints contrôle la possibilité de conditions instables ou de déformations excessives. L'orientation mutuelle des joints détermine la forme des blocs rocheux [6].

L'orientation est définie par le pendage (inclinaison) et la direction du pendage ou l'orientation du plan (Fig. III.2).

**Figure III.2.** L'orientation du plan des joints [2]

Le pendage et la direction sont toujours perpendiculaires. On utilise généralement la notation direction du pendage/pendage (p. ex., 210/35),

III.1.3 Espacement des joints

L'espacement des joints est la distance perpendiculaire entre les joints. Pour une famille de joints, il est habituellement exprimé comme l'espacement moyen de cette famille de joint. On mesure souvent l'espacement apparent. La mesure de l'espacement des joints varie selon les différentes faces et directions

de mesures (Fig. III.3). Par exemple, dans un massif rocheux fissuré verticalement, les mesures selon la direction verticale donneront un espacement bien plus important que selon la direction horizontale (Tableau. III.2).

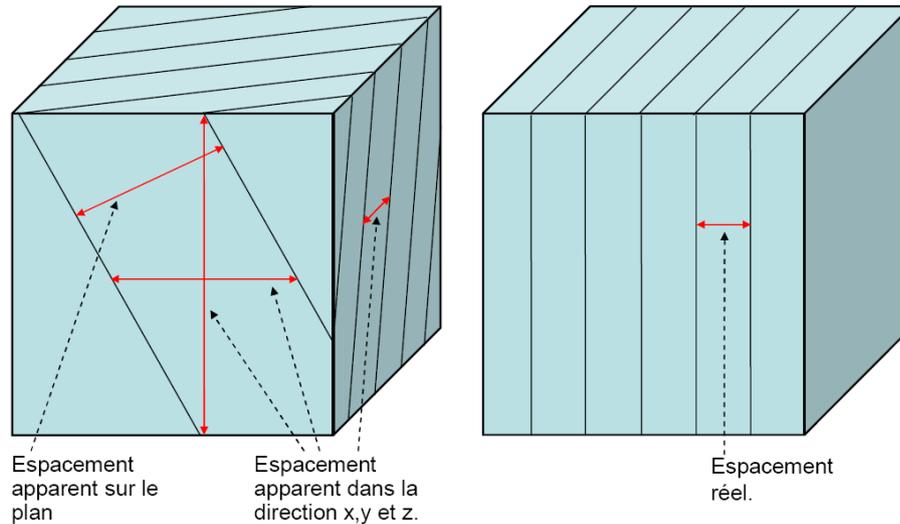


Figure III.3. Espacement des joints [14]

Tableau III.2. Classification A.F.T.E.S selon l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille [2]

ESPACEMENT	EPAISSEUR	(S) OU (E) EN CM	ESPACEMENT DES DISCONTINUITES D'UNE FAMILLE	EPAISSEUR DES BANCS
S 1	E 1	>200 cm	discontinuités très espacées	bancs très épais
S 2	E 2	60 à 200 cm	discontinuités espacées	bancs épais
S 3	E 3	20 à 60 cm	discontinuités espacées	bancs moyennement épais
S 4	E 4	6 à 20 cm	discontinuités rapprochées	bancs minces
S 5	E 5	<6 cm	discontinuités très rapprochées	bancs très minces

III.1.4 Rugosité de la surface du joint

Un joint est une interface de deux surfaces en contact. Les surfaces peuvent être lisses ou rugueuses; elles peuvent être en bon contact et imbriquées, ou en mauvais contact et ne pas s'imbriquer. L'interface peut être remplie avec des matériaux intrusifs ou d'altération [6].

La rugosité de la surface du joint est une mesure des irrégularités et des ondulations de la surface du joint relativement à son plan moyen. La rugosité de la surface du joint est caractérisée par des ondulations à

grande échelle et par des irrégularités à petite échelle. C'est le facteur principal qui régit la direction du cisaillement, la résistance au cisaillement, et en conséquence, la stabilité des blocs susceptibles de glisser. Le coefficient de rugosité du joint (JRC) est une mesure quantitative de la rugosité, variant de 0 pour une surface plane et lisse à 20 pour une surface très rugueuse. La rugosité du joint est liée à une échelle géométrique.

Description of joint types		JRC ₂₀	JRC ₁₀₀
I	rough	20	11
	smooth		
	slickensided		
II	rough	14	9
	smooth		
	slickensided		
III	rough	11	8
	smooth		
	slickensided		
IV	rough	14	9
	smooth		
	slickensided		
V	rough	11	8
	smooth		
	slickensided		
VI	rough	7	6
	smooth		
	slickensided		
VII	rough	2.5	2.3
	smooth		
	slickensided		
VIII	rough	1.5	0.9
	smooth		
	slickensided		
IX	rough	0.5	0.4
	smooth		
	slickensided		

Figure III.3. Description de la rugosité des joints [2]

Le nombre JRC est obtenu en comparant directement le profil de la surface réelle avec le profil type dans le diagramme. JRC₂₀ est le profil pour 20 cm et JRC₁₀₀ pour 100 cm. La valeur du JRC décroît avec une taille croissante (Fig. III.3).

III.1.5 Imbrication des joints

Les propriétés d'un joint sont également contrôlées par le positionnement relatif de deux surfaces, en plus des profils [14]. Par exemple, des joints entièrement en contact et parfaitement imbriqués ont peu de possibilités de mouvement et il est aussi difficile de les cisailier, en comparaison à des joints de même rugosité avec des contacts ponctuels où le mouvement peut facilement avoir lieu. Souvent, les joints sont différenciés comme imbriqués ou pas. Un coefficient d'imbrication des joints (JMC) a été suggéré (Fig. III.4).

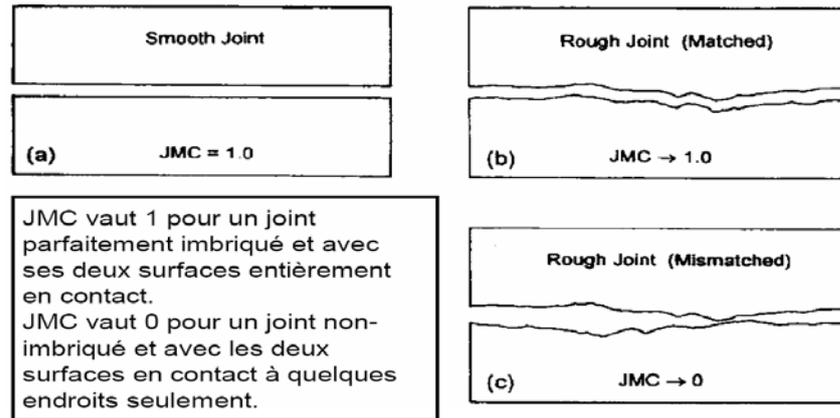


Figure III.4. Imbrication des joints [2]

III.1.6 Ouverture et remplissage du joint

La distance perpendiculaire séparant les parois adjacentes des roches est appelé l'ouverture. L'ouverture du joint est soit remplie d'air et d'eau (joint ouvert), soit avec des matériaux de remplissage (joint rempli) voir Figure .III.5. Les joints ouverts ou remplis avec de grandes ouvertures montrent une faible résistance au cisaillement. L'ouverture est aussi associée à l'écoulement et à la perméabilité [13].

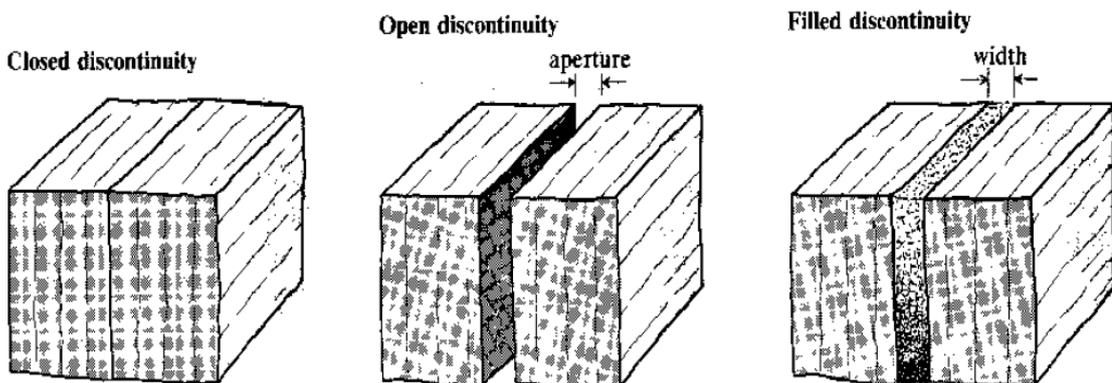
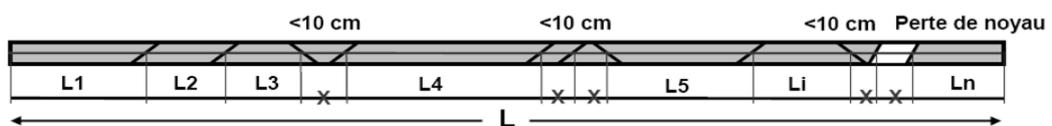


Figure III.5. Ouverture des joints

III.1.7 RQD

Le RQD fut proposé par D.DEERE en 1964. Il est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté. L'indice RQD (Rock Quality Designation) est défini comme le pourcentage des carottes de roches qui ont une longueur égale ou supérieure à 10 cm sur la longueur totale du forage [23].



$$RQD = \frac{\sum L_i}{L} \times 100\%, \text{ avec } L_i > 10 \text{ cm} \tag{III.1}$$

Il convient d'utiliser un carottier de diamètre supérieur au moins à 50 cm pour que les morceaux de roche saine ne soient pas cassés en cours de prélèvement [12].

Le RQD peut être corrélé à la fréquence de joint (λ) :

$$\text{RQD} = 100(0.1\lambda + 1)e^{-0.1\lambda} \quad (\text{III.2})$$

Avec λ = nombre de joints /longueur = n/L

D'après D.Deere, On peut utiliser la valeur du RQD pour classer le rocher suivant sa qualité (Tableau III.3)

Tableau III.3 Classification du rocher en fonction du RQD. [9]

R. Q. D.	Désignation
0 – 25	Très médiocre
25 – 50	Médiocre
50 – 75	Moyen
75 – 90	Bon
90 – 100	Excellent

III.2 Prédimensionnement des ouvrages souterrains

III.2.1 Les méthodes semi empiriques

Les premières méthodes de dimensionnement des tunnels considéraient que le soutènement ou le revêtement définitif devait supporter le poids d'un volume de terrain décomprimé situé à l'intérieur d'une zone en forme de cloche, les dimensions de cette cloche étaient déterminées par des formules empiriques basées sur l'expérience acquise.

Ces méthodes sont quelque peu dépassées actuellement du fait que les techniques d'exécution ont beaucoup diminué les effets de décompression élastiques prédominant. Et ce type de méthode n'est pas applicable [9].

III.2.1.1 La méthode de Terzaghi

La méthode la plus utilisée fut longtemps la méthode de K.TERZAGUI (1946) qui classe les milieux rocheux en neuf catégories en fonction d'observations qualitatives.

- Calcul du soutènement a partir d'une hauteur de terrain décomprimée (cloche) au-dessus de la voute (Fig. III.6)
- Dimensions de la cloche en fonction des caractéristiques du terrain.

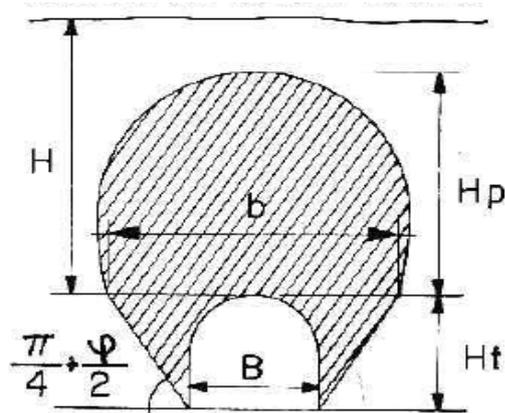


Figure III.6. Zone décompressée au dessus d'une cavité [7].

La hauteur de terrain décompressé pesant sur le soutènement est donnée par la formule générale :

$$H_p = K(B + H_t) \quad (\text{III.3})$$

Avec H_p : Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie

B : Largeur de la galerie

H_t : Hauteur de la galerie

K : Coefficient variable avec la nature et la texture du terrain (tableau III.4)

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

Tableau III.4 Hauteur de terrain décomprimé au dessus d'un tunnel [9]

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
Modérément éboulée	0.25 à 0.35 (B+H _t)	Pas de pression latérale
Très éboulée	0.35 à 1.1 (B+H _t)	Peu ou pas de pression latérale
Complètement broyée Chimiquement inerte	1.1 (B+H _t)	Pression latérale considérable
Roche fluante à profondeur modérée	1.1 à 2.1 (B+H _t)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche fluante à grande profondeur	2.1 à 4.5 (B+H _t)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche gonflante	jusqu'à 75 m indépendant de (B+H _t)	Cintres circulaires Dans les cas extrêmes, cintres coulissants

III.2.1.2 Méthode de M. PROTODIAKONOV

Cette méthode est basée sur la recherche de la forme de la voûte de terrain décomprimée au dessus de l'excavation. Selon cette théorie, cette voûte est de forme parabolique. Sa hauteur H_p vaut :

$$H_p = \frac{b}{2f} \quad (\text{III.4})$$

Où : b est la base de la parabole la valeur de b est donnée par la formule :

$$b = B + 2H_t \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{III.5})$$

f : Coefficient de résistance, fonction des caractéristiques du matériau.

Les valeurs de f en terrain rocheux sont indiquées dans le tableau III.5

En terrain granulaire, M. PROTODIAKONOV considère que :

$$f = \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{III.6})$$

Tableau III.5 Coefficient de résistance f des roches (D'après M.PROTODIAKONOV) [9]

nature de la roche	Description	Masse volumique (t/m^3)	Coefficient de résistance f
Résistance dextrement élevée	Basaltes, quartzites granits les plus durs	2.8 – 3.0	20
Résistance élevée	Roches granitiques-grès et calcaires de très bonne tenue	2.6 – 2.7	10
Roche de bonne Tenue	Calcaires légèrement fracturés- grès de bonne tenue	2.5	8
Roche assez résistante	Grès ordinaire	2.4	6
Résistance moyenne	Schistes divers-marnes compactes	2.4 – 2.6	3
Roche meuble	Argiles compacte Alluvions cohérentes sols argileux	2.0 – 2.2	1

Cette méthode serait satisfaisante pour les tunnels situés à une profondeur H telle que :

$$\frac{b}{2f} < H < \frac{b}{f}$$

Lorsque la hauteur de couverture est plus faible, le soutènement devrait être dimensionné en tenant compte de la pression géostatique ($P_v = \gamma H$)

III.2.1.3 La méthode de Bieniawski (RMR) Rock Mass Rating

Bieniawski a utilisé cinq paramètres pour classer les roches

- Résistance de la roche
- Fracturation : RQD
- Espacement des joints (tous types de discontinuités : stratification, schistosité, fractures, diaclases)
- Nature des joints
- Venues d'eau

Chaque paramètre reçoit une note

Chaque paramètre reçoit une note pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité du rocher donc et le RMR = somme des notes.

Cette appréciation générale de la qualité du rocher doit ensuite être ajustée pour tenir compte de l'orientation de la fracturation.

III.2.1.3.1 Attribution des notes

Tableau III.6 Paramètres de classification des roches et notes de pondération. [7]

Paramètres			coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice de Franklin	> 8 MPA	4-8 MPA	2-4 MPA	1-2 MPA	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	> 200 MPA	100-200 MPA	50-100 MPA	25-50 MPA	10-25 MPA	3-10 MPA	1-3 MPA
	Note		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D.		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacements des joints		>3m	1-3m	0,3-1m	50-300mm	<50mm		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continus .En pontes en contact .Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes altérées	Surface lustrées ou remplissag e <5mm Joints continus	Remplissage mou >5mm ou joints ouverts > 5mm joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau		<25l/min	25-125 l/min	>25l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Hydrogéologie	Complètement sec		Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau		
	Note		10		7	4	0		

Tableau III.7 Note d'ajustement pour l'orientation des joints

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		Pendage 0-20°
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45°			
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	Moyen	Défavorable

Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12

Tableau III.8 Classe de rocher suivant la classification de Z.Bieniawski [2]

Note globale	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<20
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4 m de portée	1 semaine pour 3 m de portée	5 heures pour 1,5 m de portée	10mn pour 0,5 m de portée

Tableau III.9. RMR et qualité du massif rocheux suivant la classification de Z.Bieniawski [2]

Notes RMR	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	< 20
Classe du massif	A	B	C	D	E
Description	Très bonne roche	Bonne roche	Roche moyenne	Mauvaise roche	Roche très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 15 m de portée	6 mois pour 8 m de portée	1 semaine pour 5 m de portée	10 heures pour 2.5 m de portée	30 minutes pour 0.5 m de portée
Cohésion du massif (KPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Angle de frottement du massif	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	< 15°

III.2.1.3.2 Choix du type de soutènement

Pour chaque classe de rocher, Z.BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place [17].

Tableau III.10. Choix de soutènement d'après Z.Bieniawski [7]

Classe de la roche	TYPE DE SOUTÈNEMENT						
	BOULONS D'ANCRAGE (1)		BETON PROJETÉ			CINTRES METALLIQUES	
	Espace-ment	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espace-ment
1	GÉNÉRALEMENT PAS NÉCESSAIRE						
2	1,5-2,0 m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50 mm	néant	néant	non rentable	
3	1,0-1,5 m	treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	cintres légers	1,5-2,0 m
4	0,5-1,0 m	treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0,7-1,5m
5	Non recommandé		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

(1) Diamètre des boulons : 25mm, longueur : ½ diamètre du tunnel, scellement réparti à 1 résine

III.2.1.4 La méthode de BARTON (Q system)

L'indice de qualité Q est calculé à partir de six paramètres géotechniques combinés de la façon suivante :

$$Q = \frac{R \cdot Q \cdot D \cdot J_r \cdot J_w}{J_n \cdot J_a \cdot SRF} \tag{III.7}$$

$\frac{R.Q.D.}{J_n}$: Caractérise approximativement la taille des blocs rocheux,

$\frac{J_r}{J_a}$: La résistance au cisaillement des blocs entre eux

$\frac{J_w}{SRF}$: Les contraintes et forces actives.

RQD : Rock Quality Designation.

J_n : caractérise le nombre des familles de joints.

J_r : caractérise la rugosité des joints.

J_a : caractérise l'altération des joints en précisant le degré d'érosion, d'altération et de remplissage.

J_w : facteur de réduction hydraulique des joints.

SRF : facteur de réduction des contraintes.

Tableau III.11. Paramètres de classification des roches et notes de pondération (critère de Barton) [2].

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 familles et diaclases aléatoires		6
Trois familles de diaclases		9
		1. Pour une intersection, utilisez $3 \times J_n$
Trois familles et diaclases aléatoires		12
Quatre familles et plus, diaclases aléatoires très nombreuses		15
		2. Pour un portail, utilisez $2 \times J_n$
Roche concassée, semblable à un sol		20
Rugosité des diaclases		J_r
<i>parois en contact</i>		
Diaclases 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	
<i>parois séparées lorsque cisailé</i>		J_r
Zones avec remplissage de minéraux argileux assez épais pour empêcher le contact des parois		1
Zones sableuses, de gravier ou concassée assez épaisse pour empêcher le contact des parois		1

<i>Altération des diaclases</i> <i>parois en contact</i>	<i>Ja</i>	<i>parois en contact lorsque</i> <i>cisaillées</i>	<i>Ja</i>	<i>parois séparées lorsque</i> <i>cisaillées</i>	<i>Ja</i>
Dure, élastique, remplissage imperméable	0,75	Particules sableuses, sans argile	4	Zones de roche concassée	6
Non altérées, salissage de surface seulement	1	Minéraux argileux, sur-consolidés, épaisseur < 5 mm	6	Roche et argile	8-12
Légèrement altérées, minéraux non déformables, particules sableuses etc.	2	Minéraux argileux, moyennement sur-consolidés, épaisseur < 5 mm	8	Zones silteuses, sableuses, avec une faible fraction d'argile	5
Remplissage silteux, sableux, avec une faible fraction d'argile	3	Remplissage argileux gonflant, épaisseur < 5 mm	8-12	Zones ou bandes épaisses d'argile	10-13
Matériaux déformables, i.e kaolinite, mica etc. épaisseur < 1-2 mm	4				

<i>Infiltration d'eau</i>	<i>Jw</i>	Pression d'eau (kgf/cm ²)
Sec ou infiltration mineure < 5 l/m	1	< 1,0
Infiltration moyenne, lessivage occasionnel	0,66	1,0-2,5
Infiltration importante, roc compétant sans remplissage	0,5	2,5-10
Infiltration importante	0,33	2,5-10
Infiltration exceptionnellement importante après sautage, réduction dans le temps	0,2-0,1	> 10
Infiltration exceptionnellement importante	0,1-0,05	> 10

<i>Facteur de réduction de contrainte</i>					
<i>Zone de faiblesse interceptant l'excavation</i>	<i>SRF</i>	<i>Roc compétant, problèmes de contraintes élevées</i>	σ/σ_1	σ/σ_1	<i>SRF</i>
Occurrences multiples de la zone, remplissage argileux, massif désenchevêtré	10	Faibles contraintes, près de la surface	> 200	> 13	2,5
Zone unique, profondeur de l'exc. < 50 m	5	Contraintes moyennes	10-200	0,66-13	1
Zone unique, profondeur de l'exc. > 50 m	2,5	Contraintes élevées	5-10	0,33-0,66	0,5-2
Zones multiples dans du roc compétant, sans argile	7,5	Coups de terrain faibles	< 2,5	< 0,16	10-20
Zone unique dans du roc compétant, sans argile, profondeur < 50 m	5				
Zone unique dans du roc compétant, sans argile, profondeur > 50 m	2,5				
Diaclases ouvertes, massif très fracturé	5				
<i>Roc comprimé, déformations plastiques, contraintes élevées</i>		<i>Roche gonflante</i>			
Pression de compression relativement faible	5-10	Pression de gonflement faible			5-10
Pression de compression élevée	10-20	Pression de gonflement élevée			10-15

Tableau III.12. Valeur de Q et qualité du massif rocheux

Valeur Q	Classe	Qualité du massif rocheux
400 ~ 1000	A	Exceptionnellement bon
100 ~ 400	A	Extrêmement bon
40 ~ 100	A	Très bon
10 ~ 40	B	Bon
4 ~ 10	C	Moyen
1 ~ 4	D	Mauvais
0.1 ~ 1	E	Très mauvais
0.01 ~ 0.1	F	Extrêmement mauvais
0.001 ~ 0.01	G	Exceptionnellement mauvais

III.2.1.4.1 Détermination du mode de soutènement

Après avoir calculé par la formule précédente l'indice de qualité Q du rocher, les dimensions et la destination de l'ouvrage aboutissent à l'un des 389 numéros de catégories de leurs soutènements

Le coefficient supplémentaire ESR (Excavation Support Ratio) est un coefficient correcteur de dimension qui varie de 0.8 à 3.5 selon la nature de l'ouvrage et le caractère temporaire ou permanent du soutènement pré dimensionné [17].

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.

N. BARTON définit la dimension équivalente de l'ouvrage :

$$D_e = \frac{\text{largeur ,diamètre ou hauteur (en m)}}{\text{ESR}} \quad (\text{III.8})$$

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 le tableau ci-dessous :

Tableau III.13. Excavation Support Ratio (ESR) pour divers types d'ouvrages souterrains [17]

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
Tableau : Excavation Support Ratio (ESR) pour divers types d'ouvrages souterrains	

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

$$\text{portée non soutenue} = 2. \text{ESR} \cdot Q^{0,4} \quad (\text{III.9})$$

Lorsque la portée d'une excavation excède la portée limite prédite par l'équation ci-dessus, il est nécessaire d'installer un système de soutènement en vue de maintenir le massif rocheux entourant l'excavation dans des conditions acceptables de stabilité. En 1974, Barton, Lien et Lun de ont proposé 38 catégories de support (à base de boulonnage, de béton projeté, de revêtement en béton, ou de toute autre combinaison de ces types de renforcement) en fonction des paramètres Q et de D_e . Ces catégories sont déterminées à l'aide de la valeur de Q , et du quotient D_e .

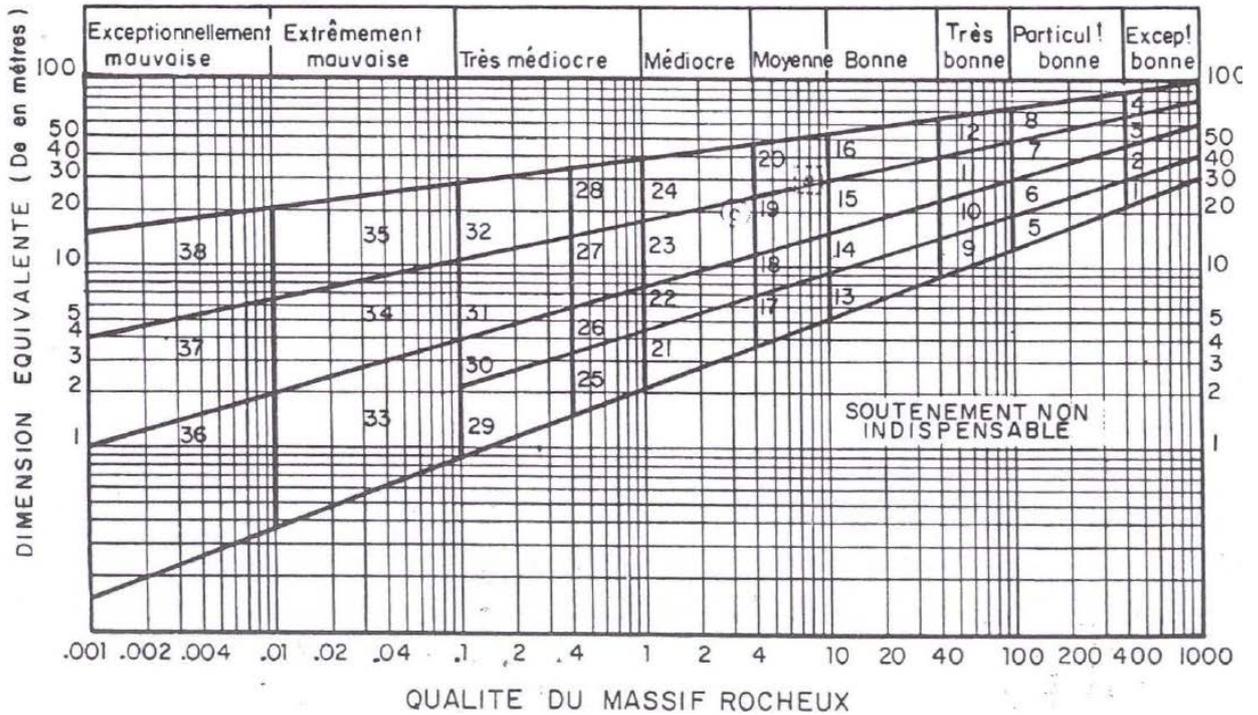


Figure III.7. Relation entre (Q - De) et les catégories de soutènement [16]

Les soutènements sont ensuite déterminés en fonction de la classe de soutènement et à l'intérieur de cette classe à partir des valeurs de sous paramètres comme (RQD/J_n), (J_a/J_r) et (De). Des valeurs sont suggérées dans le tableau (Annexe).

III.2.1.4.2 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 :

$$P_{voûte} = \left(\frac{2Q}{J_r}\right) Q^{-1/3} \tag{III.10}$$

Cette équation peut être améliorée avec l'introduction du paramètre J_n et l'équation (III.10) est remplacée par l'équation (III.11) :

$$P_{voûte} = \frac{2\sqrt{J_n} (Q)^{-1/3}}{3 J_r} \tag{III.11}$$

On remarque que les équations (III.10) et (III.11) sont équivalentes quand le massif rocheux présente 3 familles de discontinuités. Quand il y a moins de trois familles de discontinuités l'équation (III.11) donne une valeur inférieure à celle donnée par l'équation (III.10), et quand il y a plus de trois familles de discontinuités c'est l'inverse [18]. 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" :

III.2.1.5 Méthode AFTES

L'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) a été créée en janvier 1972 pour répondre aux recommandations de la Conférence Internationale sur les travaux souterrains tenue à Washington en 1970 qui préconisaient la mise en place dans chaque pays d'un organisme regroupant les différents acteurs intervenant, à des titres divers, dans les travaux souterrains. La principale activité de l'AFTES consiste à diffuser des recommandations techniques dans le domaine des travaux souterrains. Ces recommandations sont préparées au sein de *Groupes de Travail* qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES [19].

III.2.1.5.1 Paramètres utiles à la description du massif

- Charge hydraulique

Tableau III.14 classes de la charge hydraulique initiale

CLASSES	VALEURS DE LA CHARGE HYDRAULIQUE INITIALE H (comptée en mètres au dessus du radier du tunnel)	TERMES DESCRIPTIFS DE LA CHARGE HYDRAULIQUE
H 0	Niveau situé en dessous du radier	Charge nulle
H 1	< 5	Charge faible
H 2	5 à 20	Charge moyenne
H 3	20 à 100	Charge forte
H 4	> 100	Charge très forte

- Perméabilité

Tableau III.15 Classes de la perméabilité du massif [16]

CLASSES	VALEURS DE LA PERMEABILITE DU MASSIF K_M (m/s)	TERMES DESCRIPTIFS DE LA PERMEABILITE DU MASSIF
K 1	< 10^{-8}	Perméabilité faible
K 2	10^{-8} à 10^{-6}	Perméabilité moyenne
K 3	10^{-6} à 10^{-4}	Perméabilité forte
K 4	> 10^{-4}	Perméabilité très forte
K 5	Pratiquement infinie	De type karstique

- Résistance de la roche

Tableau III.16 classification de la résistance d'un terrain

CATEGORIE	DESIGNATION	EXEMPLES	Rc (MPa)
R₁	Roche de résistance très élevée	Quartzites, basaltes de résistance élevée	> 200
R_{2a}	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 60
R_{2b}		Granits, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolités, marbres, dolomies	120 à 60
R_{3a}	Roche de résistance moyenne	Dolites, marbres, dolomies, conglomérats compacts, grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
R_{3b}		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne	40 à 20
R₄	Roche de faible résistance	Marnes compactes, conglomérats peu consistants, schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	20 à 6
R_{5a}	Roche de très faible résistance et Sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées	6 à 0,5
R_{5b}		Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	< 0,5
R_{6a}	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux, limons fins	-
R_{6b}		Tourbes silts, vases peu consolidées, sables fins sans cohésion	

- Altérabilité -gonflement de la roche

- Gonflement: rechercher la présence de minéraux gonflants (argiles, hydroxydes, sulfates, anhydrite)
- Altérabilité : rechercher la présence de minéraux sensibles : à l'eau (feldspaths, micas, gypse), au gel, aux variations de contraintes (essais spécifiques à réaliser).

- Contraintes naturelles dans le cas des roches

La nécessité de soutènement dépend du rapport entre les contraintes initiales et la résistance à la compression uniaxiale de la roche soit σ_c/σ_0 :

Tableau III.17 Classes de l'état des contraintes naturelles dans le cas des roches

CLASSES	RAPPORT σ_c/σ_0	DESCRIPTION DE L'ETAT DES CONTRAINTES NATURELLES
CN 1	> 4	Faible (a)
CN 2	4 à 2	Moyen (b)
CN 3	< 2	Fort (c)

- ✚ (a) Classe CN1 : la résistance de la roche est suffisante pour assurer la stabilité ; un soutènement peut être cependant rendu nécessaire par la présence de discontinuités.
- ✚ (b) classe CN2 : des ruptures peuvent se produire sur les parois.
- ✚ (c) classe CN3 : la résistance de la roche est nettement insuffisante.

- Contraintes naturelles dans le cas de sols

L'influence de la profondeur est nettement moins ressentie que dans le cas des sols. Néanmoins lorsque la contrainte initiale dépasse les 10 Mpa on considère qu'elle a une influence c'est-à-dire que la couverture est grande.

III.2.1.5.2 Utilisation de la classification AFTES dans le choix d'un soutènement

Différents tableaux correspondants aux différents critères importants, et précisant si tel type de soutènement est plus ou moins bien adapté vis-à-vis de ce critère

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

La superposition des résultats relatifs à chacun des critères doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié.

- Critère : Comportement mécanique

Tableau III.18 Critère de comportement mécanique

Tableau: 1 Comportement mécanique			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
					à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
R 1			•		•					×	×	×		×	×	
R 2 a			•		•					×	×	×		×	×	
R 2 b				•	•					×	×	×		×	×	
R 3 a				•	•			•		×	×	×		×		
R 3 b				•	•			•			×	×	×			
R 4			×		×			•	•							
R 5 a				•				•	•	•						
R 5 b						×		•	•	•	•	•	•	•		
R 6 a							×	Enf	Enf	Enf	Bcl		•	•		
R 6 b								Enf Bif	Enf Bif	Enf Bif	Bcl Bif	Bif	•	•		•

LEGENDE Enf : avec enfilage Bif : avec blindage du front Bcl : avec bouclier

- Critère : Discontinuités

Tableau III.19 Critère de Discontinuités

Tableau: 2 Discontinuités (Cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage) 1/Matériaux rocheux (R1 à R4)			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
Nombre de familles	Orientation	espacement (1)			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
N1			•							×	×			×	×	
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	•							×	×			×	×	
N2	quelconque	S1			•					×	×			×	×	
		S2			•	•				×	×			×	×	
N3 ou N4	quelconque	S3			•	Gr	Gr				×					×
		S4	×		•	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp							×
		S5			•	×	Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp			×		×	×	
N5					•			Bl ou Bp	Bl ou Bp	•		×	•	×	×	

2 / Sols (R5 et R6)

• sans objet

NOTA : 1 / Pour la famille la plus dense
2 / Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE : Gr : avec grillage continu
Bp : avec béton projeté
Bl : avec blindage bois ou métallique

- Critère : Altérabilité – gonflement

Tableau III.20 Critère d'Altérabilité et gonflement

Tableau:3 Altérabilité - gonflement	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Terrains susceptibles de délitage	×	•	Gr..Bp	Gr..Bp	Bp	Bl..Bp	Bl..Bp	•	•					
Terrains susceptibles de dissolution (1)	×	•	×	×	×	Bl	Bl	•	•					•
Terrains gonflants	×	•(2)	×	Bp	Bp	Bl..Bp	Bl..Bp	•	•					
Autres terrains														

NOTA : 1 / Dans la mesure où ils sont placés dans des conditions où le risque existe (circulations d'eau).

2 / Le béton n'est recommandé qu'en absence de circulations d'eau dans le terrain

LEGENDE : Gr : avec grillage continu
 Bp : avec béton projeté
 Bl : avec blindage métallique ou bois

Critère : Hydrogéologie

Tableau III.21 Critère d'Hydrogéologie

Tableau:4 Hydrologie		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
Roches R1 à R4	Sols R5 et R6			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
		Hors d'eau													
Charge	H1	K1 K2 ou K3	Dr	•	•	×	•	•					×		
			K4	×	•	•	×	•	•					×	
	H2 ou H3	K1 ou K2	Dr	•	•	×	•	•					×		
			K3 ou K4	×	•	•	×	•	•					×	
Perméabilité	H1	K1 ou K2	Dr	×	×	×	•	•	•	•			×		
			K3	×	×	×	×	Enf	Enf	Enf	Bcl	•	•	•	•
			K4	×	×	×	×	Enf Bif	Enf Bif	Enf Bif	Bcl Bif	Bif	•	•	•

NOTA : 1 / Scellement au mortier ou aux résines spéciales à durcissement en présence d'eau
 2 / ou bentonite (préférable dans les cas de très forte perméabilité)

LEGENDE : Dr : avec drainage
 Enf : avec enfilage
 Bif : avec blindage front
 Bcl : avec bouclier

- Critère : Couverture

Tableau III.22 Critère de Couverture

Tableau:5 Couverture		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Roches R1 à R4	Couverture < D	×		×	×	×	•	•				×	×		
	CN1	•				×						×			
	CN2	×										×			
	CN3	×	×	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	•	•		

LEGENDE

Sf: avec soutènement du front (éventuel)

- Critère : Dimensions de la galerie et environnement

Tableau III.23 Critère de dimensions de la galerie et environnement

Tableau:6 Dimension de la galerie		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
D < 2,50 m			×	×	×	×	•	•				•			
2,50 m < D < 10 m												(1)			
D > 10 m			Bo	•	•		×	Bo, Rev				×	(1)		

NOTA : 1/ Pousse tube en principe à exclure pour D > 4 m

LEGENDE : Bo : avec boulonnage obligatoire

Rev : avec mise en place rapprochée du revêtement définitif

Environnement												
Sensibilité aux tassements (ouvrages proches)	X	Ci, Pm, Bp	Bp	Bp	Act	X	Enf	Bcl	Inj			

- Légende :**
- Ci :** avec cintres et (éventuellement) boulons pour les terrains de classes R4a, R4b ou R4c
 - Bp :** avec béton projeté
 - Act :** cintres actifs (à vérins) et (éventuellement) calages expansibles
 - Inj :** injections de bourrage immédiates ou anneaux extensibles
 - Bcl :** avec bouclier
 - Enf :** avec enfilage
 - Pm :** Prédécoupage mécanique (pour terrains R2b à R5a)

Exemple 01

Un tunnel de 12 m de diamètre est réalisé dans des schistes fracturés sous forte couverture ($\sigma_c / \sigma_0 < 2$) et hors d'eau.

Exemple n° 1 TUNNEL Ø 12 m dans les schistes fracturés sous forte couverture ($\sigma_c / \sigma_0 < 2$) hors d'eau		Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux			
					à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation	
CRITERES	CLASSES																
① Comport.mécanique	R 3 a			•	•	•	X		•	X	X	X	X				
② Discontinuités	N 3 S 4	X		•	•	•	X	•	•			X	X	X			
③ Altérabilité	Délitage	X		•	•	•	X	•	•	•	•						
④ Hydrologie	Hors d'eau																
⑤ Couverture	C N 3	X		X	•	•	X	X				X					
⑥ Dimensions	D > 10			•	•	•		X				X					
				•	•	•		•	•								
Synthèse		X		X	•	•	X	X	•	•	X	X	X	X	X	X	X

Conclusion : boulons à ancrage ponctuel ou réparti avec grillage ou béton projeté + cintres coulissants

III.2.2 Méthode analytiques «Convergence/Confinement»

III.2.2.1 Convergence/Confinement

Le calcul Convergence - Confinement a pour but principal d'étudier le comportement d'un ouvrage souterrain et de dimensionner *en première approche* son soutènement. Il est nécessaire de définir les deux termes confinement et convergence comme suit :

- *Confinement* : application d'une pression sur les parois d'un tunnel, par le biais d'un soutènement principalement, dans le but de limiter les convergences et le déconfinement du terrain.

– *Convergence* : rétrécissement diamétral d'une section de tunnel. La convergence est liée à un déplacement [19].

III.2.2.2 Principe de la méthode convergence-confinement

La méthode de convergence confinement est couramment utilisée dans l'ingénierie des ouvrages souterrains. Son objectif est d'obtenir un ordre de grandeur des déplacements des parois du tunnel ainsi que les efforts repris par la roche et le soutènement. Cette méthode permet de simplifier le calcul d'un ouvrage tridimensionnel par un calcul bidimensionnel, par l'introduction d'un paramètre adimensionnel λ appelé taux de déconfinement. Elle repose sur les hypothèses suivantes :

- 1) Déformations planes avec hypothèse de petites perturbations ;
- 2) Le tunnel est supposé de section circulaire et d'axe horizontale ;
- 3) Terrain homogène d'extension infinie ;
- 4) Massif suivant un comportement élastique linéaire ou élasto-plastique ;
- 5) Etat initial des contraintes supposé isotrope et homogène ;
- 6) Tunnel profond : pas de variation de contraintes significative sur la hauteur de la galerie. En pratique, si H est la profondeur moyenne de l'ouvrage et R son rayon, cette hypothèse est supposée satisfaisante si $H/R > 10$;

Avec H : la hauteur de couverture

γ : Le poids volumique des terrains sus-jacents.

σ_0 : La contrainte initiale dans le massif est donc : $\sigma_0 = \gamma H$

On considère donc le cas d'un tunnel cylindrique, infiniment long, de section circulaire et de rayon R , creusé dans un sol soumis à des contraintes initiales géostatiques $\sigma_v = \sigma_h = \sigma_0$

La particularité de la méthode est de tenir compte du front de taille en simulant la limitation de la convergence qu'il provoque, par une pression radiale fictive $P_i = \sigma_R$, de soutènement sur la paroi du tunnel. Cette pression radiale fictive est introduite par l'intermédiaire du taux de déconfinement $\lambda(x)$ tel que $\sigma_R = (1 - \lambda(x)) \sigma_0$ [20].

III.2.2.3 La courbe de convergence-confinement

On distingue deux phases pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain qui se déconfinement progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane, on introduit une pression fictive en paroi. Cette pression, uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front. P_i varie ainsi de σ_0 à 0, de l'état de contrainte initial à l'état entièrement déconfiné.

III.2.2.3.1 Convergence du terrain

La première phase de l'étude concerne le terrain encaissant ; elle consiste à tracer la courbe qui représente la variation de la convergence des parois lorsque la pression de confinement décroît à partir de σ_0 .

Lors du creusement d'une galerie, on constate que les déformations et les déplacements commencent à se produire en avant du front de taille et ne se stabilisent qu'à une certaine distance en arrière de celui-ci, comme illustré sur la figure III.8.

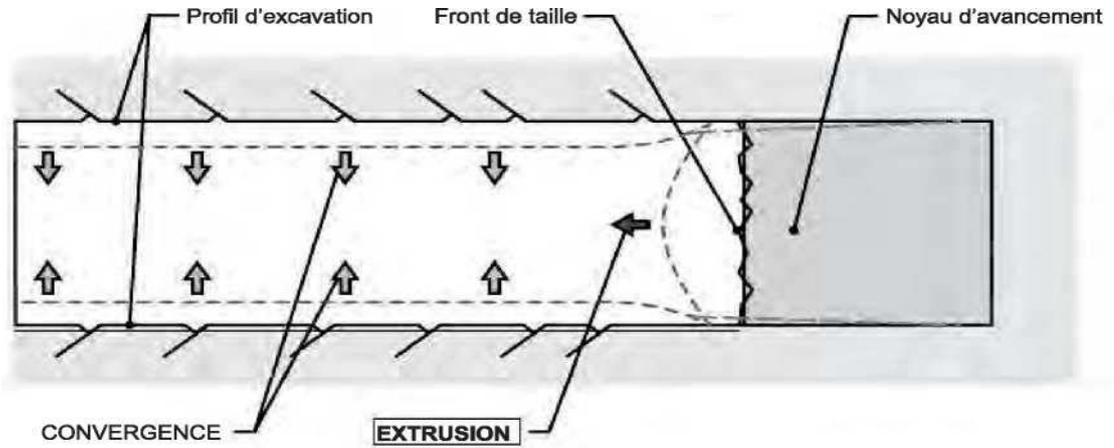


Figure III.8. Déformations et déplacements au voisinage du front de taille d'un tunnel [18]

Le phénomène est illustré sur la figure. III.9, où sont représentées les évolutions des contraintes et de la convergence au cours du déconfinement, dans le cas où le critère de rupture n'est pas atteint.

Le taux de déconfinement λ caractérise l'état du massif à l'endroit x considéré. Il varie de 0 (état initial, en avant du front de taille pour $x < 0$) à 1 (état complètement déconfiné, loin en arrière du front pour $x > 0$).

On posera pour ce problème les coordonnées cylindriques : r, θ, x . ces coordonnées sont les directions principales. On calcul les déplacements, les déformations et les contraintes générés par le creusement du tunnel par rapport à l'état initial. Si r tend vers l'infini alors u tend vers 0. On peut considerer les variations des contraintes par rapport à la contrainte initiale supposée géostatique quand on est à grande profondeur $\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_0 = \gamma h$. avec h profondeur moyenne du tunnel [18].

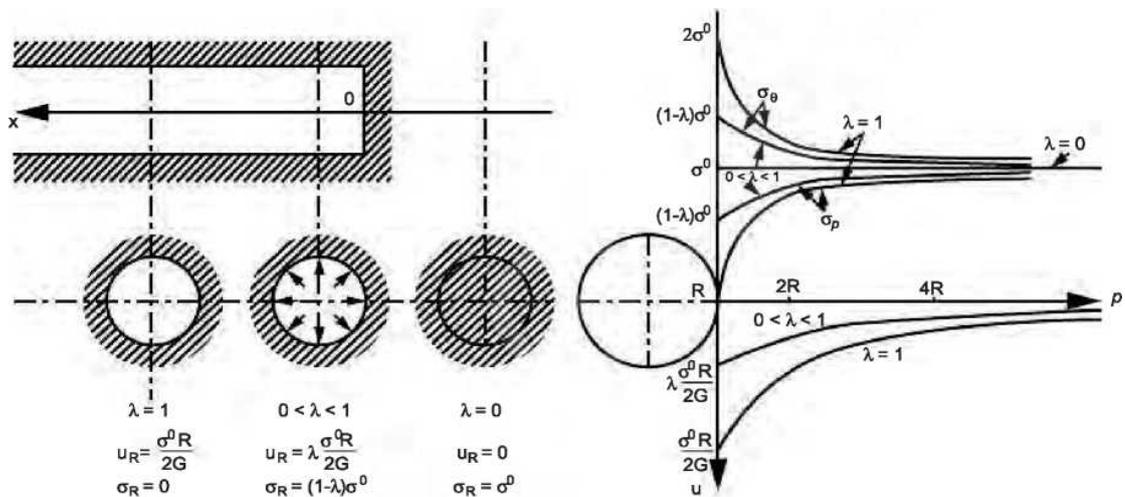


Figure III.9 Déconfinement élastique d'un tunnel au passage du front de taille [18]

III.2.2.3.2 Confinement du terrain

La deuxième phase de l'étude concerne le soutènement ou le revêtement ; elle consiste à tracer la courbe qui représente, à partir de son état initial de repos à contraintes nulles, la déformation radiale du soutènement lorsque la pression qu'il supporte de la part du terrain croît depuis 0.

Lors de la mise en place d'un soutènement, une pression se développe dans celui-ci. En déconfinant (diminution de la contrainte dans le terrain), la pression dans le soutènement augmente de façon linéaire élastique jusqu'à atteindre un état d'équilibre (intersection des courbes des contraintes terrain/soutènement) (Fig. III.10).

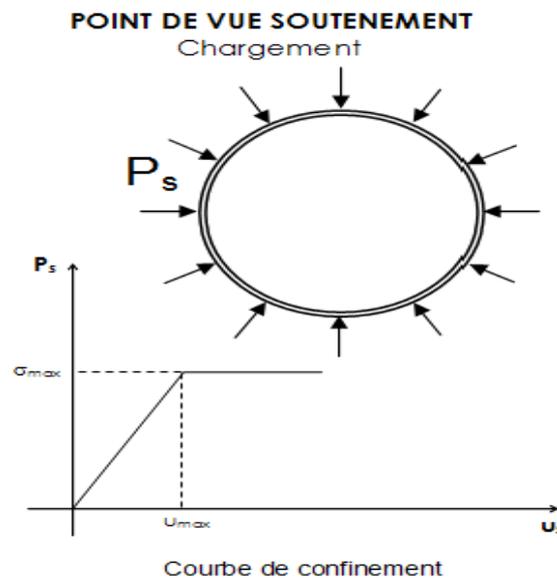


Figure III.10. Courbe de confinement [21]

III.2.2.4 Courbe de convergence du terrain

Graphiquement, l'application de cette méthode revient à rechercher le point d'intersection de la courbe de convergence, déduite du comportement du massif, et de la courbe de confinement, déduite du comportement du soutènement. Suivant le comportement du terrain, on distingue deux comportements du terrain à savoir :

- a) Un comportement élastique

On utilise les équations de Lamé. Si r tend vers l'infini, alors $\sigma_r = \sigma_\theta = P_e = \sigma_0$, sont les contraintes radiales non perturbées par le creusement ; σ_r et σ_θ ont pour expression, à partir de σ_0 et en fonction de r et $\lambda(x)$ (Fig. III.11) [15]:

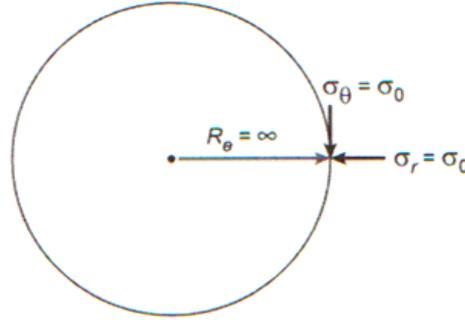


Figure III.11. Définitions de la géométrie du domaine et des contraintes initiales [15]

$$u(x) = \lambda(x) \frac{\sigma_0 R^2}{2Gr} \quad (\text{III.12})$$

$$\sigma_r(x) = \left(1 - \lambda(x) \frac{R^2}{r^2}\right) \sigma_0 \quad (\text{III.13})$$

$$\sigma_\theta(x) = \left(1 + \lambda(x) \frac{R^2}{r^2}\right) \sigma_0 \quad (\text{III.14})$$

A la paroi $r=R$

$$u(x) = \lambda(x) \frac{\sigma_0 R}{2G} \quad (\text{III.15})$$

$$\sigma_r(x) = (1 - \lambda(x)) \sigma_0 \quad (\text{III.16})$$

$$\sigma_\theta(x) = (1 + \lambda(x)) \sigma_0 \quad (\text{III.17})$$

Pour un déconfinement complet ($\lambda=1, \sigma_R=0$) et assez loin du front de taille ($x > 4R$), on a donc sur la paroi du tunnel, ($r=R$) :

$$u_0 = \frac{\sigma_0}{2G} R \quad (\text{III.18})$$

Avec $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

$$\text{Le taux de déconfinement : } \lambda(x) = 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 + \frac{4x}{3R}} \right]^2 \quad (\text{III.19})$$

On peut écrire en élasticité linéaire : $u(x) = \lambda(x)u_0$

$$\sigma_R = 0 \quad \sigma_\theta = 2\sigma_0 \quad (\text{III.20})$$

Dans le domaine élastique linéaire, $\lambda(x)$ mesure la convergence du sol. Le choix de la valeur du taux de déconfinement $\lambda(x)$ est délicat car celle-ci dépend du comportement du terrain : élastique, élastoplastique, tunnel soutenu ou non soutenu. La valeur de λ peut être calée par des études tridimensionnelles et bidimensionnelles qui reproduisent le mieux possible les conditions d'exécution du tunnel.

Les valeurs de $\lambda(x)$ en fonction du rapport x/R sont données à titre d'exemple pour un tunnel non soutenu et un comportement élastique linéaire du terrain (Fig. III.12) [15].

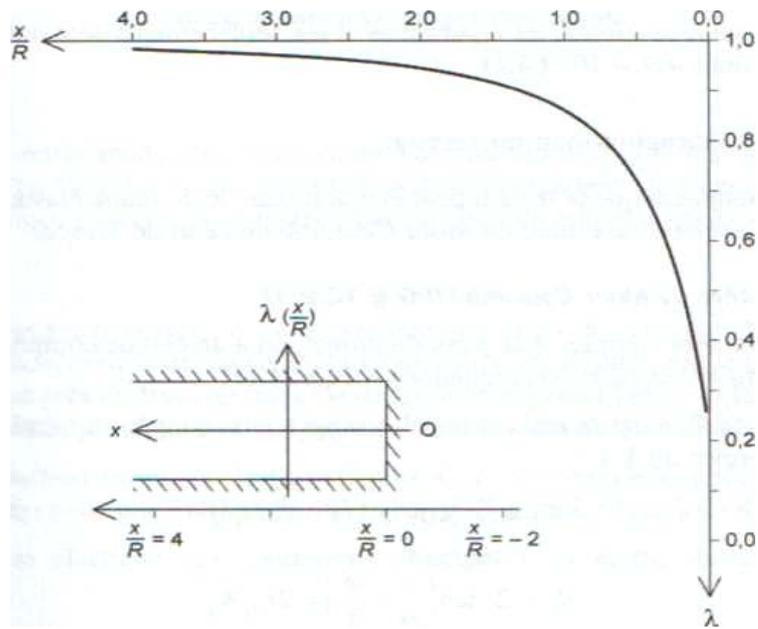


Figure III.12. Valeurs de $\lambda(x/R)$ entre le front de taille ($x/R = 0$) et $x/R = 4$ [1]

Pour $x/R = -2$, en avant du front de taille, $\lambda \approx 0$ (pas de confinement), $u \approx 0$; $\sigma_R \approx \sigma_0$.

Pour $x/R = 0$, au front de taille, $\lambda \approx 0.25$; $u = 0.25u_0$; $\sigma_R \approx 0.75\sigma_0$.

Pour $x/R = +4$, loin du front de taille, $\lambda \approx 1$; $u = u_0$; $\sigma_R = 0$.

La convergence du terrain est représentée par une droite dans le diagramme $1-\lambda(x)$ en fonction de u (λ), (Fig. III.13 Cas a)) ou dans le diagramme $\sigma_R(x)$ en fonction de $u(x)$ (cas b).

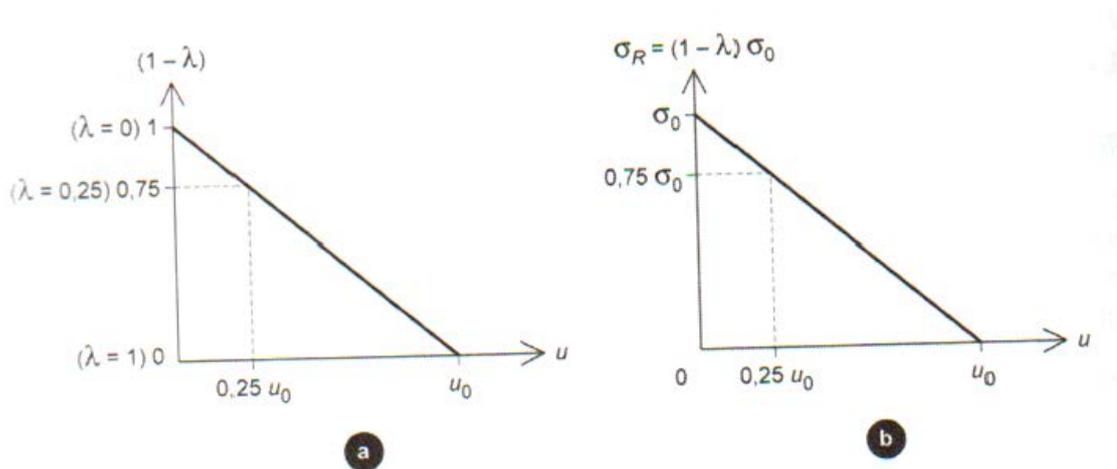


Figure III.13. Droites de convergence dans le domaine élastique linéaire. [15]

b) Un comportement élastoplastique

On considère maintenant que le terrain peut être soit dans le domaine élastique, soit en plasticité parfaite avec le critère de Mohr Coulomb [15].

Pour un déconfinement complet, à la paroi du tunnel, on a un état de compression simple du terrain puisque $\sigma_R=0$ et $\sigma_\theta=2\sigma_0$.

On peut calculer facilement la résistance à la compression simple du terrain R_c d'après les équations suivantes :

$$R_c = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (\text{III.21})$$

On peut écrire R_c sous la forme suivante:

$$R_c = 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 2c\sqrt{k_p} \quad (\text{III.22})$$

k_p : Coefficient de butée

$$k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{III.23})$$

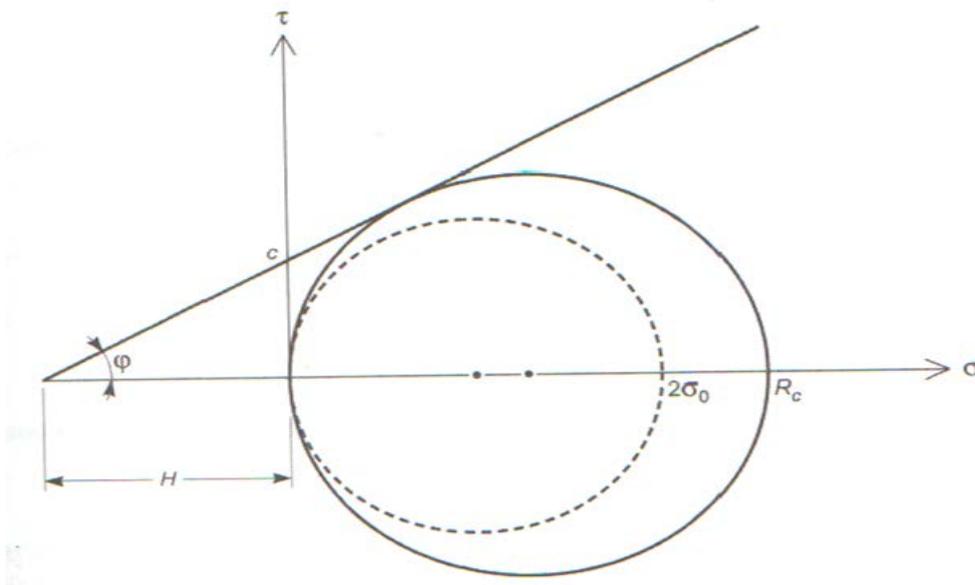


Figure III.14. Cercles de Mohr de déconfinement complet et de résistance à la compression simple [15]

Pour $R_c > 2\sigma_0$

Le terrain reste entièrement dans le domaine élastique linéaire quel que soit le déconfinement (Fig. III.14). On est donc ramené aux problèmes précédents, le terrain demeurant dans le domaine élastique linéaire, et ce même pour un déconfinement complet.

Pour $R_c < 2\sigma_0$

Pour un déconfinement complet, il est impossible que $2\sigma_0 > R_c$, car alors le cercle de compression simple couperait la droite de Mohr-Coulomb. Cela signifie que le terrain est dans le domaine élastique près du

front de taille (le déconfinement étant faible) et rentre progressivement dans le domaine plastique en s'éloignant du front de taille (le déconfinement augmentant).

A partir de l'apparition de la zone plastique (Fig. III.15), le cercle de Mohr ($\sigma_r = [1 - \lambda(x)] \sigma_0$, $[1 + \lambda(x)] \sigma_0$) reste tangent à la droite de Mohr-Coulomb.

Dans le domaine plastique, les contraintes principales σ_R et σ_θ vérifient le critère de Mohr-Coulomb. Quand $R_c < 2\sigma_0$, le cercle rentre donc en contact avec la droite avant que les valeurs extrêmes des contraintes $\sigma_r = 0$ et $\sigma_\theta = 2\sigma_0$ ne soient atteintes.

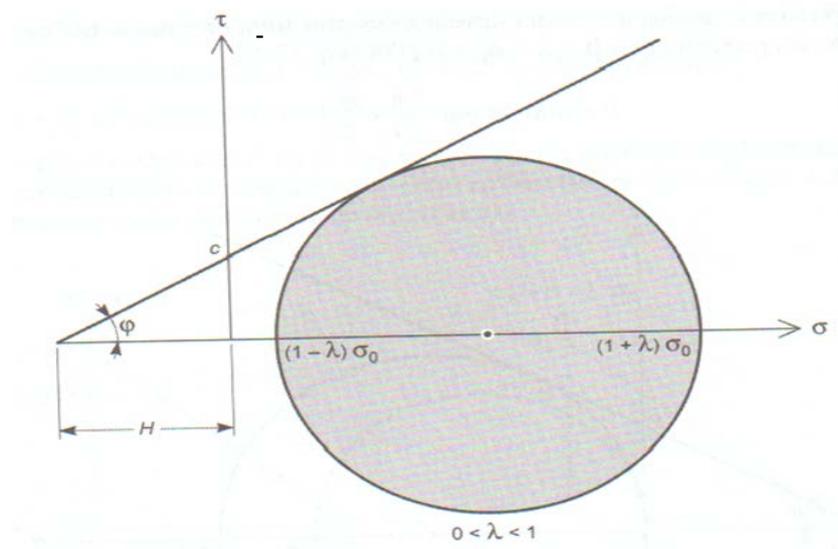


Figure III.15. Entrée du terrain dans le domaine plastique avant déconfinement complet [15]

Plus précisément, le long de l'axe du tunnel et en s'éloignant du front ($x > 0$) :

- Près du front, le terrain est d'abord en élasticité quand le confinement est suffisant pour que l'effet triaxial permette au cercle de Mohr de demeurer sous la droite de Mohr-Coulomb ;
- En s'éloignant du front, le terrain entre en plasticité avant le déconfinement total ;
- Le cercle de Mohr reste ensuite tangent à la droite de Mohr-Coulomb jusqu'au dernier cercle de compression simple pour le déconfinement total (Fig. III.16).

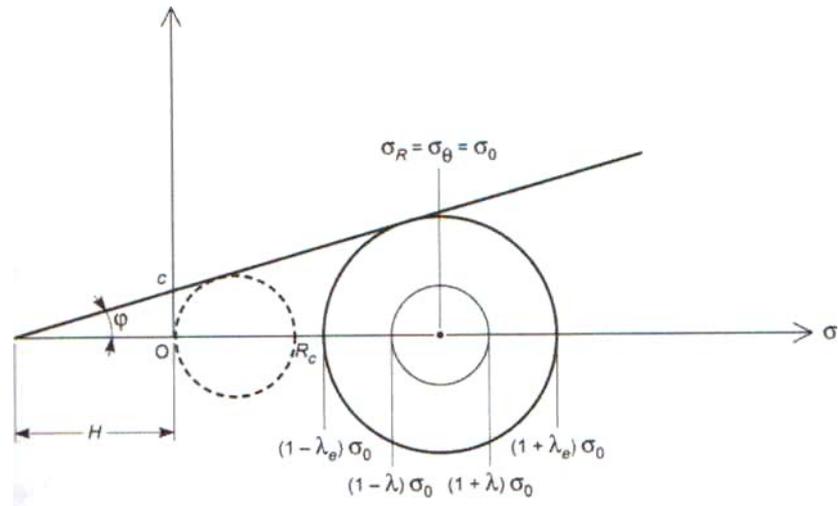


Figure III.16. Evolution des contraintes en fonction du déconfinement

On va donc déterminer à quelle distance x du front de taille [c'est-à-dire pour quelle valeur du taux de déconfinement $\lambda(x)$] apparaît la plasticité à l'intrados du tunnel. Puis pour une valeur de x supérieure à cette distance, on étudie la zone plastique dans la section de sol orthogonale à x .

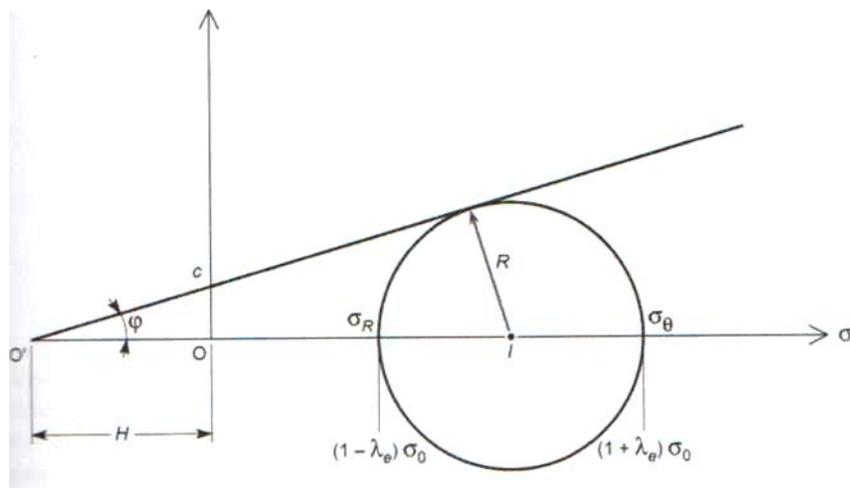


Figure III.17. Détermination de l'apparition de la plasticité [15]

On détermine d'abord le déconfinement λ_e nécessaire à l'entrée en plasticité parfaite avec critère de Mohr-Coulomb du terrain (Fig. III.17). Pour des valeurs inférieures à λ_e le terrain reste en élasticité.

$$R = (OI + H)\sin\varphi \tag{III.24}$$

$$\sigma_\theta = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \sigma_R + \frac{2c \cos\varphi}{1-\sin\varphi} \tag{III.25}$$

$$\sigma_\theta = k_p \sigma_R + 2c \sqrt{k_p} \tag{III.26}$$

$$\sigma_\theta = k_p \sigma_R + R_c \tag{III.27}$$

$\sigma_r = (1 - \lambda) \sigma_0$ et $\sigma_\theta = (1 + \lambda) \sigma_0$ vérifient l'égalité $\sigma_0 = k_p \sigma_r + R_c$ quand le cercle de Mohr devient tangent à la droite de Mohr Coulomb (Fig. III.17).

$$(1 + \lambda_e) \sigma_0 = k_p (1 - \lambda_e) \sigma_0 + R_c \quad (\text{III.28})$$

Avec R = rayon du tunnel

λ_e : Taux de déconfinement à la fin de la phase élastique

$$\lambda_e = \frac{1}{k_p + 1} \left(k_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0} \right) \quad (\text{III.29})$$

λ_e peut s'écrire également sous la forme suivante :

$$\lambda_e = \frac{c \cos \varphi}{\sigma_0} + \sin \varphi \quad (\text{III.30})$$

Les contraintes à l'apparition de la zone en état limite de plasticité sont donc :

$$\sigma_r = (1 - \lambda_e) \sigma_0 \quad (\text{III.31})$$

$$\sigma_R = \frac{2\sigma_0 - R_c}{k_p + 1} \quad (\text{III.32})$$

$$\sigma_r = \frac{2k_p \sigma_0 + R_c}{k_p + 1} \quad (\text{III.33})$$

Le déplacement de la paroi à l'apparition de la plasticité est égal à :

$$u_e = \lambda_e u_0 \quad (\text{III.34})$$

Étude de la zone plastique dans une section x tel que $\lambda > \lambda_e$, calcul du rayon plastique

On étudie la zone de terrain plastifiée pour $\lambda > \lambda_e$. Dans une section donnée x et dans cette zone. on se place à une distance r comprise entre R et r_p , rayon plastique : $R < r < r_p$ (Fig. III.18).

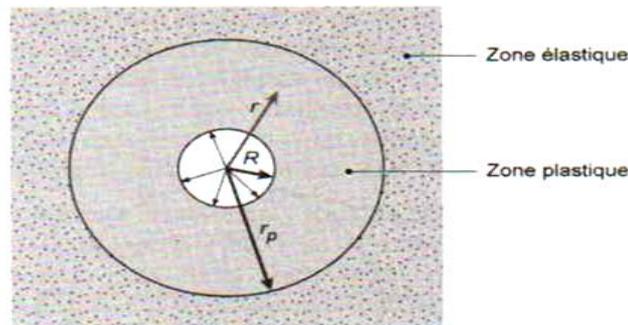


Figure III.18. Définition des zones plastiques et élastiques [15]

Le calcul de la courbe de terrain en fonction du taux de déconfinement variant de 0 à 1 est fait en 3 étapes :

1. Calcul de la pression fictive au front

$$\sigma_R = (1 - \lambda)\sigma_0 \quad (\text{III.35})$$

2. Calcul du rayon plastique R_p pour λ_i Avec

$$r_p(\lambda) = R \left[\frac{2}{(k_p + 1)} \cdot \frac{(k_p - 1)\sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma_0 + R_c} \right]^{\frac{1}{(k_p - 1)}} \quad (\text{III.36})$$

ou, en fonction de λ_e :

$$\frac{r_p}{R} = \left[\frac{2\lambda_e}{(1 - \lambda)(k_p - 1) + \frac{R_c}{\sigma_0}} \right]^{\frac{1}{(k_p - 1)}} \quad (\text{III.37})$$

3. Détermination du déplacement de la paroi du tunnel

Pour calculer le déplacement à la paroi du tunnel ($r = R$) dans la zone plastique, on adopte une hypothèse simplificatrice, qui consiste dans la zone plastique à négliger la déformation élastique.

On détermine, pour $r = r_p$ à la frontière entre la zone plastique et élastique, le déplacement u_R à la paroi du tunnel [20].

$$u_R(\lambda) = \lambda_e \frac{\sigma_0}{2G} R \left(\frac{r_p}{R} \right)^{\alpha + 1} \quad (\text{III.39})$$

$$\alpha = \frac{1 + \sin\psi}{1 - \sin\psi} \quad (\text{III.41})$$

Avec ψ : l'angle de dilataance

$$1 \leq \alpha \leq k_p$$

Si $\psi = 0 \rightarrow (\alpha = 1)$ la déformation plastique se produit à volume constant

Si $\psi > 0 \rightarrow (\alpha > 0)$ il se produit par dilataance une augmentation de volume, généralement $\psi \leq \varphi$.

Si $\psi = \varphi \rightarrow (\alpha = k_p)$ hypothèse de normalité.

Pour tracer la courbe de convergence, on détermine d'abord la partie élastique, pour $\lambda < \lambda_e$

$$u_e = \lambda_e u_0$$

Puis dans le domaine plastique ($\lambda_e < \lambda < 1$), on calcule $u_R(\lambda)$ en fonction de $r_p(\lambda)$ pour différentes valeurs de λ

L'ensemble des valeurs permet de déterminer la courbe de convergence du terrain, soit à partir du taux de déconfinement λ (Fig. III.19 cas a), soit à partir de la pression de confinement (cas b).

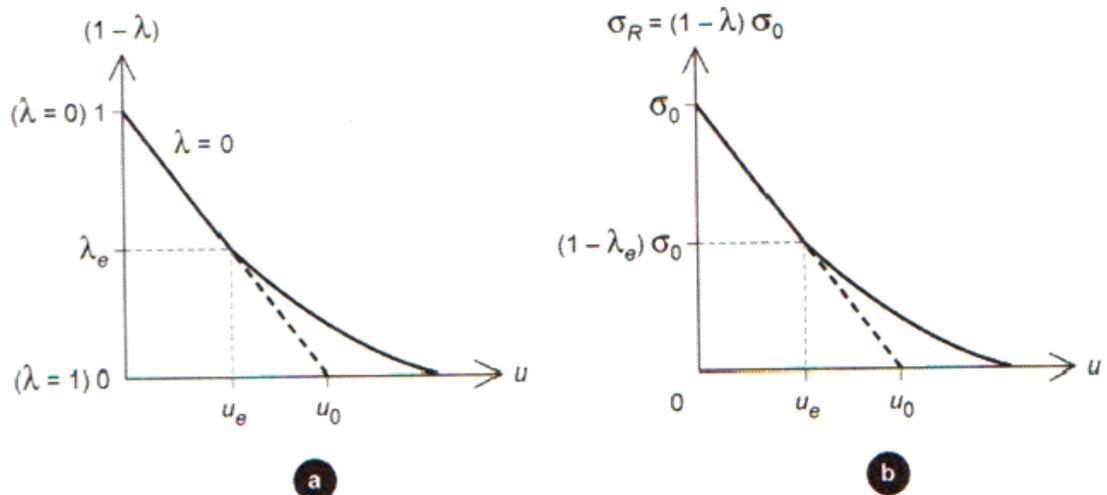


Figure III.19. Courbe de convergence dans le domaine élastique et plastique [15]

III.2.2.5 courbe de Confinement du soutènement

Le soutènement s'oppose à la convergence du terrain en exerçant une pression. La pression P_s s'exerce en réaction par le soutènement lorsqu'il subit un déplacement u_s à l'extrados. Dans son domaine de comportement élastique, elle peut s'exprimer comme suit :

$$P_s = \frac{K_s u_s}{R} \quad (\text{III.43})$$

K_s est le module de rigidité du soutènement. L'équilibre est atteint lorsque les deux pressions sont égales (intersection des deux courbes) [20].

Un soutènement est également caractérisé par sa limite élastique et par son comportement fragile ou plastique. Pour certains types de soutènement (béton projeté ou coffré, voussoirs), seules sont généralement considérées les déformations élastiques. Pour d'autres types au contraire (boulons ou cintres coulissants), que l'on destine au cas de fortes convergences, il y a lieu de considérer aussi la phase plastique de la déformation. On admet généralement un comportement plastique idéal, c'est-à-dire que les déformations plastiques se produisent à pression de confinement constante.

Le soutènement étant posé à une certaine distance en arrière du front de taille, il commence à se déformer bien après le terrain, qui lui converge déjà en avant du front. Le déplacement à l'extrados u_s est égal à $[u_R - u_R(d)]$. L'équation de sa courbe caractéristique exprimée dans le même repère que celle du terrain (u_R, p) est donc :

$$P = K_s \frac{[u_R - u_R(d)]}{R} \quad (\text{III.44})$$

Les déplacements à l'extrados du soutènement et à l'intrados du terrain ne sont les mêmes qu'une fois le contact établi entre les deux. A partir de ce moment, la convergence du terrain fait augmenter la pression

à l'interface, jusqu'à ce que celle-ci soit suffisante pour stabiliser la convergence du terrain, c'est-à-dire jusqu'à l'intersection des deux courbes caractéristiques (Fig. III.20). Les coordonnées de cette intersection donnent la convergence et la pression de soutènement finales.

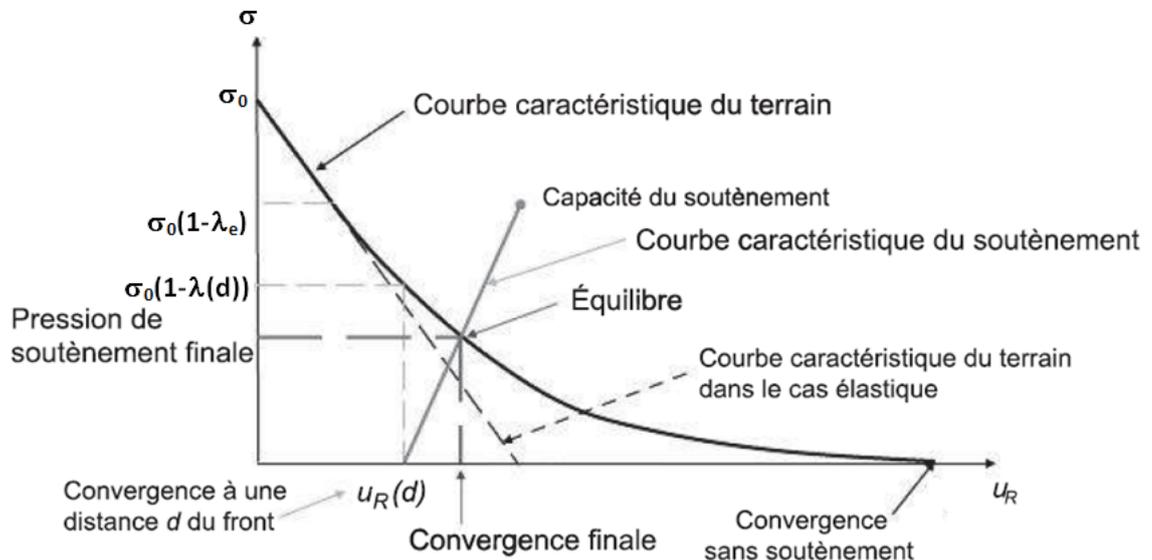


Figure III.20. Courbe convergence-confinement [18]

La fonction $u_R(z)$ représente la convergence de la paroi en fonction de la distance au front, z étant positif en arrière du front. Elle peut être déterminée à partir d'un calcul tridimensionnel sans soutènement (axisymétrique dans le cas présent). Dans le cas élastique, Panet (1995) a proposé la fonction suivante pour $-2R < z < 4R$:

$$u_R(z) = \frac{\sigma_0 R}{2G} \left[1 - (1 - \alpha_0) \left(\frac{mR}{mR+z} \right)^2 \right] = \frac{\sigma_0 R}{2G} \alpha(z) \tag{III.45}$$

Avec ($\alpha_0 = 0,25$ et $m = 0,75$).

(α_0 représente la proportion du déplacement final qui s'est déjà produite au passage du front de taille. Pour $z < -2R$, la convergence est négligeable, et pour $z > 4R$, elle a pratiquement atteint sa valeur finale.

Dans le cas d'un comportement élastoplastique, la modélisation numérique montre que la courbe qui représente $u_R(x)$ pour un tunnel non soutenu (courbe de convergence) peut être obtenue par une homothétie de la courbe du cas élastique. Cette homothétie a pour centre O et pour rapport $1/\xi$, le rapport entre les convergences finales élastoplastique et élastique. On obtient donc :

$$u_R(d) = \frac{1}{\xi} \left[1 - (1 - \alpha_0) \left(\frac{mR}{mR+\xi x} \right)^2 \right] \frac{\sigma_0 R}{2G} \tag{III.46}$$

$$\frac{1}{\xi} = \lambda_e \left[\frac{R_p}{R} \right]^{\alpha+1} \tag{III.47}$$

III.2.2.6 Principes de calcul des soutènements/revêtements

La pression dans les renforcements radiaux du tunnel croît de façon linéaire élastique de 0 (à la mise en place du soutènement pour λ_d) à la valeur maximale applicable et reste ensuite constante pour des valeurs de λ augmentant jusqu'à $\lambda = 1$.

$$\left\{ \begin{array}{l} P_s = 0 \quad \text{si } \lambda \leq \lambda_d \text{ (soutènement pas encore mis en place)} \\ P_s = \text{Min} \left(p_{s \text{ Max}} , \frac{(u_R - u_R(d))K_s}{R} \right) \quad \text{Pour } \lambda > \lambda_d \end{array} \right. \quad (\text{III.48})$$

Avec :

$p_{s \text{ Max}}$: Pression maximale admissible de l'ensemble des soutènements/revêtements

K_s : Raideur de l'ensemble des soutènements/revêtements

La pression maximale admissible de l'ensemble des soutènements/revêtements $p_{s \text{ max}}$ est la somme des pressions admissibles de chaque type de soutènement/revêtement. De même, la raideur du soutènement/revêtement conjugué K_s est la somme des raideurs de chaque type de soutènement/revêtement [16].

III.2.2.6.1 Raideur et pression admissible dans un anneau de béton

Un revêtement en béton coffré ou en béton projeté d'épaisseur e est mis en place dans un tunnel de rayon R (Fig. III.21)

a) Raideur

Soit K_{sb} la raideur du soutènement, elle est donnée par la relation suivante si on considère que le soutènement est assimilable à un tube épais ou mince (ν_b est le coefficient de Poisson du béton) :

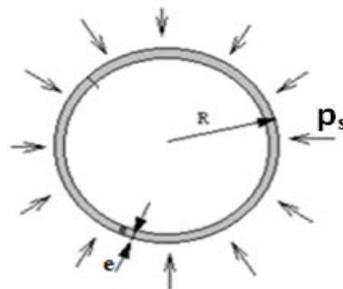


Figure III. 21. Revêtement en béton coffré ou projeté [7]

Dans le cas d'un revêtement en béton mince ($R/e < 10$). La raideur K_b du revêtement en béton s'écrit sous la forme suivante :

$$K_b = \frac{E_b \cdot e}{(1 - \nu_b^2) R} \quad (\text{III.49})$$

Lorsque l'hypothèse d'une coque mince n'est plus satisfaite, on utilise les équations du tube épais ($R/e \geq 10$). Le module de rigidité normale est donné par l'expression [7] :

$$K_b = \frac{E_b (R^2 - R_i^2)}{(1 + \nu_b) [(1 - 2\nu_b) R^2 - R_i^2]} \quad (\text{III.50})$$

Avec R_i : rayon intrados = $R - e$

b) Pression maximale du soutènement

La pression admissible dans une coque de béton est :

$$P_S^{\text{béton}} = 0,5 \cdot \sigma_a \left(1 - \frac{R_i^2}{R^2} \right) \quad (\text{III.51})$$

Avec la contrainte admissible du béton : $\sigma_a = f_{c28} \cdot F_{sb}$

F_{sb} : Facteur de sécurité sur la résistance du béton

Selon AFTES/BAEL91 ; Pour les combinaisons fondamentales : $F_{sb} = 0.85/1.5 = 0.56$

Pour les combinaisons accidentelles : $F_{sb} = 0.85/1.15 = 0.73$

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours

III.2.2.6.2 Raideur et pression admissible dans les voussoirs

Le calcul est effectué comme pour les coques cylindriques, mais avec un module de déformation différent

: K_{voussoir} : Module des voussoirs

$$E_{\text{voussoir}} = \frac{\alpha}{\alpha(1-\beta) + \beta} E_b \quad (\text{III.52})$$

La relation entre l'épaisseur des joints $\alpha = \frac{e_{\text{joint}}}{e_{\text{voussoir}}} \quad (\text{III.53})$

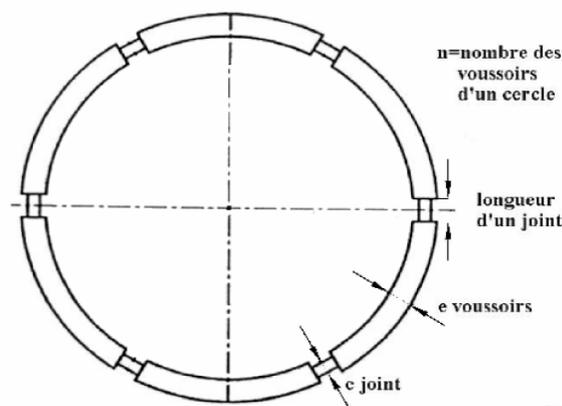


Figure III.22. Descriptive des voussoirs [20]

Et $\beta \cdot \frac{2\pi}{n}$: angle correspondant a 1 joint

$$\beta = \frac{n}{2\pi} \cdot \frac{l_{\text{joint}}}{R - \frac{e_{\text{voussoir}}}{2}} \quad (\text{III.55})$$

Avec : j_{oint} : Longueur d'un joint

n : Nombre de voussoirs

Le module de rigidité normale est donné par l'expression :

$$K_{\text{voussoir}} = \frac{E_{\text{voussoir}} (R^2 - R_i^2)}{(1-\nu)[(1-2\nu)R^2 + R_i^2]} \quad (\text{III.56})$$

Avec R_i : rayon intrados = $R - e_{\text{voussoir}}$

$$p_s^{\text{voussoir}} = \sigma_a \left(\frac{R_{\text{ext}}^2 - R_{\text{int}}^2}{R_{\text{ext}}^2 + R_{\text{int}}^2} \right) \quad (\text{III.57})$$

Avec la contrainte admissible des voussoirs

$$\sigma_a = f_{c28} f_{sb} \quad (\text{III.58})$$

$$R_{\text{ext}} = R - \frac{e_{\text{voussoir}}}{2} + \frac{e_{\text{joint}}}{2} \quad (\text{III.59})$$

$$R_{\text{int}} = R - \frac{e_{\text{voussoir}}}{2} - \frac{e_{\text{joint}}}{2} \quad (\text{III.60})$$

III.2.2.6.3 Raideur et pression admissible dans les cintres

La rigidité normale d'un soutènement par cintres circulaires de rayon R en contact continu avec le terrain et espacés d'une distance e est :

K_{cintres} : raideur du soutènement constitué par les cintres uniquement (par mètre linéaire de tunnel).

$$K_{\text{cintres}} = \frac{E_a \cdot A}{e \cdot R} \quad (\text{III.61})$$

E_a = module d'élasticité de l'acier

A = section d'acier

e : Espacement longitudinal des cintres

p_s^{cintre} : Pression admissible dans le soutènement.

$$p_s^{\text{cintre}} = \frac{\sigma_a \cdot A}{e \cdot R} \quad (\text{III.62})$$

σ_a : Résistance admissible de l'acier

$$\sigma_a = \sigma_{e \text{ acier}} \cdot F_{Sa} \quad (\text{III.63})$$

Avec $\sigma_{e \text{ acier}}$: Limite d'élasticité de l'acier

F_{sa} : Facteur de sécurité pris sur la limite d'élasticité de l'acier

$F_{sa} = 0,75$ à court terme

$F_{sa} = 0,60$ à long terme

III.2.2.6.4 Raideur et pression admissible dans les boulons à ancrage ponctuel

Dans le cas de boulons à ancrage ponctuel, le module de rigidité en compression est calculé par la formule suivante :

K_{boulons} : raideur du soutènement/revêtement constitué par l'ensemble des boulons à ancrage ponctuel.

$$\frac{1}{K_{\text{boulons}}} = \frac{e_t e_l}{R} \left[\frac{4L}{\pi d^2 E_a} + Q \right] \quad (\text{III.64})$$

e_l et e_t : espacement des boulons dans les directions transversale et longitudinale du tunnel

Q : caractéristique de charge – déformation de l'ancrage des différentes pièces du boulon

$$Q = S_b / T_b \quad (\text{III.65})$$

p_S^{boulons} : Pression admissible dans les boulons. La pression maximale acceptable pour un boulonnage par ancrage est :

$$p_S^{\text{boulons}} = \frac{T_b}{e_t e_l} \quad (\text{III.66})$$

T_{br} : Charge résistante ultime dans le boulon

$$T_{br} = \sigma_{yb} \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad (\text{III.67})$$

T_b : charge admissible dans le boulon

σ_{yb} : Limite d'élasticité des boulons

$$T_b = F_{Sb} \cdot T_{br} \quad (\text{III.68})$$

Nota : dans le cas où la résistance à l'arrachement du boulon est inférieure à sa résistance intrinsèque, la valeur de T_{br} (et donc la donnée "type d'acier") doit tenir compte de cette limitation.

III.2.3 Les méthodes numériques

Les méthodes numériques présentent l'avantage de prendre en compte directement la réponse du terrain et du soutènement, ainsi que d'une grande partie des spécificités du projet (tant sur le plan géométrique que géotechnique).

Les méthodes numériques permettent d'obtenir le champ des déplacements, contraintes et des déformations en tout point du massif autour de l'excavation ou le soutènement et de traiter une large gamme de problèmes qui sont difficiles voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes.

III.2.3.1 Les différents types de modélisations de tunnel

Dans le cadre de projets d'ingénierie relatifs aux études de conception d'ouvrages souterrains, plusieurs types de modélisation peuvent être mis en œuvre :

a) La modélisation 2D en déformations planes :

En déformations planes, un tunnel peut être modélisé par sa section transversale ou longitudinale mais dans la section transversale, le tunnel est supposé infiniment long dans la direction de son axe et dans la section longitudinale, le tunnel est considéré comme une excavation de longueur infinie (Fig. III.23).



Figure III.23. Modèle longitudinal et transversal du tunnel .

b) La modélisation 2D en conditions axisymétriques

La modélisation axisymétrique dans l'axe du tunnel permet l'analyse tridimensionnelle de la stabilité du front de taille et du phasage des travaux. Malheureusement cette méthode induit des hypothèses très restrictives ; tunnel circulaire, milieu homogène et isotrope, surface non modélisée. Elle s'applique donc à des tunnels à grande profondeur pour lesquels l'état de contrainte initial est sensiblement isotrope (Fig. III.24).

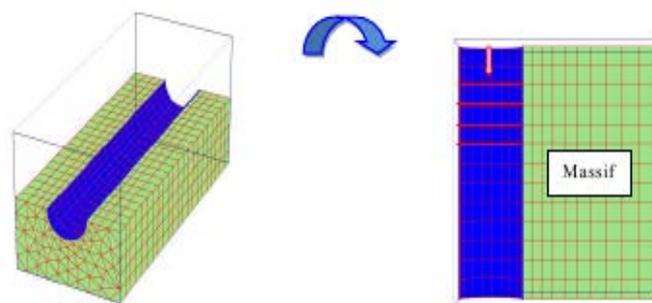


Figure III.24. Substitution du problème 3D en un problème 2D axisymétrique.

c) La modélisation tridimensionnelle

C'est le type qui permettant de traiter le problème rencontré dans toute sa complexité car il peut prendre en compte :

- La géométrie tridimensionnelle du projet (tunnel en forme de fer à cheval, tunnel incliné, écaillage de sol, etc...) (Fig. III.25).

- L'état de contraintes initial (coefficient des terres au repos).
- Le phasage souvent complexe de la technologie d'excavation retenue (radier décalé).
- L'ensemble des phénomènes mis en jeu (effet de voûte au front de taille, mise en place du soutènement, etc....).

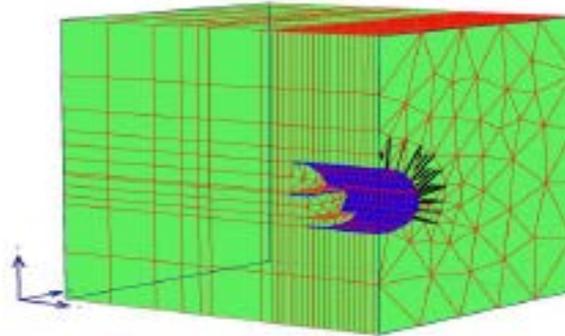


Figure III.25. Exemple de maillage 3D.

III.2.4 La méthode des réactions hyperstatiques

Cette méthode de calcul est relativement ancienne comparée aux calculs éléments-finis et aux concepts plus réalistes de convergence-confinement. Elle est cependant simple à comprendre et à utiliser.

Le principe est d'étudier le comportement du soutènement (ou du revêtement) sous l'action de charges extérieures. On réalise donc un calcul de structure classique que n'importe quel logiciel de RDM élaboré peut mener. La géométrie du soutènement est représentée sous forme de poutres 2D, puis on vient lui appliquer un chargement (Fig. III.26). On distingue alors des charges dites actives, qui sont indépendantes de l'état de déformation, et des charges dites passives qui sont les réactions hyperstatiques issues de la déformation du soutènement. La première catégorie regroupe la pression appliquée par le poids des terrains (verticale et horizontale), la pression hydrostatique si le tunnel traverse une nappe, le gonflement éventuel, le détachement d'un bloc, le poids propre du revêtement, la circulation routière à faible profondeur, etc. Les secondes charges sont les réactions de butée du terrain. Ces dernières sont considérées comme linéairement liées aux déplacements, ce qui permet de les modéliser par une série de ressorts.

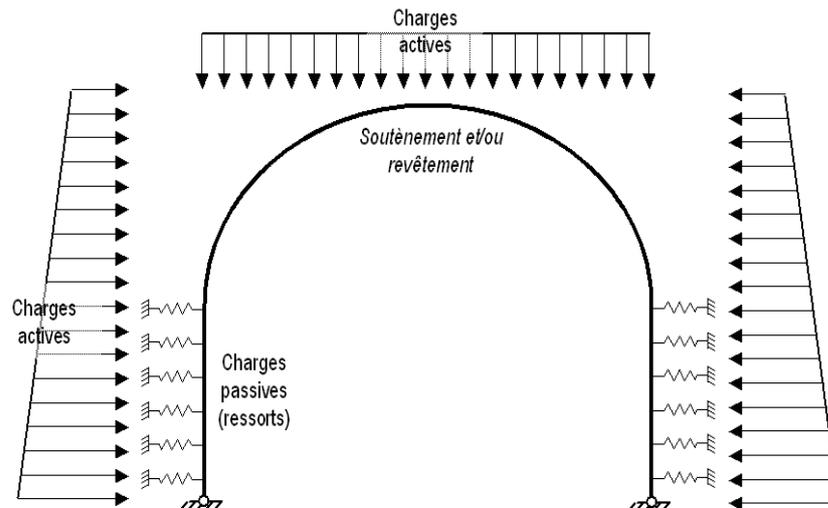


Figure III.26. Schéma classique d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (ressorts) [16].

L'équilibre de la structure établi, il est alors possible d'accéder aux efforts dans le soutènement (M, N et T) ainsi qu'aux convergences maximales par la détermination des charges "actives"

La méthode des réactions hyperstatiques étant plutôt adaptée aux tunnels peu profonds dans des sols, on utilise principalement les formules de Terzaghi ou de Caquot qui sont basées sur une rupture en coin du terrain en piédroits et l'effet du poids d'une voûte de décharge. La formule de Terzaghi s'exprime ainsi :

$$P_v = \frac{b \cdot \left(\gamma - \frac{2c}{b} \right)}{2 \tan \varphi} \left(1 - e^{-\frac{2H \tan \varphi}{b}} \right) \quad (\text{III.69})$$

H et b sont la profondeur du tunnel et la largeur du cône d'effondrement estimé en clef de voûte. C, φ et γ sont les paramètres de Coulomb et le poids volumique du terrain. La pression P_h sur les parois latérales qui peut être triangulaire est estimée avec P_v et par l'intermédiaire du coefficient K_a (coefficient de poussée) ou K_0 (coefficient des terres au repos).

Exercice III.1

Un massif granitique avec 3 familles de joints, RQD moyen de 88%, espacement moyen des joints de 0.24 m, surfaces des joints généralement irrégulières et rugueuses, jointives et non altérées avec quelques taches, surface d'excavation humide, mais sans écoulement, résistance moyenne à la compression uniaxiale de 160 MPa, tunnel excavé à 150 m de profondeur, sans état de contrainte in situ anormalement élevé, la masse volumique des roches est estimée à 2700kg/m^3

- Déterminer la qualité du massif rocheux selon les méthodes de Bieniawski et Barton.

Solution

Estimation du RMR, selon la méthode de Bieniawski

Paramètres	Désignation	Note
Resistance de la roche	160 MPa	12
RQD (%)	88%	17
Espacement des joints (m)	0.24 m	10
Conditions des joints	rugueux, non altéré, pas de séparation	30
Eau souterraine	Mouillé	7
	RMR	76

$\text{RMR} = 76 \in [61, 80]$ donc bon rocher

Estimation du Q selon la méthode de Barton

Paramètres	Désignation	Note
RQD (%)	88%	88%
Nbre de famille des joints (J_n)	3 familles	9
Facteur de rugosité du joint (J_r)	Rugosité avancé (ondulation)	3
Facteur altération du joint (J_a)	Inaltéré, quelque taches	1
Facteur eau du joint (J_w)	Mouillé (excavation sèche ou écoulement mineur)	1
Facteur de réduction de contrainte (SRF)	$(\sigma_c/\sigma_1) = 160/(150 \times 0.027) = 39.5$	1
Q	$(88/9)(3/1)1/1$	29.33

$Q = 29.33 \in [10, 40]$ donc bon rocher

Exercice III.2

Massif de silt très fracturé de poids volumique 27kN/m^3 , présentant les caractéristiques suivantes :

- 2 familles de joints et nombreuses fractures aléatoires,
- RQD moyen de 41%.
- joints continus à surfaces lisses et ondulées.
- joints ouverts 5 cm remplis d'argile,
- résistance moyenne à la compression uniaxiale de 65 MPa.
- venues d'eau par 10 m de tunnel d'environ 50 litre/minute.

Le tunnel est à 20 m de profondeur.

- 1) Déterminer la qualité du massif rocheux selon la méthode de Bieniawski.
- 2) Estimer le temps de tenue moyen du massif de silt.
- 3) Proposer un type de soutènement approprié.

Solution

- 1) RMR= 35, Roche de qualité médiocre
- 2) Le temps de tenu 5 heures pour 1.5m de porté
- 3) Le soutènement : cintre métallique moyens esp de 0.7m à 1.5m + 50mm de béton projetée d'épaisseur.

Exercice III.3

Un tunnel de 11 m de diamètre est réalisé dans des argiles plastiques sous 50 m de couverture dans un milieu urbain. Les caractéristiques du terrain sont présentées ci-dessous sans nappe ;

- Argile Plastique : $R_c = 0,4\text{ MPa}$
- Pas de discontinuité
- Risque de gonflement.
- Hydrologie : perméabilité très faible ($k < 10^{-8}\text{ m/s}$).
- Couverture : 50 m.
- Dimension : 11 m de diamètre
- Proposer un soutènement approprier au tunnel selon la méthode AFTES
-

Solution

1. Argile Plastique : $R_c = 0,4\text{ MPa} \rightarrow R6a$
2. Pas de discontinuité : sans objet
3. Risque de gonflement (présence d'argile)

- 4. Hydrologie : perméabilité très faible ($k < 10^{-8} \text{ m/s}$) → K1
- 5. Couverture : 50 m : $\sigma_0 = 20 \cdot 50 = 1 \text{ MPa}$ → modérée
- 6. Dimensions : 11 m de diamètre > 10 m

Exemple	Classes	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux				
				à ancrage ponctuel	à ancrage repartit	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation		
CRITERES																	
① Comport.mécanique	R6a	X	X	X	X	X	•		•	•		•	•				
② Discontinuités	Sans Objet																
③ Altérabilité	Gonflement	X	•	X				•		•							
④ Hydrologie	K1	X	X	X			•	•	•	•			X				
⑤ Couverture	Modérée	X		X													
⑥ Dimensions	11m		•	•	•		X					X					
Synthèse		X	X	X	X	X	X			•		X	X				

Conclusion : le soutènement proposé : des voussoirs en Béton

Exercice III.4

Une galerie de section circulaire de 5m de rayon est creusé dans un terrain de poids volumique 25 kN/m^3 , de résistance en compression uniaxiale 25 MPa , de module de cisaillement (G) 1 GPa , et ou règne un état de contrainte isotrope.

- a) A partir de quelle profondeur y a-t-il rupture ?
- b) Calculer le déplacement radial de la paroi à 400 m de profondeur, en l’absence de soutènement.
- c) Quelle pression faut-il appliquer pour annuler ce déplacement ? tracer la courbe caractéristique du terrain.
- d) Le soutènement est constitué d’un anneau en béton de rigidité 1.4 GPa , placé à une distance d du front de taille. Calculer la convergence à la mise en place du soutènement, dans les deux cas : $d=0$ et $d=2.5 \text{ m}$.
- e) Quels sont la pression de soutènement finale et le déplacement correspondant ?

Solution

- a) 500m
- b) 25mm

- c) Pour annuler ce déplacement, il faudrait rétablir la contrainte initiale de 10MPa. La courbe caractéristique du terrain est une droite (car nous sommes dans l'état élastique)
- d) Pour $d=0$, $u_R=3.25\text{mm}$; pour $d=2.5\text{m}$, $u_R=18.25\text{mm}$.
- e) Pour $d=0$, $P_s=3\text{MPa}$ et $u_R=17.4\text{mm}$; pour $d=2.5\text{m}$, $P_s=1.1\text{MPa}$ et $u_R=22.3\text{mm}$



Chapitre IV:

*Pathologie et techniques de
confortement des tunnels*

Chapitre IV

Pathologie et techniques de confortement des tunnels

IV.1 Introduction

Les tunnels routiers sont construits afin de permettre le passage de la circulation des véhicules dans de bonnes conditions de sécurité et de confort. Comme tous les ouvrages d'art, ils sont soumis à un vieillissement et des évolutions qui peuvent mettre en péril leur stabilité, leurs fonctionnalités, la sécurité des usagers. Selon l'âge du tunnel, les désordres constatés sur les ouvrages sont différents.

IV.2 Les différents désordres

Désordre : Il s'agit d'un problème affectant un élément ou une partie d'ouvrage, qui se manifeste progressivement ou brutalement, et qui dénote une évolution.

Pathologie : On peut la définir comme étant la synthèse de tous les désordres reconnus, des facteurs qui les déclenchent ou les entretiennent et de l'évolution probable de la situation.

Une bonne connaissance de la pathologie permet d'orienter efficacement le choix des réparations. Les causes des désordres sont multiples. Outre l'évolution défavorable de défauts ou malfaçons, les principaux pourvoyeurs de désordres sont l'altération des matériaux et des structures, le comportement du terrain encaissant et l'action des eaux.

IV.2.1 Les désordres dus à l'eau

Il s'agit d'arrivées d'eau provenant du terrain encaissant (faille, diaclase, joint stratigraphique, totalité de la surface). Dans le cas de tunnels revêtus, elles se manifestent à travers un défaut du revêtement (fissure, trou) ou un dispositif de construction (joint, barbacanes). Obstruction des drainages, Fuites dans le système d'étanchéité, Dégradation du revêtement, Dégradation du système d'étanchement. Perte ou absence d'étanchéité du revêtement, Dysfonctionnement des drains [12].

IV.2.1.1 Concrétions

a) Concrétions calcaires : sont le résultat de la précipitation de carbonate de calcium (ou calcite) sur le parement à partir d'eaux en charge ayant transité dans les terrains (et au travers d'un revêtement) dont la pression est ramenée à la pression atmosphérique.

Une trop forte accumulation locale (à partir d'un joint ou d'une fissure) peut conduire à leur décollement et à leur chute. Différents termes, permettent de décrire plus précisément les formes de ces concrétions:

- ✓ stalactites : sur exutoire ponctuel ;
- ✓ draperies ou rideau : sur exutoires linéaires (fissures, joints) ; elles sont en relief marqué;
- ✓ nappage ou voile: le revêtement entier devient invisible sous une couche concrétionnée (Fig. IV.1).



Figure VI.1. *Stalactites et coulures de calcite blanche sur du béton projeté (dissolution de la chaux du ciment par percolation des eaux du terrain) [12]*

b) Concrétions sulfatées

Beaucoup plus discrètes que les précédentes, voire absentes en tunnels routiers, ces cristallisations millimétriques dures et cassantes, constituées de gypse, révèlent la présence de sulfates, soit au sein du revêtement soit en provenance du terrain (Fig. IV.2). Elles sont plus fréquentes dans les tunnels ferroviaires anciens où la traction au charbon a généré un stock de soufre qui a imprégné les maçonneries.



Figure VI.2. *Concrétions claires de calcite [12]*

IV.2.2 Efflorescences sur mortiers et bétons

Les efflorescences se présentent comme des filaments blancs ayant un aspect de «chevelure», extrêmement fragiles et salés au goût, recouvrant la totalité du joint ou couvrant une surface d'étendue variable sur un enduit ou un béton. Ils se forment par extrusion au travers des pores du support. Apparition ou disparition très rapide en fonction de l'humidité du support ou de l'hygrométrie ambiante.

Sur Mortiers : Elles s'installent à la surface des joints, sous la forme d'une chevelure blanche parfois très dense, qui est le témoin d'une attaque sulfatique du mortier (sulfate de sodium) (Fig. IV.3).



Figure IV.3. Efflorescences sur mortiers anciens à base de chaux [12]

Sur le Bétons : Les efflorescences ont été observées à la surface de certains bétons anciens d'enduits au mortier, ou de bétons projetés. Elles peuvent apparaître aussi à la surface des bétons situés dans des espaces peu ventilés de tunnels soumis à un trafic intense (niches, espaces annulaires entre tôles et excavation, galeries techniques...) (Fig. IV.4). Leur origine proviendrait de l'oxydation du dioxyde de soufre (SO_2) rejeté par les véhicules sur un support humide (attaque acide).



Figure IV.4. Efflorescences au ras du sol sur un béton

IV.2.3 Désordres liés au gel

Le gel est un processus essentiellement physique progressant vers l'intérieur du matériau (pierre, béton, brique, parpaing). Sa propagation est conditionnée par la porosité et la saturation en eau du matériau ainsi que par la fréquence et l'intensité des cycles gel-dégel. Les effets du gel s'expriment sous différentes formes (Fig. IV.5):

- formation de stalactites, d'amas ou de plaques de glace,
- effritement superficiel des matériaux en plaquettes, voire formation de cavités (bétons),
- éclatements de drains non isolés,
- expulsion des joints amovibles,
- soulèvement de plate-forme

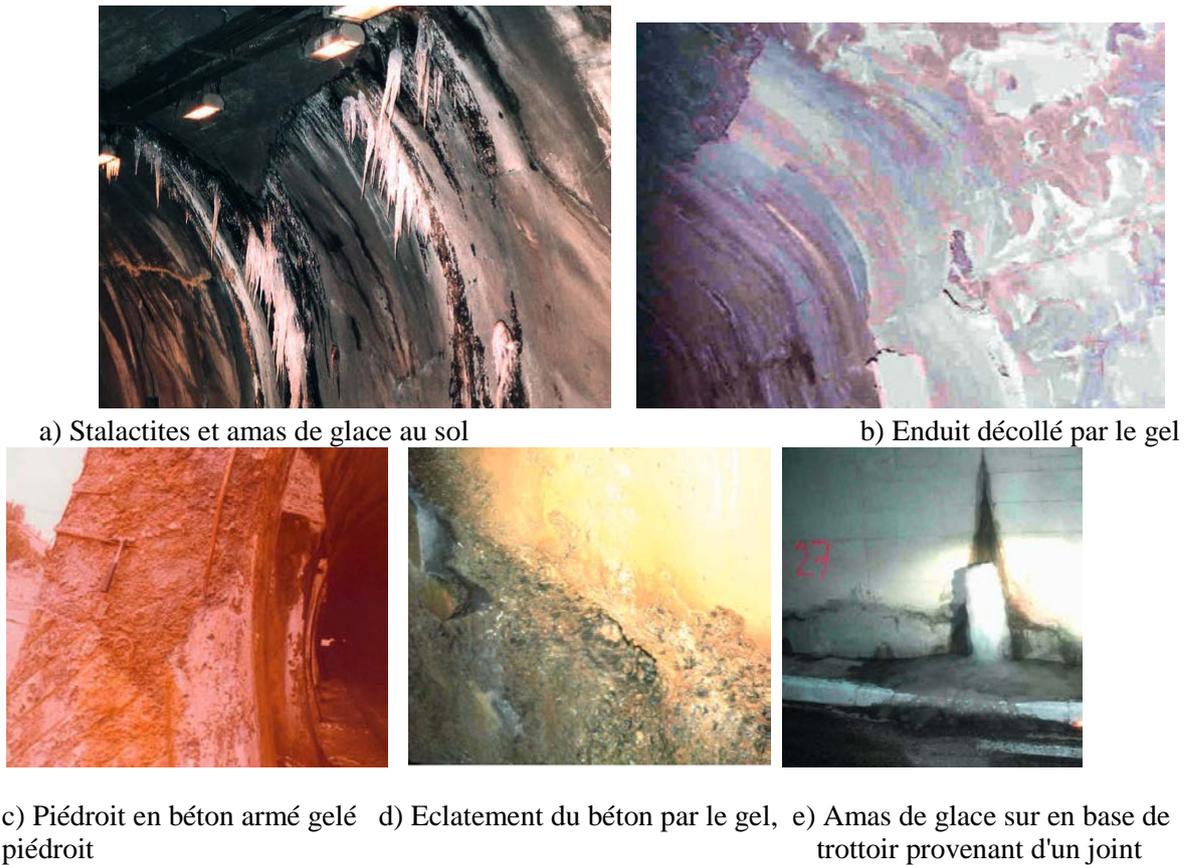


Figure IV.5 Désordres liés au gel [12]

IV.3 Désordres de la zone d'influence

IV.3.1 Karsts et Cavités

Évidents à identifier lorsque le tunnel les recoupe, ces karsts ou cavités peuvent exister à son voisinage et avoir une influence sur l'ouvrage, sans avoir été détectés



Figure IV.6. Karst rempli de matériaux mal consolidés et protection contre les chutes de matériaux par profilés métalliques [12]

Si un revêtement existe au droit du vide, mise en charge, affaiblissement, voire rupture de celui-ci si le débouillage est massif (karst) ou si la cavité proche s'agrandit en direction du tunnel (éboulements extensifs) pour remédier à ces désordres il faut réaliser:

- Des grillages ou grille pour se protéger qui peut être purgée (contre les chutes de blocs présents dans le remplissage) (Fig. IV.6)
- Un drainage dimensionné pour les débits de crues possibles et obturation résistante mais néanmoins visitable

IV.3.2 Désordres aux têtes

Les désordres peuvent avoir diverses origines à savoir :

- Têtes naturelles : instabilités rocheuses dominant les voies.
- Têtes construites :
 - Désordres courants des maçonneries et des bétons,
 - Encombrement et surcharge des chambres d'éboulis,
 - Défauts d'étanchéité,
 - Altérations météoriques,
 - Décollement, basculement ou tassement du tympan (Fig. IV.7 b) ,
 - Déchaussements de moellons par la végétation (racines),
 - Instabilité des habillages rapportés.

Les causes de ces désordres sont : Vieillesse des matériaux – Tassement des fondations – Action du versant – Choc de poids-lourds hors gabarit (Fig. IV.7a) – Cycles gel-dégel – Développement de la végétation arbustive – Malfaçon de la pose ou absence d'étanchéité – Défaut d'entretien régulier.

Pour remédier à ces désordres il faut procéder à un :

- Entretien régulier des chambres d'éboulis et des dispositifs d'évacuation des eaux de surface,
- Débroussaillage.
- Protection de la tête et des voies par filets et grillages.
- Réparations à adapter aux problèmes (réfection, reconstruction)



a) Rupture d'un parement due à un choc de poids-lourd



b) Fixation de l'habillage du tympan déficient

Figure IV.7. Désordres aux têtes [12]

IV.3.3 Instabilités de pentes

Les désordres ou défauts associés : Fissuration de l'ouvrage (Fig. IV.8a) – Déformation de l'ouvrage (Fig. IV.8b) – Fracturation de l'ouvrage qui conduit à une Rupture locale ou d'ensemble (Ruine).

Pour remédier à ces instabilités il faut procéder à :

Un terrassement, la mise en place d'un dispositif de drainage et ouvrages de soutènement avec végétalisation du site



a) Fissuration et basculement latéral d'un mu



b) Tête déformée par le glissement du versant

Figure IV.8 Désordres liés à l'instabilité des pentes

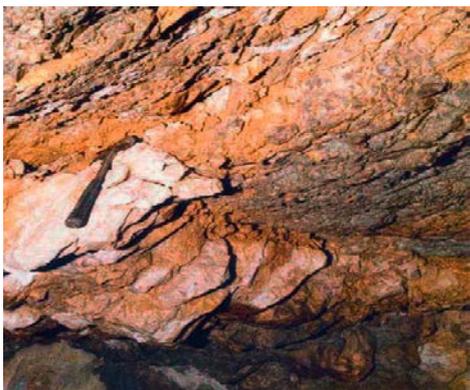
IV.4 Désordres des tronçons non revêtus

IV.4.1 Blocs ou masses lâches

Il s'agit de blocs décollés du massif par des discontinuités (ouvertes ou non, remplies ou non). Ce qui entraîne à une fragilisation progressive de certaines parties de la voûte (suppression de butées entre blocs) et agrandissement naturel de la section (Fig. IV.9).

Actions à adapter pour chaque tunnel :

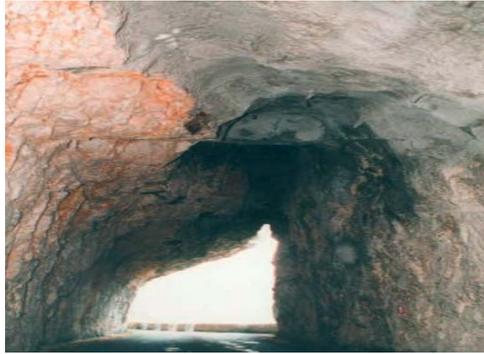
- purges périodiques et préventives,
- protection immédiate par grillage (pour les petits blocs),
- boulonnage (pour les gros blocs), réalisation d'un revêtement (projection de béton)



a) Masse de roche fracturée séparée du terrain



b) Dalle massive sonnant le creux à l'extrémité de bancs durs instables



c) Instabilités résiduelles confortées par béton projeté dans la zone de l'alésage latéral

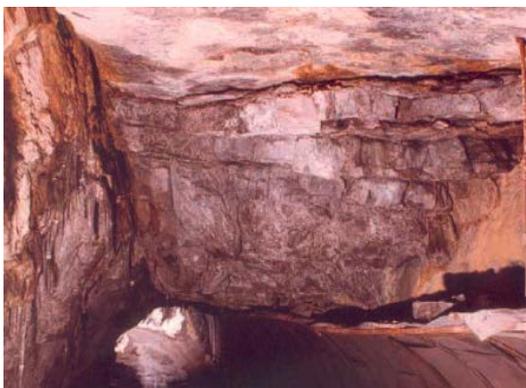
Figure IV.9. Désordres dues aux blocs ou masses lâches non revêtus

IV.4.2 Plaques ou bancs fléchis

Les strates ou plaques, avec un pendage nul ou très faible (Fig. IV.10), se décollent du massif, fléchissent et présentent des interbancs ouverts. Les facteurs aggravants sont : Banc horizontal (en calotte) – Altération de la roche – Présence d'argile et d'humidité dans les discontinuités.

Actions à adapter pour chaque tunnel :

- purges périodiques et préventives,
- protection immédiate par grillage (pour les petits blocs),
- boulonnage (pour les gros blocs),
- réalisation d'un revêtement (projection de béton).



a) Bloc tombé sur les tôles indiquant l'affaiblissement de l'extrémité d'une strate calcaire



b) Plaques décollées inclinées de 45° en rein de tunnel

Figure IV.10. Plaques ou bancs fléchis [12]

IV.5 Altérations des matériaux constitutifs des revêtements (revêtements en béton coulé en place ou préfabriqué)

IV.5.1 Epaufures

On appelle épaufrure la cicatrice laissée par le départ d'un fragment de revêtement au droit d'une partie saillante ou d'une arête vive (en particulier au niveau des joints de bétonnage).

L'épaufrure des éléments de structure (moellons, bétons coffrés) et dus soit à:

- Des chocs accidentels,
- Un problème au décoffrage (Fig. IV.11a),
- Une altération du matériau (une arête vive de moellon ou de béton gelée prendra un aspect arrondi qui peut être qualifié d'épaufrure) (Fig. IV.11b).

Un traitement n'est à entreprendre que si l'ampleur de la dégradation compromet la stabilité de la structure, ou si des armatures ont été mises à nu (passivation des aciers et ragréage).



a) Epaufrure due un problème au décoffrage matériau



b) Epaufrure due à une altération du

Figure IV.11. Epaufrures [12]

IV.5.2 Altérations des bétons (gonflements)

Il s'agit de dépôts d'exsudats calcaires résultant d'une dissolution interne. À un stade ultime, des poches de consistance plus ou moins meubles sont présentes, pouvant se localiser au niveau des reprises de bétonnage ou apparaissant en position aléatoire au sein de l'anneau (Fig. IV.12). Elles sont parfois présentes sous une pellicule de laitance encore intacte [12].

Les causes possibles sont : Dissolution du liant puis lessivage – Formation de composés expansifs (ettringite) – Action du gel et Bétonnage par temps de gel – Sous-dosage en ciment – Circulations d'eau – Compression excessive du revêtement.

Le gonflement se traduit par une fissuration en macrofaiénçage. Comme remède, il faut procéder à un drainage- Régénération par injections- Ragréage après purge - Reconstitution (béton projeté et treillis soudé).



Figure IV.12. Altérations des bétons [12]

IV.5.3 Ecaillage mécanique

Il s'agit d'une rupture qui se manifeste par une ou plusieurs fissures de cisaillement délimitant des écailles de toute taille. C'est un désordre structurel. Les désordres ou défauts associés sont :

Fissuration de voûte anormale (réseaux orientés, décalage de lèvres, ...) (Fig. IV.13a,b) – Profil déformé – Zones proches d'aspect sain mais sonnant creux.

Les causes possibles : Excès de compression dans le revêtement, dépassant la résistance mécanique du béton (des contraintes de traction perpendiculaires au parement se développent et créent les écailles).

Il peut se produire aussi des fissures parallèles à l'intrados, non inclinées, et plus difficiles à appréhender sinon par le martelage.

Pour la sécurité des usagers il faut procéder à : des purges fréquentes – pose de grillages de retenue – Réfection par renforcement de la structure, voire reconstruction [12].

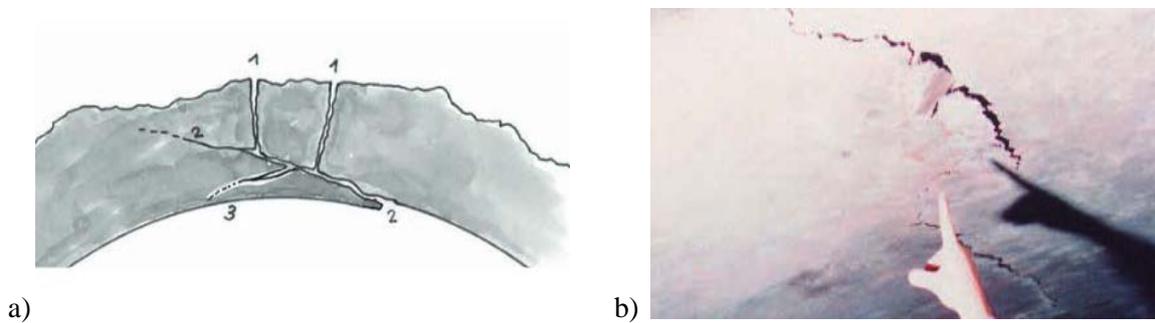


Figure IV.13. Fissuration de voûte anormale [12]

IV.5.4 Eclatements sur armatures

Il s'agit d'écailles, tombées ou décollées mais toujours en place, faisant apparaître des armatures oxydées (chute du béton d'enrobage ou de la laitance) (Fig. IV.14).

Les causes possibles : Enrobage trop faible (mauvais positionnement des fers ou déplacement pendant le bétonnage) – Présence d'eau – Absence d'étanchéité en extrados – Dépassement des armatures par la carbonatation du béton et corrosion.

Pour remédier à ces désordres il faut :

Réaliser des Purges, piquages - Dégagement complet et passivation des armatures - Ragrèges



Figure IV.14. Eclatements sur armatures [12]

IV.5.5 Désordres des bétons projetés

Les bétons projetés peuvent présenter plusieurs désordres qui sont:

- ◆ Une fissuration particulière de type faïençage (Fig. IV.15a),
- ◆ Des défauts d'enrobage du treillis soudé, parfois localement apparent (Fig. IV.15b),
- ◆ Une épaisseur insuffisante, surtout sur le rocher (présence de « pointes »),
- ◆ Des éclatements superficiels du béton sur les treillis soudés ou des têtes de boulon oxydées,
- ◆ Des défauts d'adhérence au support ou support rocheux altéré (zones sonnant creux),
- ◆ Des ruptures et chutes partielles de béton. (Fig. IV.15ac)



a) Enrobage insuffisant du treillis soudé (malfaçon)



b) Faïençage d'un béton projeté sur rocher



c) béton projeté tombé en calotte

Figure IV.15. Désordres des bétons projetés [12]

IV.6 Désordres des dispositifs d'étanchéité, de drainage et d'assainissement

V.6.1 Désordres des drains d'intradors

Il s'agit de désordres de différentes natures survenant sur des dispositifs de drainage mis en place sur les revêtements de tunnels conçus, à l'origine, sans étanchéité totale en extradors ou dont l'étanchéité extradossée est défailante. Il peut s'agir de blessures, décollements, arrachements, colmatages ou fuites (Fig. IV.16).

Les causes possibles : Mauvaise réalisation – Terrain ou revêtement altéré amenant des fines – Eau incrustante – Choc par un véhicule- Drain sous-dimensionné – Périodes de gel prononcé [12].

Les risques pour les structures : Altérations des matériaux dues à la présence de l'eau (éclatement des matériaux sous l'effet gel-dégel, corrosion des éléments métalliques et des équipements)

Remède : il faut faire une réfection complète des drains.



Figure IV.16. Désordres des drains d'intrados [12]

IV.6.2 Désordres des drains et caniveaux d'extrados

Ces désordres peuvent prendre plusieurs formes (Fig. IV.17) :

- ✓ Engorgement des drains et caniveaux par des concrétions de calcite ou par des fines (visibles au droit des regards de visite),
- ✓ Obturation des canalisations par des corps étrangers,
- ✓ Ecrasement des drains circulaires.



Figure IV.17. Désordres des drains et caniveaux d'intrados

IV.7 Désordres affectant la structure et la géométrie de l'ouvrage

IV.7.1 Fissures

a) Fissures structurelles

il y a trois types de fissures (Fig. IV.18) à savoir :

- Fissures longitudinales
- Fissures obliques
- Fissures transversales



a) Fissures longitudinales

b) Fissures obliques

c) Fissures transversales

Figure IV.18. Fissures structurelles [12]

b) Fissures de retrait

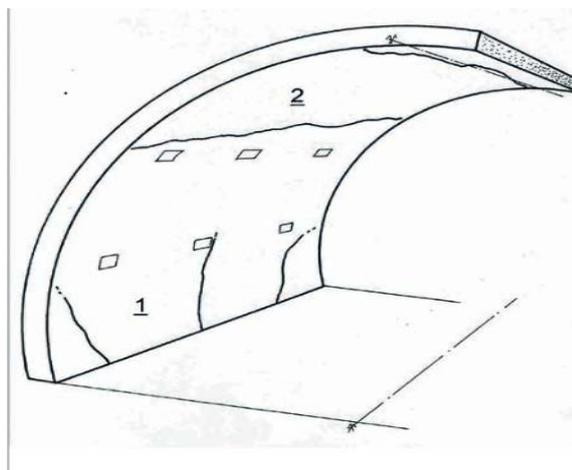
Il s'agit de fissures fines dont la longueur augmente avec le temps (visibles à partir de 0,1 mm). Elles ne montrent aucun désaffleurement des lèvres. Sur les revêtements en béton coffré non armé, les ouvertures sont rarement supérieures à 3 mm. En cas de déformation du profil, certaines fissures peuvent s'ouvrir pour des raisons structurelles. Elles sont alors qualifiées de fissures pathologiques et non plus de fissures de retrait.

Les fissures dues au retrait dans un béton non armé ne constituent ni un désordre ni un défaut. Sa densité est liée aux nombreux paramètres de fabrication, de mise en place et de cure.

La figure IV.19 illustre quelques formes classiques de son expression.

(1) les fissures transversales se développent à partir de la base du piédroit ; après quelques années elles peuvent rejoindre les fissures longitudinales ;

(2) les fissures longitudinales expriment assez rapidement le retrait de la masse de béton dans le plan perpendiculaire à l'axe. Elles sont quasi systématiques dans le voisinage de la clé de voûte, lieu géométrique théorique des plus fortes contraintes de traction liées au retrait.

**Figure IV.19.** Expressions habituelles du retrait au sein d'un anneau [12]

IV.7.2 Déformations

a) Aplatissement: il s'agit d'une augmentation du rayon de courbure de la partie supérieure de la voûte.

b) **Pincement**: la partie supérieure de la voûte se déforme avec un rapprochement des reins et la remontée de la clé (profil transversal en ogive) (Fig. IV.20).

c) **Méplat**: cette déformation n'affecte qu'un seul cote de la voûte, entre le pied et le rein, par augmentation du rayon de courbure (Fig. IV.21).

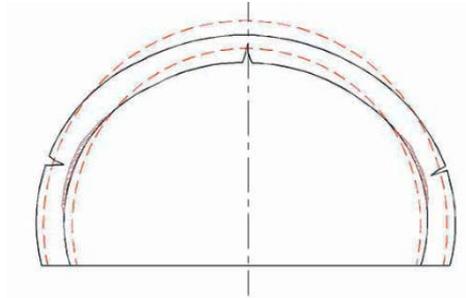


Figure IV.20. Schéma simplifié des déformations du revêtement subissant un pincement [12]

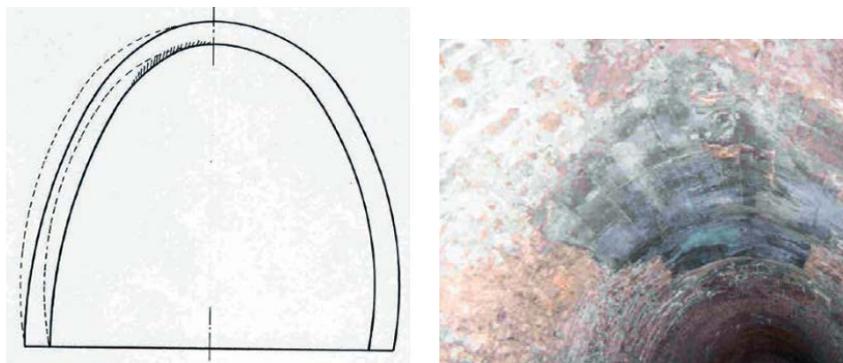


Figure IV.21. Schéma simplifié des déformations du revêtement par un méplat [12]

d) Un ventre est un bombement localisé du parement. Plutôt caractéristique des piédroits, il peut parfois apparaître plus haut dans le profil en travers.

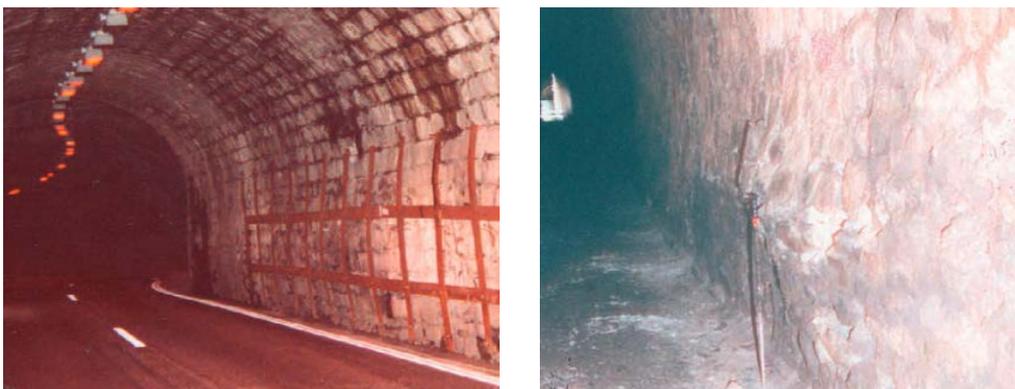


Figure IV.22. Déformations du revêtement sous forme d'un ventre

e) **Rupture de voûte** : La rupture d'une voûte est précédée de signes annonciateurs tel que :
Fissures très ouvertes – Disparition du mortier – Déformations du profil – Lèvres décalées – Ecaillage fort du béton – Panneaux basculés (Fig. IV.23)

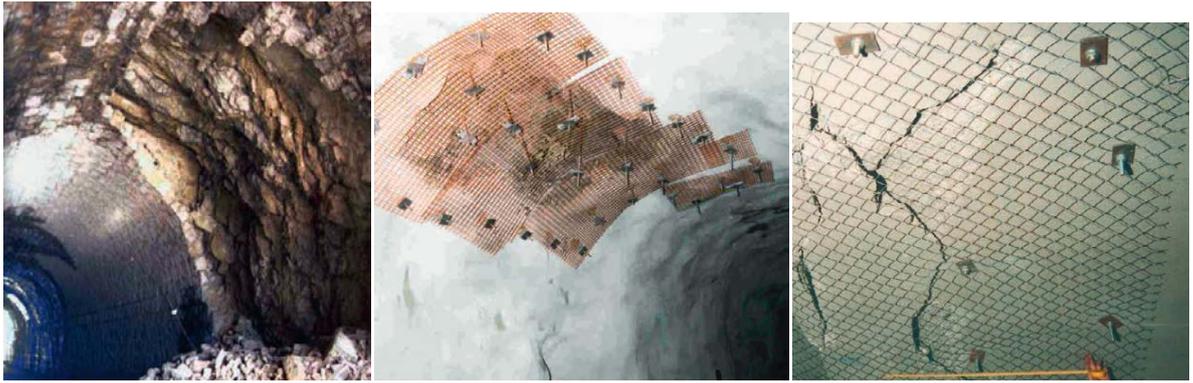


Figure IV.23. Rupture de voûte [12]

IV.7.3 Désordres liés à la mise en œuvre

a) vides dans les revêtements à proximité de l'intrados: Les vides dans le revêtement, à proximité de l'intrados, sont souvent détectés par la réponse sonore du matériau au choc d'un marteau (Fig. IV.24).

Béton coffré non armé: Des zones de vides peuvent être trouvées en tous points du profil en travers ; elles peuvent être le signe d'une déchirure ou d'un déplacement de la feuille d'étanchéité vers l'intrados, ou tout simplement d'un mauvais clavage.

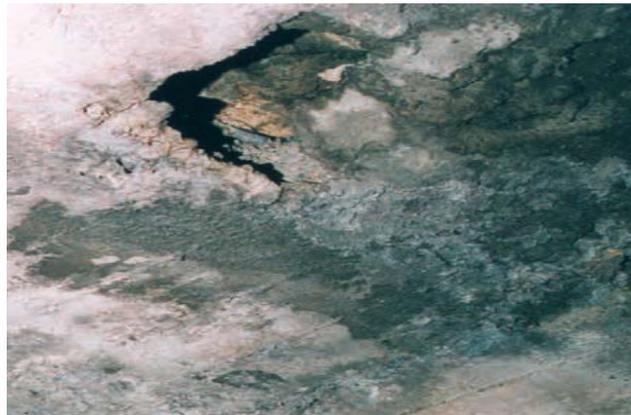


Figure IV.24. Vide d'origine à l'extrados d'un béton très altéré [12]

Béton coffré armé: Située en calotte ou en reins, une zone sonnante le creux peut indiquer une mauvaise répartition du béton au sein des nappes d'armatures, voire un défaut de bétonnage (malfaçon).



Figure IV.23. Une zone creuse en béton coffré armé [12]

b) Nids de Cailloux : Il s'agit de zones de granulats sans fines, apparentes ou cachées par une mince pellicule de laitance (Fig. IV.24). C'est un défaut local lié à la mise en place du béton (influence de la vibration) – Ségrégation locale du matériau – Qualité du béton (mauvaise granulométrie des constituants). Pour éliminer ces désordres il faut faire: des Purges périodiques préventives. - Réparation de la zone (ragréage, béton projeté et armature épinglée)

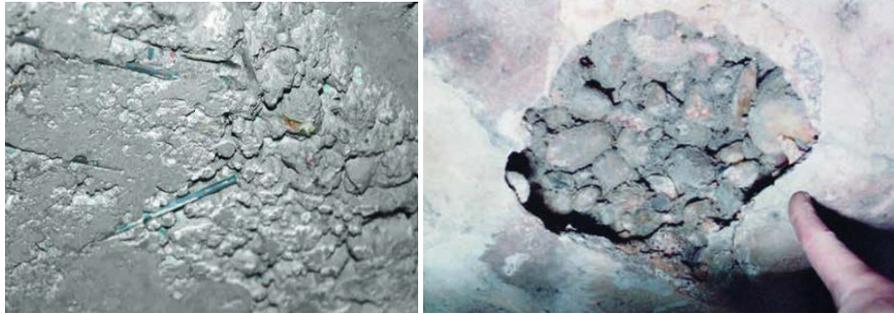


Figure IV.24. *Nids de Cailloux*

IV.8 Désordres des équipements de génie civil

IV.8.1 Désordres des radiers

Les radiers qui ont été mis en place dans certains tunnels anciens sont soit contrevoûtés, soit plans et correspondent à des zones de géologie difficile nécessitant un revêtement renforcé. Si une déformation de la structure par une évolution du terrain encaissant provoque leur rupture (soulèvement, pincement des piédroits par gonflement du terrain, tunnel recoupé par un plan de glissement de versant), les désordres se manifestent par une fissuration et un soulèvement de la chaussée. Ce type de désordre est très rare sur le réseau routier national, mais affecte quelques tunnels sur réseaux secondaires [12].

IV.8.2 Désordres des chaussées

Les chaussées des tunnels actuels peuvent être considérées comme étant surdimensionnées par rapport à une chaussée extérieure, puisqu'elles sont mises en place sur un « radier de chantier » en béton, ce qui augmente leur rigidité. Dans nombre de tunnels anciens encore en service, épaisseurs moindres et drainage mal assuré conduisent à des désordres rapides, mais dont aucun n'est spécifique au milieu «tunnel».

L'engorgement de certains drains profonds, destinés à assainir les fouilles de la plateforme, induit des remontées d'eau à travers la couche de roulement (Fig. IV.25b). Des soulèvements temporaires de celle-ci ont pu être constatés. grenailage de ces zones n'a qu'une action temporaire (Fig. IV.25a).



a) Faïençage et flaches avec remontées d'eau (Fissures longitudinales ou transversales,



b) Remontée d'eau au travers du béton bitumineux (Bombements, affaissements localisés).

Figure IV.25. Désordres des chaussées [12]

IV.9 Désordres dus aux incendies

Ces désordres présentent une grande variété d'aspects, selon les types de revêtements, l'élévation de température et la durée d'exposition: variation de couleur du revêtement, faïençage, écaillage, éclatement, formation de cratères, fusion superficielle (Fig. IV.26). Les désordres causés aux structures se présentent sous une grande multiplicité d'aspects, qui sont liés, d'une part aux types de revêtements affectés, d'autre part à la puissance du feu et à sa durée sont présentés ci-après quelques-uns des aspects caractéristiques pris par des revêtements affectés par un incendie: la coloration, l'éclatement, l'écaillage, la diminution des caractéristiques mécaniques et la fusion.



a) Béton faïencé [limite thermique nette marquée par le dépôt ou non de la suie sur le faïençage],



b) cratères de 30 à 60 cm de profondeur creusés dans la voûte par l'incendie



c) Écaillage profond ayant dégagé les armatures d'intrados

Figure IV.26. Désordres dus aux incendies

IV.10 Désordres liés à des défauts d'entretien

Ces désordres affectent directement l'exploitation de l'ouvrage et, quelquefois, la sécurité des usagers. Bien souvent, ces désordres sont dus à un défaut d'entretien ces désordres suivants peuvent exister sur des dispositifs d'équipements et les zones d'influence proches de l'ouvrage (Fig. IV.27) :

- Végétation dense pouvant créer des instabilités aux têtes,
- Objets pouvant tomber sur la chaussée,
- Défauts de fixation (suspentes de chemin de câble, caméras, câbles d'alimentation en calotte),
- Tampons ou grilles en fonte absents ou faisant obstacle à la circulation.



Figure IV.27. Désordres liés à des défauts d'entretien

IV.11 Technique de confortement des tunnels

IV.11.1 Technique de renforcement des tunnels par raidisseurs

Les raidisseurs sont des poteaux courbes en béton armé projeté directement insérés au sein de la structure initiale (Fig. IV.28). La largeur de chaque raidisseur est de 40 à 50 cm et la profondeur varie de 20 à 50 cm en fonction de l'épaisseur du revêtement. Le confortement par raidisseurs joue un double rôle :

- Renforcer la capacité porteuse de l'ouvrage dans les phases provisoires,
- Augmenter l'inertie du renforcement à volume de béton égal.
- Leur excavation est limitée car cela peut fragiliser le tunnel et engendrer son effondrement.



Figure IV.28. Renforcement des tunnels par raidisseurs

IV.11.2 Le renforcement du béton projeté

Le béton projeté se limite à un simple effet de protection immédiate de l'excavation au creusement. Il est le plus souvent utilisé en complément de soutènement métallique (boulons, cintres réticulés) ou en remplacement de blindage métallique (entre cintres). Il doit être alors renforcé par un treillis soudé ou des fibres. Le choix est à faire pour chaque projet en fonction du contexte géologique.

Le renforcement peut être obtenu dans de nombreux cas par l'addition de fibres dans le béton projeté. Par rapport aux bétons renforcés de treillis métalliques, les avantages sont :

- Sa rapidité de mise en œuvre, l'utilisation de béton fibré minimise le nombre des personnels présents sous l'excavation à soutenir et leur durée d'exposition (en particulier dans le cycle d'excavation au front de taille).
- Exécutée au moyen d'un robot de projection, la couche de béton fibré permet même de n'exposer aucun ouvrier et donc d'améliorer la sécurité du personnel (en creusement traditionnel,
- Evitent la chute de morceaux de béton sous des efforts de flexion importants.

IV.11.3 Réparation du béton

a) Reprofilage du béton : Réaliser un reprofilage des surfaces en béton par ragréage manuel ou par projection mécanique : Ragréage manuel du béton ou par Béton projeté.

b) Revêtement d'étanchéité : Pour imperméabiliser et étancher les surfaces en béton, on procède à la mise en œuvre des systèmes suivants :

- Revêtements stratifiés époxy alimentaires,
- Projection de polyuréthane à chaud,
- Revêtements hydrauliques,
- Coques polyéthylène haute densité.

c) Traitement de fissures

Pour ponter, colmater et injecter les fissures du béton, on propose des solutions clé en main :

- Injections à la résine époxy,
- Injections au coulis de ciment,
- Pontages,
- Calfeutremments.

d) Traitement des venues d'eau

L'injection est la principale technique pour stopper les arrivées d'eau à fort débit dans les structures fissurées en béton est cela par la mise en œuvre les résines les plus performantes (Fig. IV.29):

- Injections de résine acrylique ou méthacrylate;
- Injections de résine polyuréthane.



Figure IV.29. *Traitement des venues d'eau par injection*

e) une gamme complète de solutions dédiées au renforcement structurel après sinistres incendies :

- Etalements d'urgences pour mettre en place des solutions de mesures conservatoires et de mise en sécurité des structures (étalement, butonnage, balisage, cloturage, ...) pour tous types de constructions (appartements, parkings, usines, entrepôts ...).
- Béton projeté par voie sèche c'est une technique du béton projeté qui consiste à mettre en œuvre du béton sec transporté dans une conduite par un flux d'air comprimé et hydraté en sortie de lance de projection.
- La précontrainte additionnelle, combinée à la projection de béton par voie sèche Shotcrete, consiste à appliquer des efforts extérieurs à l'élément de structure à renforcer pour lui permettre de retrouver activement son état de service initial.

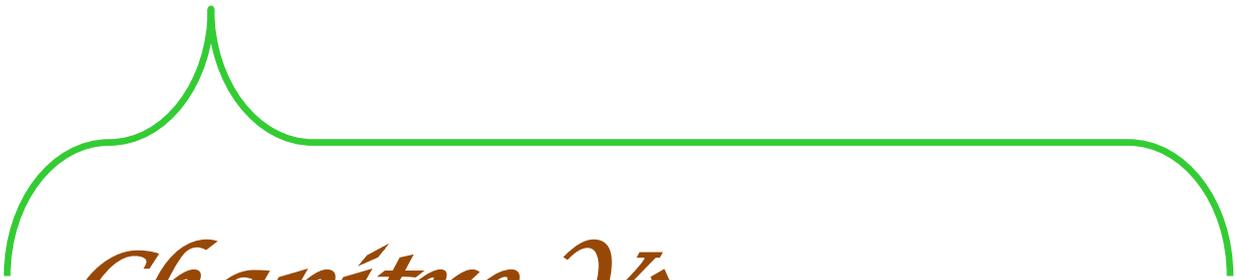
f) Maîtriser le développement de la corrosion des armatures dans les structures en béton armé à tous ses stades d'évolution en :

- Conservant un milieu protecteur autour de l'armature,
- Stoppant le processus d'amorçage de la corrosion des armatures,
- Empêchant de façon durable la progression de la corrosion, après réparation des dommages structurels qu'elle a provoqués,
- Traitant le parement pour ralentir ou arrêter la pénétration de polluants avant qu'ils n'atteignent les armatures,
- Dépolluant l'enrobage pour remplacer les aciers dans un milieu protecteur,
- Protégeant les aciers par un procédé électrochimique permettant de stopper la corrosion, sans agir sur la progression de la pollution (Fig. IV.30),
- Colmatage des fissures et / ou mise en place d'un revêtement mince,
- Ragréage et/ou rebouchage des Nids de cailloux, trous et cavités, reconstitution du béton avec son épaisseur minimale d'enrobage. lorsqu'il se produit un éclatement du béton avec armature apparente non corrodée.

- Pour les armatures faiblement corrodées, accompagnées ou non de traces de rouille sur le béton. On procède au dégagement et nettoyage des armatures rouillées (brossage, grenailage, etc.) et reconstitution du béton avec son épaisseur minimale d'enrobage par produits projetés ou non.



Figure IV.30. Protection des aciers par un procédé électrochimique



Chapitre V:

Application pratique (Calcul d'un tunnel routier ou ferroviaire)

Chapitre V

Application pratique (Calcul d'un tunnel routier ou ferroviaire)

V.1 Présentation de projet d'un tunnel routier

Le tunnel traversant Djebel El Kantour se situe au Nord - Est de Constantine. Il traverse du Sud au Nord Djebel El Kantour sur une longueur totale de 2500m. Le tracé du tunnel est relevé sur la carte géologique de Smendou au 1/50.000^{ème} (Fig. V.1). La structure géologique prédominante de la région est orientée selon l'axe Est – Ouest, ce qui résulte en une intersection presque normale à la direction du tunnel.

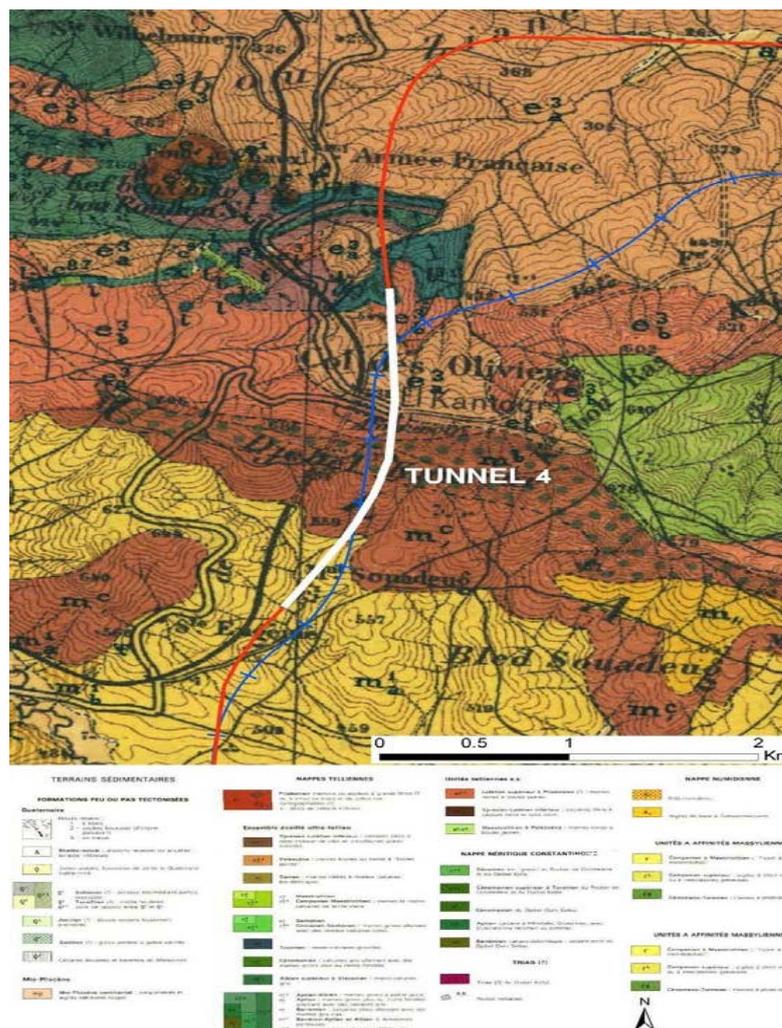


Figure V.1. Emplacement du tunnel T4 sur la carte géologique de Smendou

La géologie du massif traversée par le tunnel se compose de marnes et de calcaires sous forme de blocs fortement pliés et cisailés. Ceux-ci sont recouverts par des dépôts du Quaternaire, comprenant des argiles, des limons et des conglomérats.

La profondeur maximale du tunnel sous le niveau du terrain naturel atteint 235m environ. Ceci a résulté en une augmentation de la longueur du tunnel jusqu'à plus de 2500m. La région centrale où la couverture est profonde au-dessus du tunnel semble être surmontée par des grès couverts de conglomérats. Cependant, il est prévu que le creusement du tunnel soit principalement dans la marne altérée et/ou des argiles marneuses.

V.2 Reconnaissance Géotechnique

La campagne géotechnique récente comprend les investigations suivantes :

- Les levés géologiques réalisés par des experts géologues,
- Une campagne de reconnaissance par sondages carottés (8 sondages), des essais in situ: essais pressiométriques (4 sondages pressiométriques), des essais en laboratoire, six inclinomètres et quatre piézomètres
- Un relevé géophysique par la méthode de résistivité électrique.

Sondages Carottés

Dans le cadre de l'investigation géotechnique, quatorze sondages carottés ont été réalisés au droit du nouveau tracé du tunnel T4. La coupe lithologique du sondage choisie pour le prédimensionnement du tunnel est détaillée ci après.

Ce sondage, a été poursuivi jusqu'à une profondeur de 50m. Il se situe sur le tracé du tunnel sur le versant nord du Djebel El Kantour.

Au droit de ce sondage, les unités lithologiques suivantes ont été successivement identifiées:

- de 0 à 2,2m : terrain de recouvrement argileux et argile graveleuse plastique;
- de 2,2 à 3,5m : bande gréseuse oxydée et fracturée ;
- de 3,5 à 17m : argile marneuse (argilite) schisteuse avec fracture oblique a 12m et des veines gypseuses ;
- de 17 à 50m (fin du sondage) : argile marneuse (argilite) fracturée avec des passages gréseux.

Le pourcentage de récupération des carottes varie de 50 à 100% le long du sondage, pour un RQD de 0 à 60% au sein des argilites.

V.2.1 Paramètres géotechniques d'étude

Les détails géologiques, géotechniques, géophysiques et hydrogéologiques décrits dans les sections précédentes ont été utilisés afin de déterminer les paramètres géotechniques pour l'étude du tunnel. Pour cela on a eu recours aux :

- Données d'essais et autres détails disponibles afin d'estimer les paramètres généraux de

contraintes et de déformations, en particulier pour les sols et les roches faibles.

- Méthodes de classification générales des roches comme utilisées internationalement, afin de définir la performance géotechnique possible pour tous les matériaux.

Unités Géologiques

Onze unités ou formations géologiques ont été identifiées le long du tunnel T4 :

- Unité 1 – Terrain de recouvrement/ Colluvions graveleuses -Quaternaire
- Unité 2 – Argile marneuse altérée -Eocène
- Unité 3 – Marne compacte – Eocène
- Unité 4 – Argile Marneuse compacte – Eocène
- Unité 5 – Argile marneuse – Eocène
- Unité 6 – Argile marneuse à gréseuse – Eocène
- Unité 7 – Grés fin friable – Miocène
- Unité 8 – Argile marneuse très fracturée – Eocène
- Unité 9 – Marne compacte schisteuse – Eocène
- Unité 10 – Calcaire fracturé ou en copeaux tectoniques -Jurassique
- Unité 11 – Alternance de Marne, conglomérats et de grès.

Tableau V.1. Sélection des paramètres d'étude

paramètres sélectionnés										
Unité du Sol	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9-U11	U10
γ	16.	17.	20	22	20	20	23	19	20	23
E (Mpa)	5	25	300	240	140	200	260	15*	700	5000
C (kPa)	5*	5*	25-150	25-100	10-60	50-160	200-300	10*	100-300	200-300
ϕ (°)	27	27	20	22	20	25	30	9	35	35

V.3 Prédimensionnement du tunnel par les méthodes empiriques

V.3.1 Méthode de Bieniawski (RMR)

Paramètres	Désignation	note
RQD	60%	13
σ_c	$\sigma_c = 3$ MPa	1
Espacement des joints	$S_4/ E_4 = 80$ mm	10

Nature des joints	Surface légèrement rugueuses , éponte altérées	12
Venue d'eau	$K_3 = 10^{-6} \text{ m/s}$ $H_2 = 10\text{m}$ $\sigma_w = 10.10 = 100 \text{ KN/m}^2$ $\sigma_1 = \gamma. H = 17,3. X29 = 501,7 \text{ KN/m}^2$ $\frac{\sigma_w}{\sigma_1} = 100/501.7 = 0.19$	7
		43

On a le pendage =5° donc il est défavorable: $RMR-10 = 43-10 = 33$

La classe de la roche : **4** donc **roche médiocre**

Le temps de tenue moyenne : **5 heures** pour **1.5 m** de portée

V.3.2 Méthode de BARTON (Q_{system})

paramètres	Désignation	Note
RQD	60%	60%
J_n	3 famille + diaclases aléatoires	12
J_r	Parois séparées lorsque cisailé	1
J_a	Zones ou bandes épaisses d'argile	12
J_w	Infiltration moyennes $12.38 \times 10^{-1} = 1,238$	0,66
SRF	$\frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{3}{0.501} = 5,98$	1

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} = 0.27$$

D'après le tableau. II.10. Classe de la roche : très mauvais

Portée non soutenue = $2. ESR. Q^{0.4}$

On a $ESR = 1.3$ et la Portée non soutenue = **1.54m**

V.3.3 Méthode AFTES

- Récapitulatif des données introduites

Données relatives au terrain

Type de terrain :

Nombre de familles de discontinuités :

Orientation des discontinuités :

Densité des discontinuités :

Sols peu consolidés

plus de deux familles

creusement en direction

$20 < E < 60 \text{ cm}$ ou $50\% < RQD < 75\%$

Altérabilité (terrain susceptible de) : gonflement
 Charge hydraulique : 10 m
 Perméabilité : $100 (*10^{-8} \text{ m/s})$
 Poids du sol γ : 17.3 kN/m^3
 Couverture : 29 m
 Contrainte initiale (Calculée) : 0.6017 MPa

Données relatives à la cavité

Dimension : 11.4 m
 Procédé de creusement (excavation) : Mécanique
 Environnement sensible au tassement : Oui

Tableau V.2. Synthèse des recommandations AFTES

		Types de soutènement													
Critères	Classes														
Comportement mécanique	R6b	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
altérabilité	gonflement	✗	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Hydrologie	K3 H2	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Environnement	sensible tas.	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Dimension	Grande	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓
couverture	σ_0 modéré	✗	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Synthèse		✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓

- ☑ 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

Les recommandations:

- utiliser des voussoirs constitués de plaques de métal assemblées,
- utiliser des voussoirs en béton.
- traiter le terrain par injection.
- traiter le terrain par air comprimé.
- traiter le terrain par congélation.

V.4 Prédimensionnement par la méthode analytique (convergence confinement)

Tableau V.3. Caractéristique du profil du sol unité 06

R [m]	H[m]	v	E[Mpa]	C[Kpa]	φ
5.7	62	0.3	200	160	25°

- Calcul de la contrainte initiale

$$\sigma_0 = \gamma \cdot h = 1,7.16 + 1,85.46 \quad (\text{V.1})$$

$$\sigma_0 = 1,2 \text{Mpa} = 1120 \text{Kpa}$$

- Calcul de la résistance à la compression du massif du sol

$$\sigma_c = \frac{2.C.\cos \varphi}{1-\sin \varphi} = \frac{2.160.\cos 25}{1-\sin 25} = 502,3 \text{Kpa} \quad (\text{V.2})$$

$$\sigma_c = 502,3 \text{Kpa}$$

Vérification du comportement du massif de sol

On a $\frac{\sigma_c}{2} = 251.15 \text{Kpa}$ donc $\sigma_0 \geq \frac{\sigma_c}{2} \rightarrow$ le sol a un comportement **élastoplastique**

- La courbe caractéristique du massif du sol (la courbe de convergence)

Calcul du taux de déconfinement élastique

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left(K_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_0} \right) \quad (\text{V.3})$$

Calcul du coefficient de butée

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{1 + \sin 25}{1 - \sin 25} = 2.46$$

Calcul de la convergence à la fin de la phase élastique

$$\lambda_e = \frac{1}{2.46+1} \left(2.46 - 1 + \frac{502,3}{1120} \right) = \mathbf{0.55} \quad (\text{V.4})$$

$$u_{Re} = \lambda_e \cdot u_{R0}$$

$$u_{R0} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_0 \cdot R = \frac{1+0,3}{200} \cdot 1,12 \cdot 5,7 = 0.04149\text{m} \quad (\text{V.5})$$

$$\mathbf{u_{R0} = 4.1cm}$$

Calcul de la convergence à la fin de la phase élastique

$$u_{Re} = 0,55 \cdot 4,1 = 2,26\text{cm}$$

Calcul de la contrainte radiale à la fin de la phase élastique σ_{Re}

$$\sigma_{Re} = (1 - \lambda_e) \sigma_0 = (1 - 0,55) \cdot 1,12 = \mathbf{0.50\text{Mpa}} \quad (\text{V.6})$$

Calcul de déplacement plastique

Détermination du rayon plastique

$$\frac{R_p}{R} = \left[\frac{2\lambda_e}{(1-\lambda)(k_p-1) + \frac{\sigma_c}{\sigma_0}} \right]^{\frac{1}{(K_p-1)}} \quad (\text{V.7})$$

Calcul du taux de confinement

$$\lambda(x) = 1.0,75 \left[\frac{1}{1 + \frac{4 \cdot 1,5}{3 \cdot 5,7}} \right]^2 = 0.59 \quad (\text{V.8})$$

On prend $\lambda(x) = 1$

$$\frac{R_p}{R} = \left[\frac{2.0,55}{(1-1)(2.46-1) + \frac{502,3}{1120}} \right]^{\frac{1}{(2,46-1)}} = 1,85$$

$$R_p = 1,85 \cdot R = 1,85 \cdot 5,7 = \mathbf{10,54\text{m}}$$

$$F_1 = -(1 - \nu) \frac{K_p + 1}{K_p - 1} = -0.95$$

$$F_2 = 2 \frac{1+K_p - \nu(K_p+1)(K+1)}{(K_p-1)(K+K_p)} \quad (\text{V.9})$$

$$K = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

On a ψ : l'angle de dilatance

$$\psi = \varphi = 25$$

$$K = \frac{1 + \sin 25}{1 - \sin 25} = 2.46$$

$$F_2 = 2 \frac{1 + 2.46 \cdot 2.46 - 0.3(2.46 + 1)(2.46 + 1)}{(2.46 - 1)(2.46 + 2.46)} = 0.96$$

$$F_3 = 2(1 - \nu) \frac{K_p + 1}{K_p - 1} = 0.98$$

$$\frac{2G}{\sigma_0} \cdot \frac{u_R}{R} = \lambda_e \left[F_1 + F_2 \left(\frac{R}{R_p} \right)^{K_p - 1} + F_3 \left(\frac{R_p}{R} \right)^{K + 1} \right] \quad (\text{V.10})$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{200}{2(1 + 0.3)} = 76.92 \text{ Mpa}$$

$$\frac{2.76,92}{1.12} \cdot \frac{u_R}{5.7} = 0.55 \left[-0.98 + 0.96 \left(\frac{5.7}{10.54} \right)^{2.46 - 1} + 0.98 \left(\frac{10.54}{5.7} \right)^{2.46 + 1} \right]$$

$$u_{pl\infty} = 0.1752 \text{ m} = \mathbf{17.52 \text{ cm}}$$

Construction de la courbe de convergence

Pour $\lambda = 0.90$

$$\frac{R_p}{R} = \left[\frac{2\lambda_e}{(1 - \lambda)(k_p - 1) + \frac{\sigma_c}{\sigma_0}} \right]^{\frac{1}{(K_p - 1)}} = \mathbf{1.51} \quad \text{et} \quad R_p = 1,51 \cdot 5,7 = \mathbf{8.60 \text{ m}}$$

$$\frac{R}{R_p} = \frac{5,7}{8,60} = 0,66$$

$$u_R = \frac{0,55 \left[-0,95 + 0,96 \left(\frac{5,7}{8,60} \right)^{2,46 - 1} + 0,98 \left(\frac{8,60}{5,7} \right)^{2,46 + 1} \right] 5,7 \cdot 1,12}{2.76,92}$$

$$\mathbf{u_R = 8,33 \text{ cm}}$$

$$\sigma_R = (1 - \lambda)\sigma_0 = (1 - 0.9) \cdot 1,12 = 0,112 \text{ MPa}$$

$\lambda(x)$	$\frac{R}{R_p}$	$\frac{R_p}{R}$	σ_R (MPa)	u_R (cm)
0,60	0,95	1,04	0,45	2,42
0,65	0,91	1,097	0,39	2,82
0,70	0,86	1,15	0,34	3,07
0,75	0,82	1,22	0,28	3,9
0,8	0,77	1,30	0,22	4,8
0,85	0,71	1,40	0,168	6,3
0,90	0,66	1,51	0,112	8,33
0,95	0,60	1,66	0,056	11,79

- Les courbes de confinement pour les différents soutènements

Calcul du déplacement à la mise du soutènement par la méthode de similitude (formule de Panet)

$$\xi = \frac{u_{\infty el}}{u_{\infty pl}} = \frac{4,1}{17,52} = 0,23 \quad (\text{V.11})$$

$$u_{S0} = \frac{1}{\xi} [\alpha_0 + (1 - \alpha_0)\alpha_d] \frac{\sigma_0 R}{2G} \quad (\text{V.12})$$

$$\alpha_0 = 0,25 \text{ et } m = 0,75$$

α_d : Fonction de forme

$$\alpha_d = 1 - \left[\frac{m \cdot R}{m \cdot R + \xi \cdot d} \right]^2 \quad (\text{V.13})$$

$$N = \frac{2\sigma_0}{\sigma_c} = \frac{2 \cdot 1120}{502,3} = 4,45 < 5 \text{ Donc on applique le principe de similitude (formulation de panet)}$$

$$\alpha_d = 1 - \left[\frac{0,75 \cdot 5,7}{0,75 \cdot 5,7 + 0,23 \cdot 1,5} \right]^2 = 0,14$$

$$u_{S0} = \frac{1}{0,23} [0,25 + (1 - 0,25)0,14] \frac{1,120 \cdot 5,7}{2 \cdot 76,92}$$

$$u_{S0} = 0,0605m = \mathbf{6,05cm}$$

- Calcul des rigidités et des pressions des Soutènements

Tableau V.4. Caractéristiques des soutènements

Béton projeté			cintre coulissant TH 36/58			boulon d'ancrage			
E[Mpa]	e[m]	v	E[Mpa]	A[cm ²]	e[m]	E[Mpa]	e _i [m]	e _i [m]	Q[m/MN]
20000	0,20	0.2	210000	46	1	200000	1	1	0.230

- la rigidité normale d'une Coque cylindrique en béton projeté

On a $R > 10.e$ donc on applique les équations du tube épais

$$K^{\text{béton}} = \frac{E(R^2 - R_i^2)}{(1+\nu)[(1-2\nu)R^2 - R_i^2]} \quad \text{Avec } R_i : \text{ rayon intrados} = R - e \quad (\text{V.14})$$

$$R_i = 5,7 - 0,20 = 5,5m$$

$$K^{\text{béton}} = \frac{20000(5,7^2 - 5,5^2)}{(1 + 0,2)[(1 - 2 \cdot 0,2)5,7^2 + 5,5^2]} = \mathbf{835,15Mpa}$$

- Calcul de la pression admissible dans le soutènement $P_S^{\text{béton}}$

$$P_S^{\text{béton}} = 0,5 \cdot \sigma_a \left(1 - \frac{R_i^2}{R^2}\right) \text{ avec la contrainte admissible du béton : } \sigma_a = f_{c28} * F_{sb}$$

$$f_{c28} = 25Mpa \quad F_{sb} = \frac{0,85}{1,5} = 0,5667$$

$$\sigma_a = f_{c28} * F_{sb} = \frac{0,85}{1,5} \cdot 25 = 14,16Mpa$$

$$P_S^{\text{béton}} = 0,5 \cdot 14,16 \cdot \left(1 - \frac{5,5^2}{5,7^2}\right) = \mathbf{0,4881Mpa}$$

- Calcul de la rigidité des cintres coulissants

$$K^{\text{cintres}} = \frac{E_a \cdot A}{e \cdot R}$$

$$K^{\text{cintres}} = \frac{210000 \cdot 46 \cdot 10^{-4}}{1,5 \cdot 5,7} = \mathbf{161,40Mpa}$$

Calcul des pressions admissible dans le cintre

La nuance d'acier $F_e E350$ $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_a = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{350}{1,15} = 304,34Mpa$$

$$P_S^{\text{cintre}} = \frac{304,34 \cdot 46 \cdot 10^{-4}}{1,5 \cdot 5,7} = \mathbf{0,245Mpa}$$

- Calcul de la rigidité des Boulons d'ancrages

$$\frac{1}{K^{\text{boulons}}} = \frac{e_t e_l}{R} \left[\frac{4L}{\pi d^2 E_a} + Q \right] \quad (\text{V.15})$$

$Q = 0.126 \text{ m/MN}$ d'après l'estimation de Hoek Brown

e_l et e_t : Espacement des boulons dans les directions transversale et longitudinale du tunnel = 1m

$$d = 22 \text{ mm} \quad F_e E 150$$

$$\frac{1}{K^{\text{boulons}}} = \frac{1.1}{5.7} \left[\frac{24}{\pi \cdot 22^2 \cdot 200000} + 0.126 \right] = 45.23 \text{ MN/m}^2$$

$$K^{\text{boulons}} = 45,23 \text{ MPa}$$

$$P_S^{\text{boulons}} = \frac{T_b}{e_t e_l}$$

$$T_b = F_{sb} \cdot T_{br} \quad (\text{V.16})$$

$F_{sb} = 0.75$ à court terme $F_{sb} = 0.60$ à long terme

$$T_{br} = \sigma_{yb} \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} = 150 \cdot \pi \cdot \frac{0,022^2}{4} = 0,0569 \text{ MN}$$

σ_{yb} : limite d'élasticité d'acier

$$T_b = 0,0426 \text{ MN}$$

$$P_S^{\text{boulons}} = \frac{0,0426}{1.1} = 0,0426 \text{ MPa}$$

$$p_S = \min(p_S \text{ max}, (u_R - u_{S0}) K_S / R) \quad \text{pour } \lambda > \lambda_\delta \quad (\text{V.17})$$

K_S : Raideur de l'ensemble des soutènements/revêtements

$p_{S \text{ max}}$: pression maximale admissible de l'ensemble des soutènements/revêtements

$$P_{S \text{ max}} = P_S^{\text{béton}} = 0,488 \text{ MPa}$$

$$K_S = K^{\text{béton}} + K^{\text{cintre}} + K^{\text{boulons}} = 1041,78 \text{ MPa}$$

$$u_\infty = \lambda_e \frac{\sigma^0 R}{2G} (N \lambda_e) \frac{2}{K_p - 1} = 0,07498 \text{ m}$$

$$(U_\infty - U_{S0}) k_n / R = \frac{(7,49 - 6,05) 1041,78}{5,7} = 263,18 \text{ MPa}$$

$$P_S = \min(0,488, 263,18) = 0,488 \text{ MPa}$$

La courbe convergence confinement

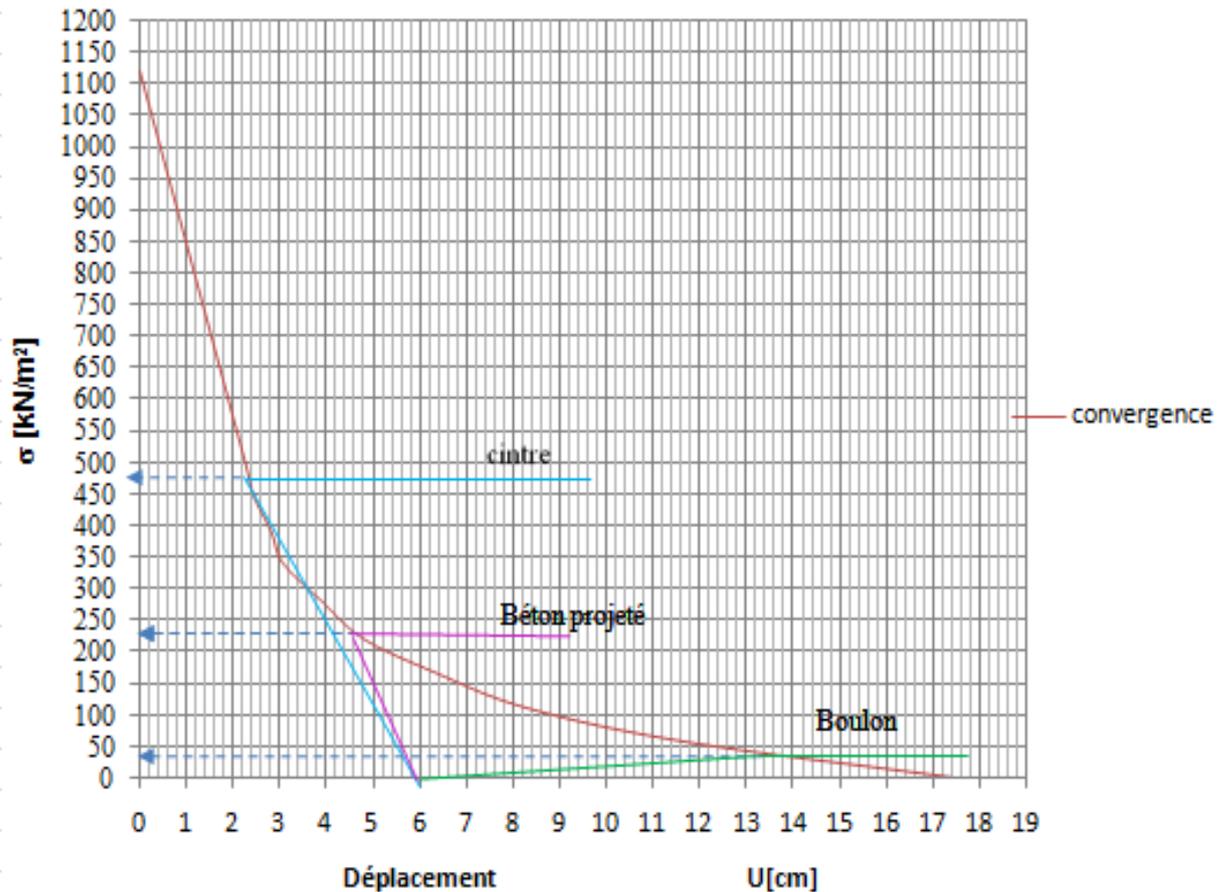


Figure V.2 Courbe convergence confinement

V.5 Modélisation du creusement du tunnel traversant Djebel El Kantour par MEF

Ce chapitre a pour objet de modéliser les différentes phases principales de réalisation du tunnel de type NATM de Djebel El Kantour au moyen du code éléments finis (EF) PLAXIS.2D.

V.5.1 Etablissement du modèle numérique du tunnel

V.5.1.1 Définition du modèle géométrique

Le but de cette étude est d'établir un modèle numérique de référence relatif au tunnel traversant Djebel El-Kantour. Le modèle géométrique représentant la section transversale S4 est défini par 23 points, le modèle a une hauteur de 75 m et une largeur de 50 m (Fig.V.3). La lithologie du massif est représentée par le sondage S4-LT-32 de 75 m de profondeur. Les résultats du sondage LT-32 mis en évidence, la présence de la série stratigraphique suivante :

- ❖ de 0 à 2 m : terrain de recouvrement argileux noirâtre, riche en matières organiques ;
- ❖ de 2 à 42 m : marne argileuse compacte schisteuse.
- ❖ de 42 à 68 m : argile marneuse fracturée intercalation de bande de grès.

❖ de 68 à 75 m (fin du sondage) : marne argileuse compacte schisteuse.

Le tunnel NATM Djebel El Kantour est composé de trois sections : une ligne et deux arcs. Le détail des dimensions géométriques du tunnel sont indiquée au Tableau V.5.

Tableau V.5. Données géométriques du tunnel Djebel El Kantour

Section	Type	Paramètres géométriques					
		Longueur [m]	Rayon [m]	X	Y	Angle [°]	Epaisseur [m]
I	Ligne	6.10	-	00	-0.77	-	1.12
II	Arc	-	6.10	1.98	1.21	63.815	1.12
III	Arc	-	8.93	00	-0.77	45.00	1.12

L'excavation du tunnel est faite en deux phases successives : le toit, la partie intermédiaire entre le toit et le radier.

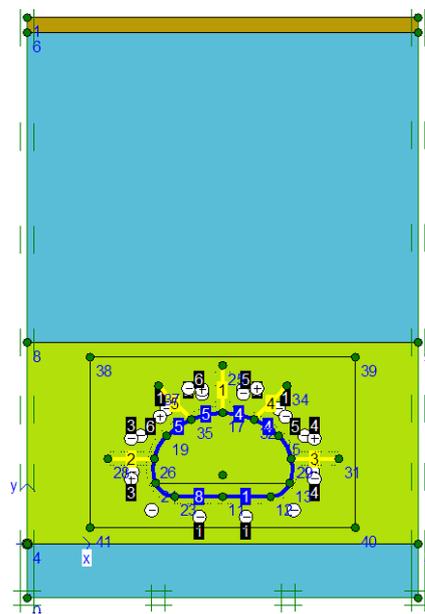


Figure V.3. Modèle numérique de référence

V.5.1.2 Propriétés des matériaux

Il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux (sol et interface, plaque, ancrage, etc.), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir.

Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainé, non drainé ou non poreux). Une fois les propriétés des différents matériaux définies, on peut alors générer le maillage.

Les caractéristiques physiques et mécaniques des différentes couches du modèle, relatives au sondage LT-32 sont regroupées dans le Tableau V.6.

Comme les modèles élastique et de Mohr-coulomb sont utilisés dans cette modélisation, les modules de cisaillement ainsi oedométrique sont déduits directement par le programme selon les expressions suivantes :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{V.18})$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (\text{V.19})$$

Tableau V.6. Propriétés des différentes couches du terrain

Paramètres	Nom	Argile noirâtre	Marne argileuse	Argile marneuse	Unité
Modèle type	Modele	M-C	M-C	M-C	-
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	Drainé	-
Poids volumique sec	γ_d	16.5	20	21.0	kN/m^3
Poids volumique humide	γ_{sat}	19.4	22.0	23.0	kN/m^3
Module d'Young	E	5000	300000	700000	kN/m^2
Coefficient de Poisson	ν	0.30	0.30	0.30	-
Cohésion	C_u	35	90	200	kN/m^3
Angle de frottement	φ_u	8	20	35	[°]
Angle de dilatation	ψ	-	-	-	[°]

La modélisation du soutènement (béton projet+cintres) est faite par l'élément *Plate* de cinq (05) nœuds. Etant donné qu'il y a deux éléments (cintres et béton projeté), il est approprié d'utiliser les rigidités flexionnelle EI_{eq} et normale EA_{eq} équivalentes. Le comportement des éléments de structure est supposé élastique linéaire. A partir des rigidités décrites ci-dessus l'épaisseur équivalente des éléments structurants, donné par l'équation (V. 20).

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{12EI}{EA}} \quad (\text{V.20})$$

V.5.1.3 Caractéristiques du soutènement provisoire (cintres+ béton projeté)

Le détail du soutènement provisoire de la section S4 du tunnel composé par une couche de béton projeté et des cintres métalliques de type HEB200 est illustré par la Figure V.4.

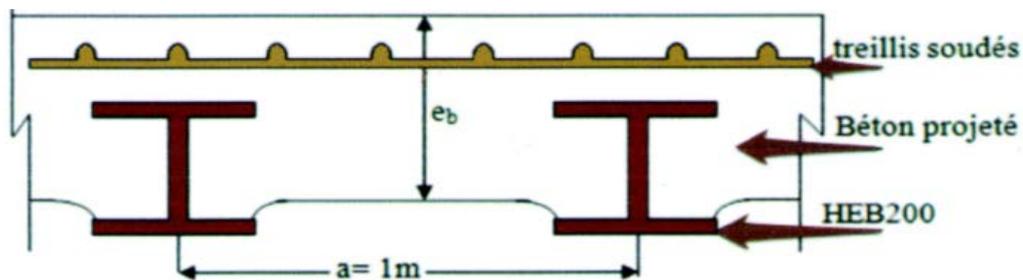


Figure V.4 Soutènement provisoire.

Les principaux paramètres de modélisation des éléments de soutènement provisoire de tunnel sont indiqués aux Tableaux V.7 & V.8:

Tableau V.7. Caractéristiques du béton projeté

Béton projeté					
e_b [m]	f_{c28} [MPa]	w_b [m ³]	E_b [MPa]	I_b [m ⁴]	ϑ
0.3	25	0.015	12866	$2.25 \cdot 10^{-3}$	0.2

Pour les charges de longue durée d'application, le module de déformation du béton E_b est exprimé par l'équation (V.21) :

$$E_b = 4000 * 1.1f_{c28}^{1/3} \quad (V.21)$$

w_b : Module élastique de la section rectangulaire du béton projeté d'épaisseur $e_b = 0.3m$

$$W_b = \frac{I_b}{e_b/2} = \frac{2.25 \cdot 10^{-3}}{0.15} = 0.015m^3 \quad (V.22)$$

Tableau V.8. Caractéristiques cintres métalliques (profilé HEB200)

Cintre métallique HEB200			
A_c [m ²]	w_c [m ³]	E_c [MPa]	I_c [m ⁴]
78.1E - 04	570E - 06	2.1E + 05	5696 E - 08

V.5.1.4 Les caractéristiques des boulons d'ancrages

Le Tableau V.9, résume les caractéristiques des boulons d'ancrages utilisés dans cette modélisation.

Tableau V.9. Caractéristiques des boulons d'ancrages

Boulon d'ancrage HA32			
L_{boul} [m]	D_{boul} [mm]	A_{boul} [mm ²]	E_{boul} [MPa]
6	32	804.24	2.1 E + 05

Pour le soutènement provisoire, le calcul des rigidités flexionnelle et normale équivalente sont données par les équations sous-indiquées:

$$EA_{eq} = E_b A_b + \left(\frac{E_{cin}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{A_{cin}}{d} \quad (V.23)$$

$$EA_{eq} = 12866 * (1 * 0.3) + \left(\frac{2.1 * 10^5}{12866} - 1 \right) * 12866 * \frac{78.1 * 10^{-4}}{0.3} = 8991.855 \text{ kN/m}$$

$$EI_{eq} = E_b I_b + \left(\frac{E_{cin}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{I_{cin}}{d} \quad (V.24)$$

$$EI_{eq} = 12866 * 2.25 * 10^{-3} + \left(\frac{2.1 * 10^5}{12866} - 1 \right) * 12866 * \frac{5696 * 10^{-8}}{0.3} = 66.38 \text{ kN.m}^2/\text{m}$$

Tableau V.10. Récapitulation des paramètres mécaniques de modélisation

Identification	Modèle	EA [kN/m]	EI [kN.m ² /m]	W [kN/m/m]	d [m]	v [-]
Soutènement provisoire	Elastique	8991.855	66.38	8.33	0.298	0.20
Boulons d'ancrages	Elastique	1.6889E04	-	-	-	-
Radier	Elastique	12866	1072.166	25	1.00	0.2

V.5.2 Conditions aux limites

En sélectionnant les blocages standards (*Standard fixities*) depuis le menu des charges ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils, PLAXIS impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique. Ces conditions aux limites sont générées suite :

- ❖ les lignes géométriques verticales pour lesquelles l'abscisse x est égale à la plus petite et à la plus grande des abscisses x du modèle, sont bloquées horizontalement ($u_x = 0$) ;
- ❖ les lignes géométriques pour lesquelles l'ordonnée y est égale à la plus petite ordonnée y du modèle sont entièrement bloquées ($u_x = u_y = 0$). (Fig. V.5)

V.5.3 Génération du maillage

Le maillage est généré automatiquement par PLAXIS. L'opérateur peut paramétrer le raffinement du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'utilisateur peut également décider de discrétiser plus finement une certaine région du sol ou le voisinage d'un élément grâce aux options (*refine*) dans le (*Mesh menu*). Dans notre cas un raffinement du maillage autour du tunnel est réalisé en vue d'avoir plus de précision des résultats de calculs.

Le modèle de référence est réalisé par des éléments triangulaires à 15 nœuds, il est constitué de 1106 éléments, 9340 nœuds et de 13272 points de contraintes (Fig.V.5). Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédures passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

À cause de la forte concentration des contraintes dans la zone de contact tunnel-massif, un raffinement de maillage est préconisé. L'interface entre les boulons d'ancrage et le massif est supposée rigide.

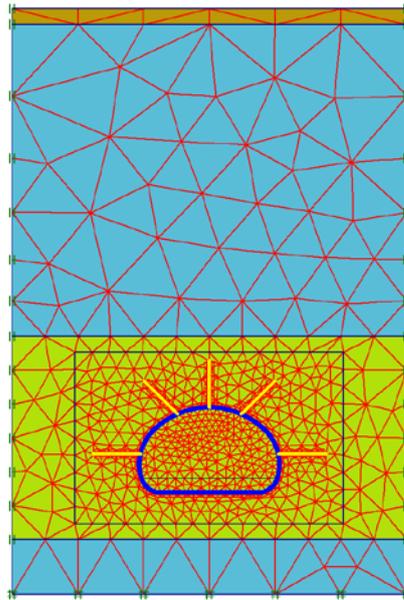


Figure V.5. Maillage du modèle

V.6 Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales, l'autre pour générer des contraintes géostatiques totales et effectives initiales. Pour ce faire un « Switch bouton » permet d'accéder aux deux différents modules.

- ❖ un module hydraulique qui permet la génération de la pression interstitielle soit en mode hydrostatique ou un calcul en écoulement. la nappe phréatique est située à 35 m à partir de la surface de terrain naturel. Il est tout à fait clair que l'exécution des travaux de réalisation du tunnel se fait en présence de l'eau. La pression interstitielle initiale est à l'ordre de 398.14 kN/m^2 (Fig. V.6).

- ❖ une deuxième fenêtre permet de générer les contraintes géostatiques initiales (totales et effectives) existant à l'intérieur du massif en l'absence du tunnel. A cet effet tous les éléments structuraux du tunnel doivent être désactivés, pour permettre au massif de stabiliser sous l'effet de ses forces d'inertie seulement (self weight). Etant donné que toutes les interfaces des couches sont parallèles, la procédure K_0 (K_0 procedure) est adoptée dans notre cas pour générer les contraintes initiales. Les contraintes totales et effectives sont respectivement à l'ordre de $1.55 * 10^3 \text{ kN/m}^2$ et $1.15 * 10^3 \text{ kN/m}^2$ (Fig. V.7). Les contraintes effectives sont déduites directement de l'expression V.25 :

$$\sigma' = \sigma - U \quad (\text{V.25})$$

Le coefficient de poussée des terres au repos K_0 est exprimé par la formule de Jaky (équation. V.26).

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \quad (\text{V.26})$$

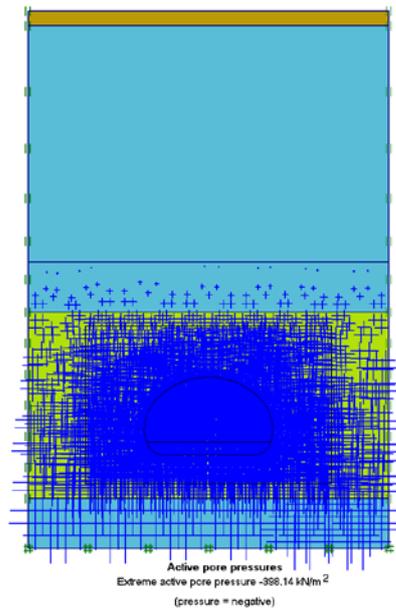


Figure V.6. Génération des pressions interstitielles

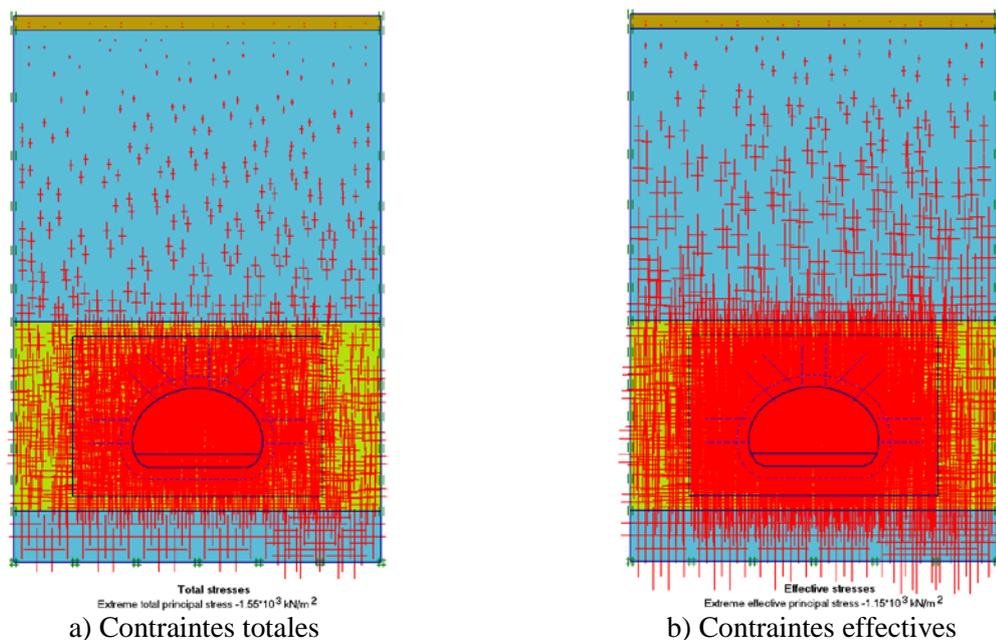


Figure V.7. Génération des contraintes géostatiques initiales

V.7 Procédure de calcul

Dans le but de simuler les différentes phases de calcul, le code éléments finis PLAXIS dispose d'une technique dite : Construction par étapes (Staged construction) qui offre la possibilité de modéliser l'évolution des phases de creusement du tunnel. Les calculs ont été réalisés en six (06) phases :

Phase 01: Réinitialisation des contraintes en remettant les déplacements à zéro

Phase 02: Phase plastique : Excavation du sol englobé par la calotte et installation de soutènement provisoire

Phase 03: Phase plastique : Excavation de la partie inférieure englobée par le Stross et le radier et activation des éléments structuraux (Stross & radier).

Phase 04: Mise en place des boulons d'ancrages.

Phase 05: Evacuation de l'eau emprisonné à l'intérieur du tunnel

Phase 06 : Calcul du coefficient de sécurité (F_s) par la méthode de réduction des paramètres de résistance du sol ($\varphi - c$ reduction method)

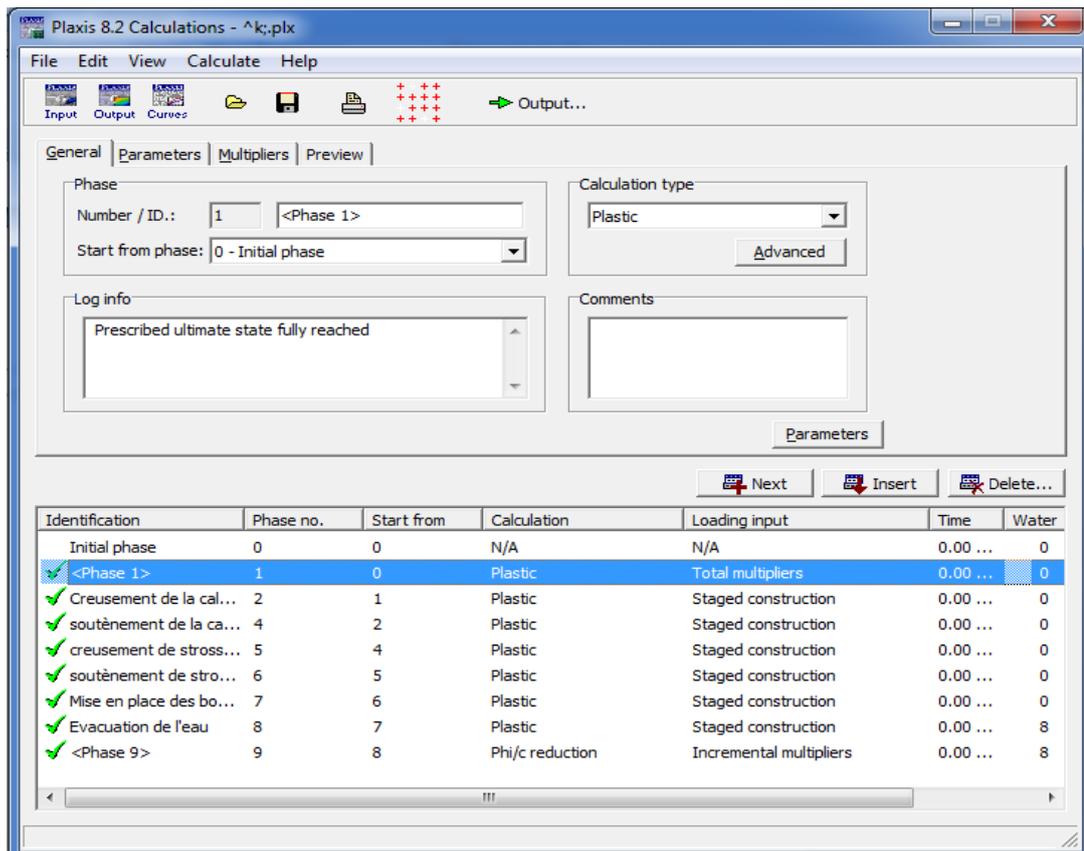


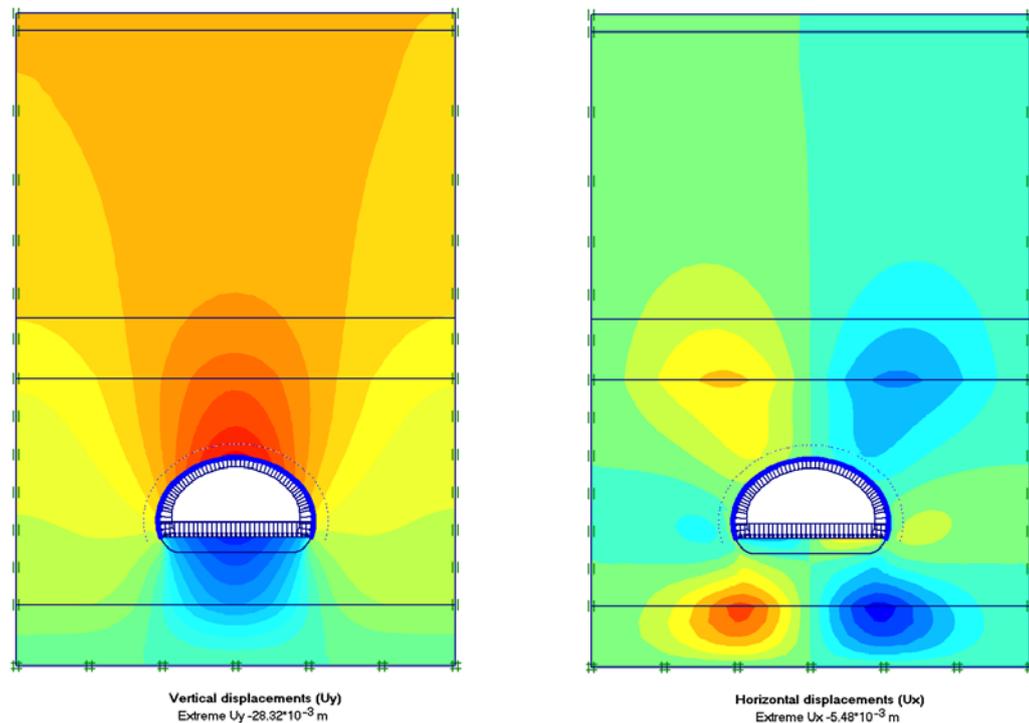
Figure V.8. Les phases du creusement et soutènement du tunnel Djebel El Kantour

Quatre points caractéristiques (A, B, C et D) ont été choisis pour suivre les principaux résultats de la réponse du modèle, les coordonnées de ces points sont récapitulées dans le Tableau V.11.

Tableau V.11. Coordonnées des points caractéristiques (monitoring points)

Point	A	B	C	D
X	25	25	25	25
Y	66	26	17	6.0

V.8 Les principaux résultats



- a). Tassements produits à la fin de l'excavation de la calotte
- b). Convergences produites à la fin de l'excavation de la calotte

Figure V.9. Effet de creusement de la première partie de l'intrados sur les déplacements

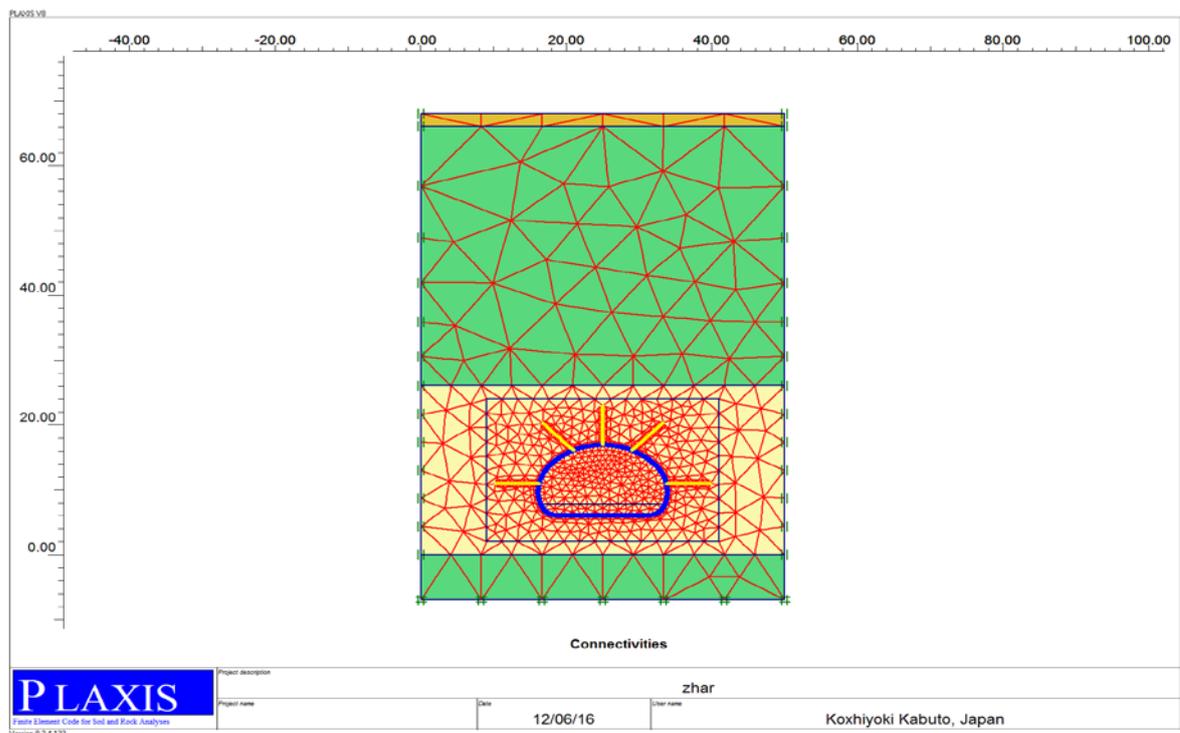


Figure V.10. Le maillage du profil du tunnel Djebel El kantour

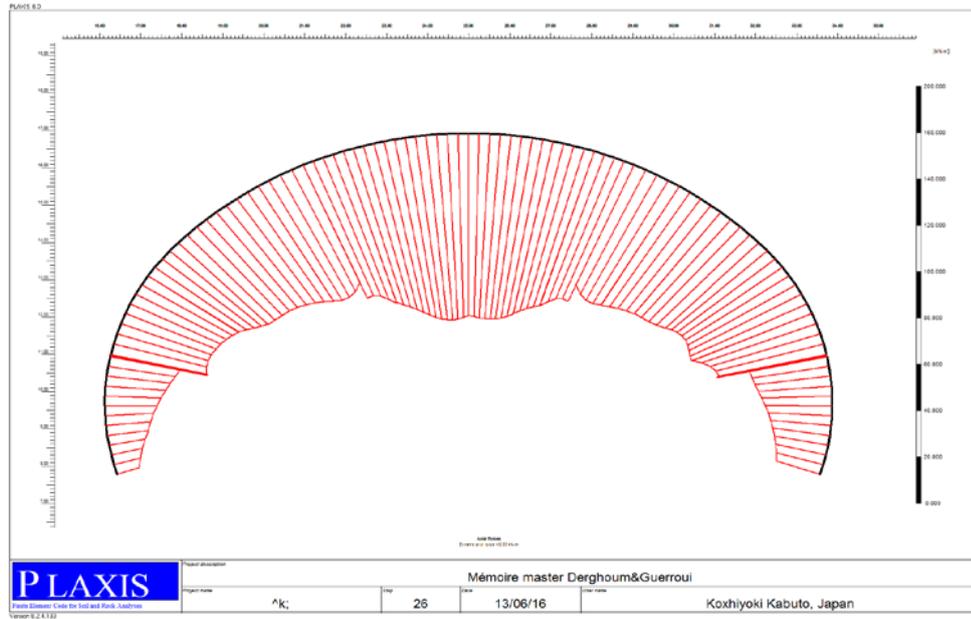


Figure V.11. La distribution de l'effort normal dans le soutènement après excavation de la calotte

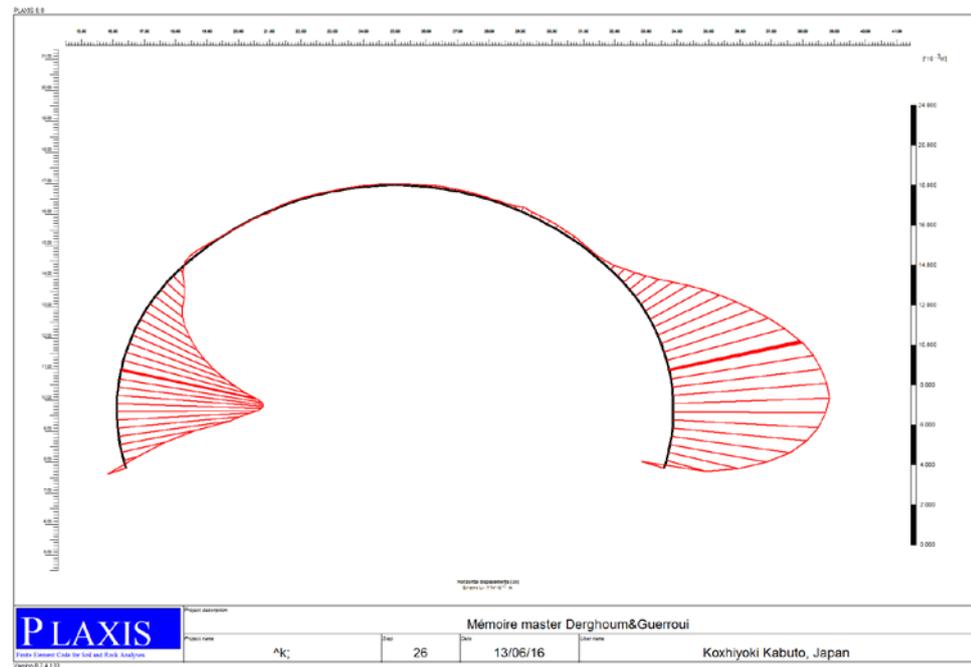


Figure V.12. La distribution de déplacement U_x du soutènement après excavation de la calotte

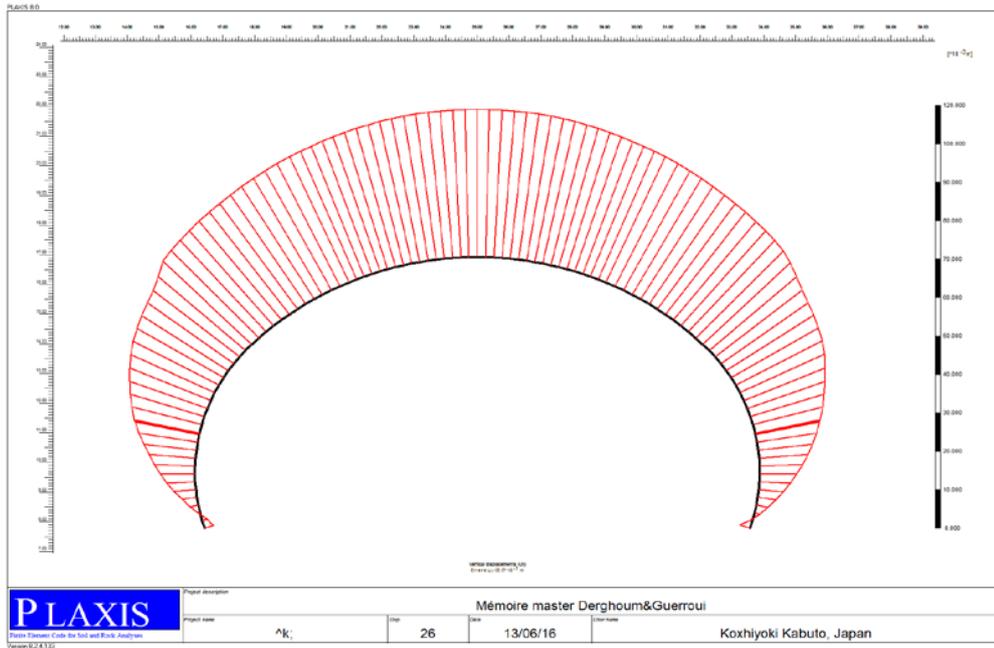


Figure V.13 La distribution de déplacement U_y du soutènement après excavation de la calotte

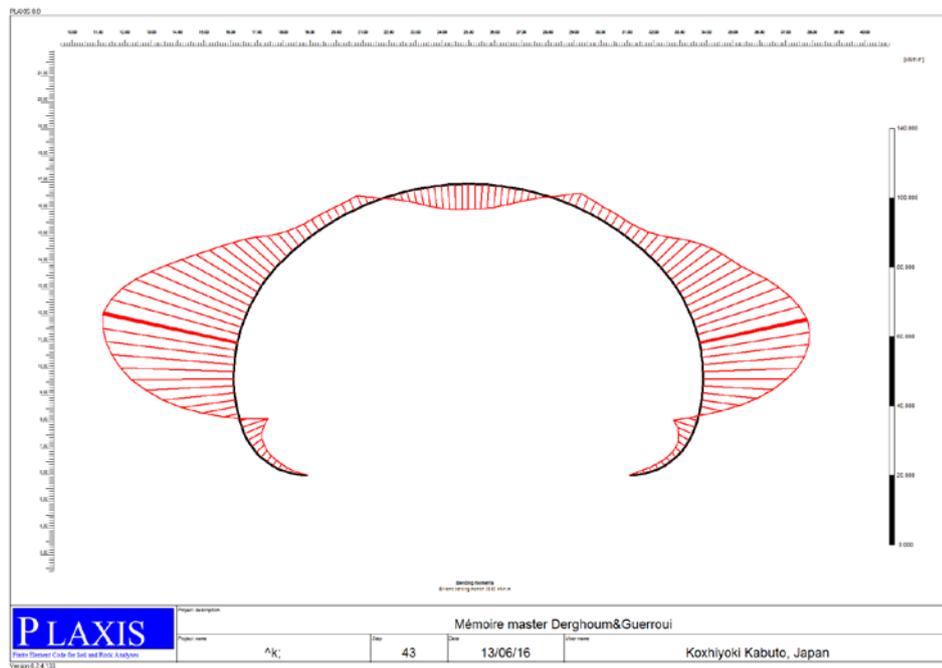


Figure V.14 La distribution du moment fléchissant dans le soutènement après excavation de la stross

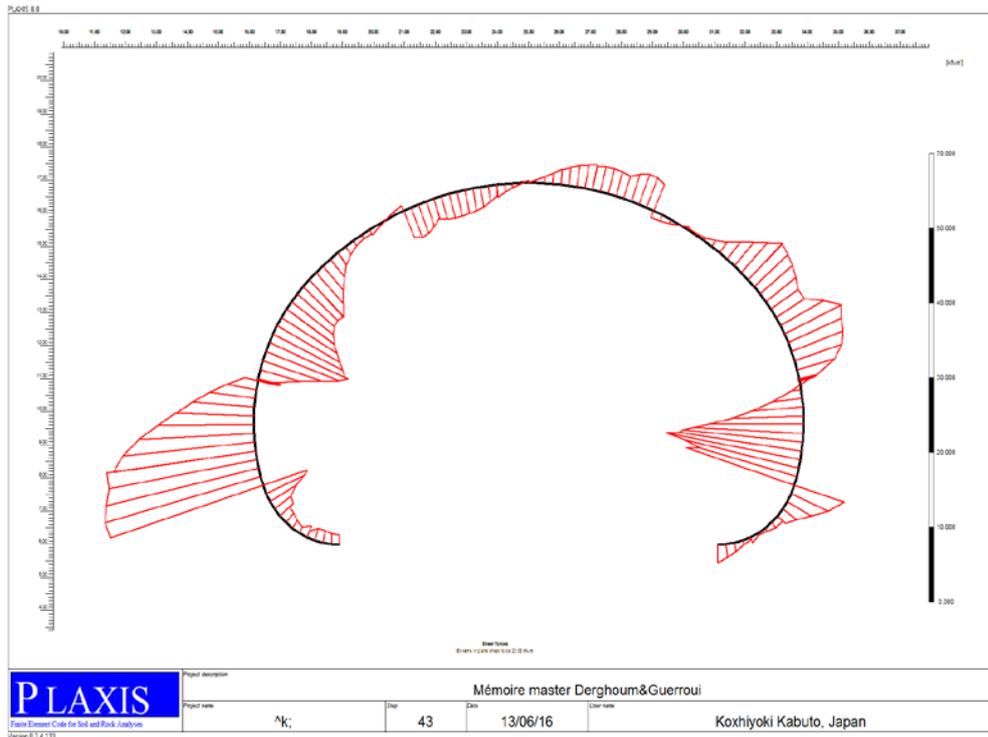


Figure V.15 La distribution de l'effort tranchant dans le soutènement après excavation de la stress

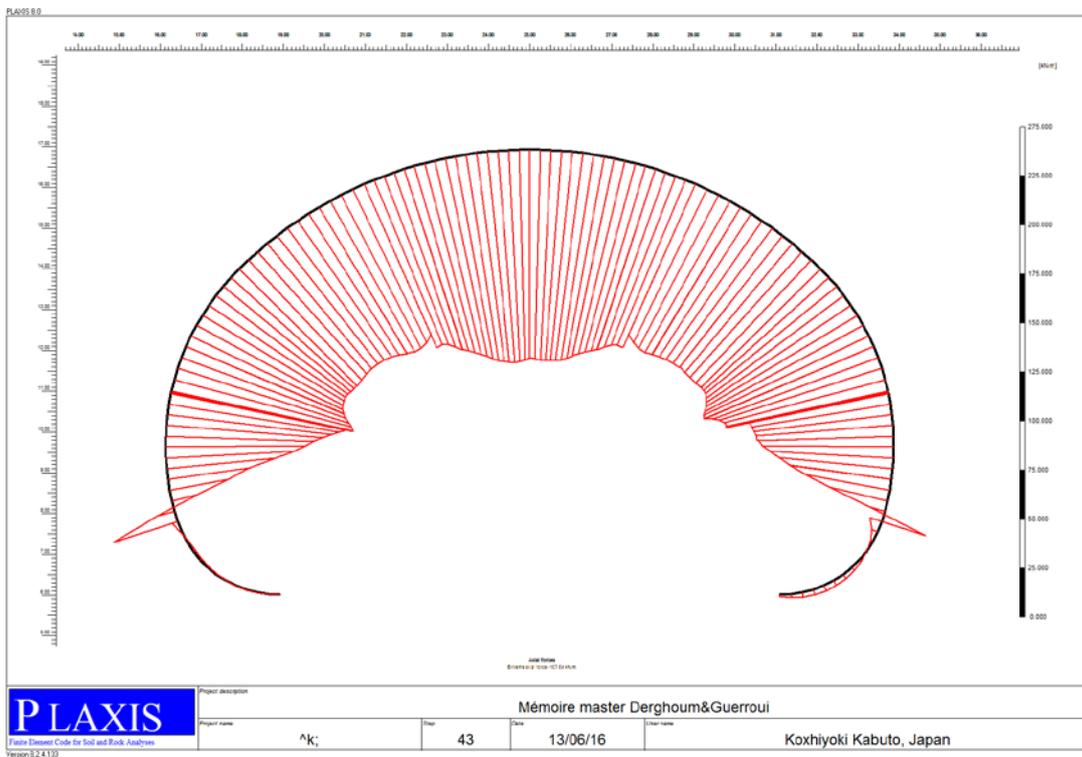


Figure V.16. La distribution de l'effort axial dans le soutènement après excavation de la stress

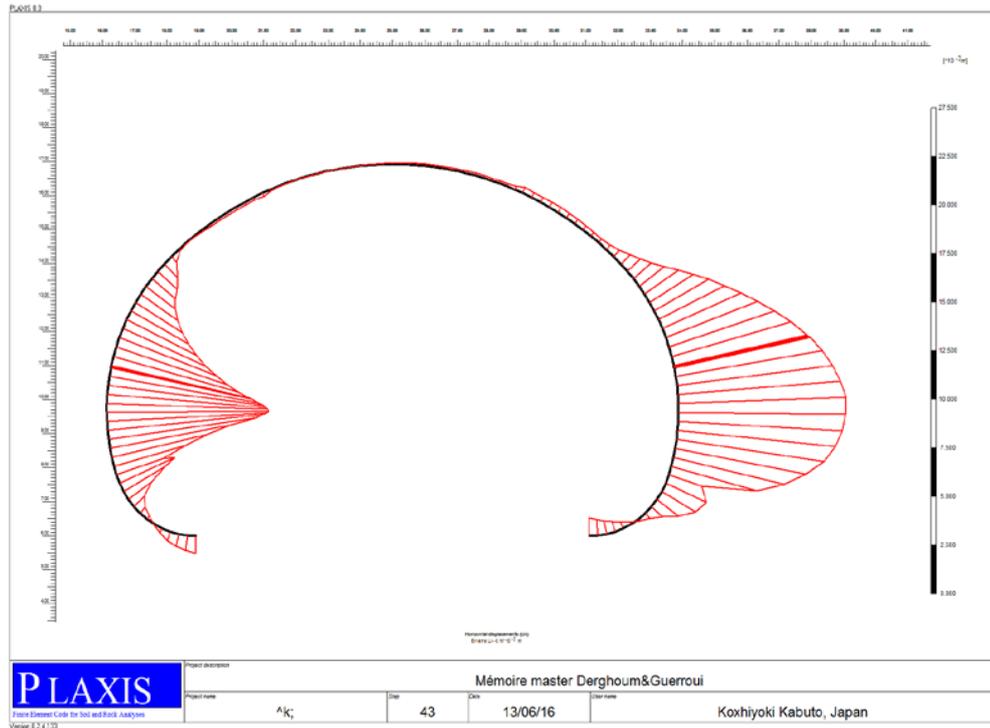


Figure V.17. La distribution des Déplacements horizontal suivant U_x dans le soutènement après excavation de la stross

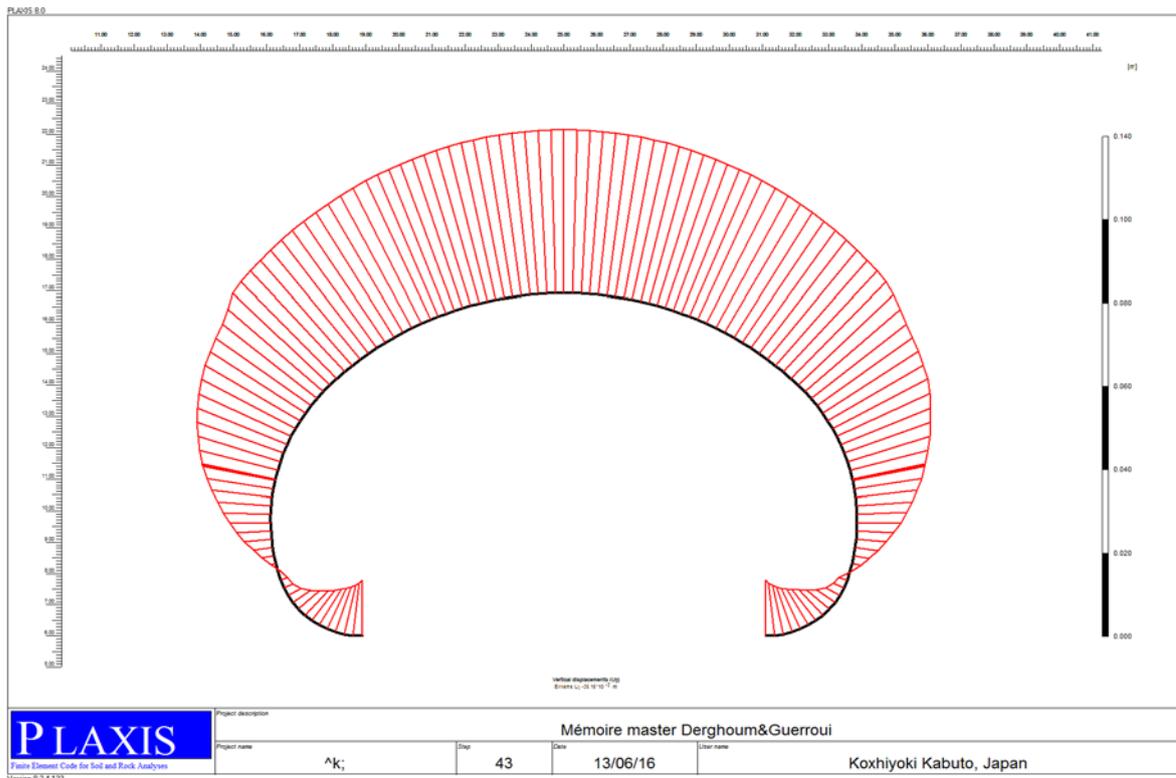


Figure V.18. La distribution des déplacements verticaux suivant U_y après excavation de la stross

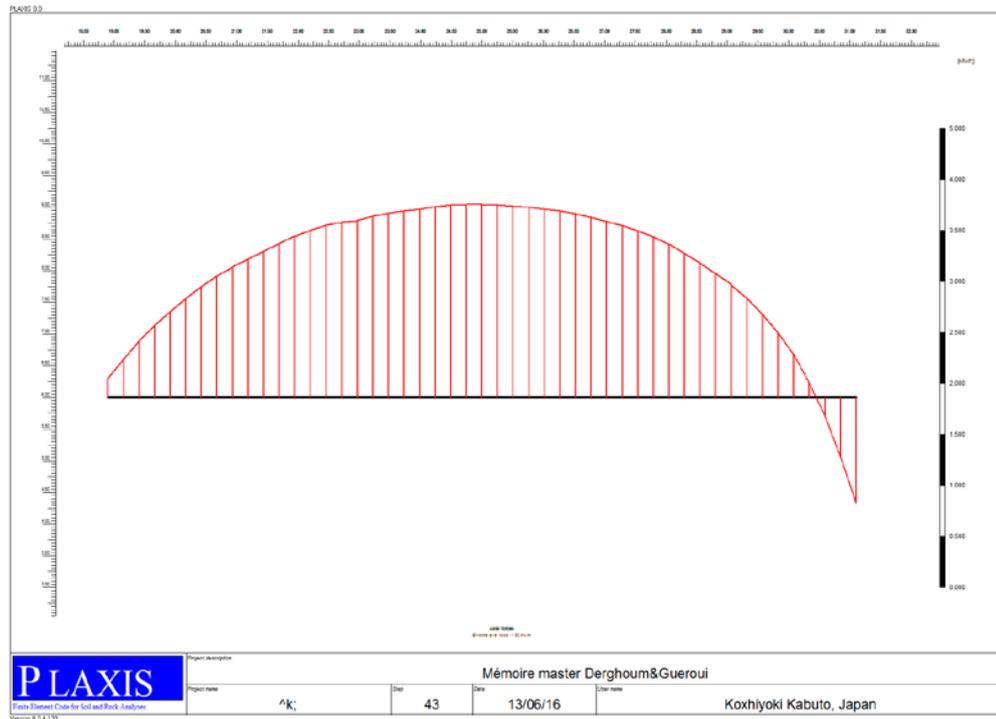


Figure V.19. La distribution de l'effort axial dans le radier après excavation de la stress

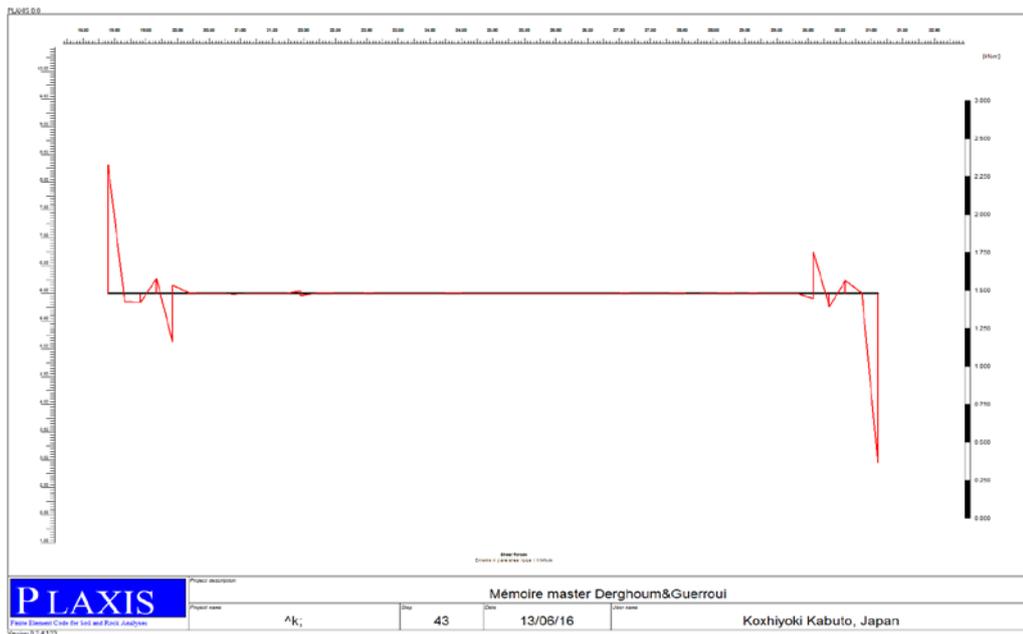


Figure V.20. La distribution l'effort tranchant dans le radier après excavation de la stress

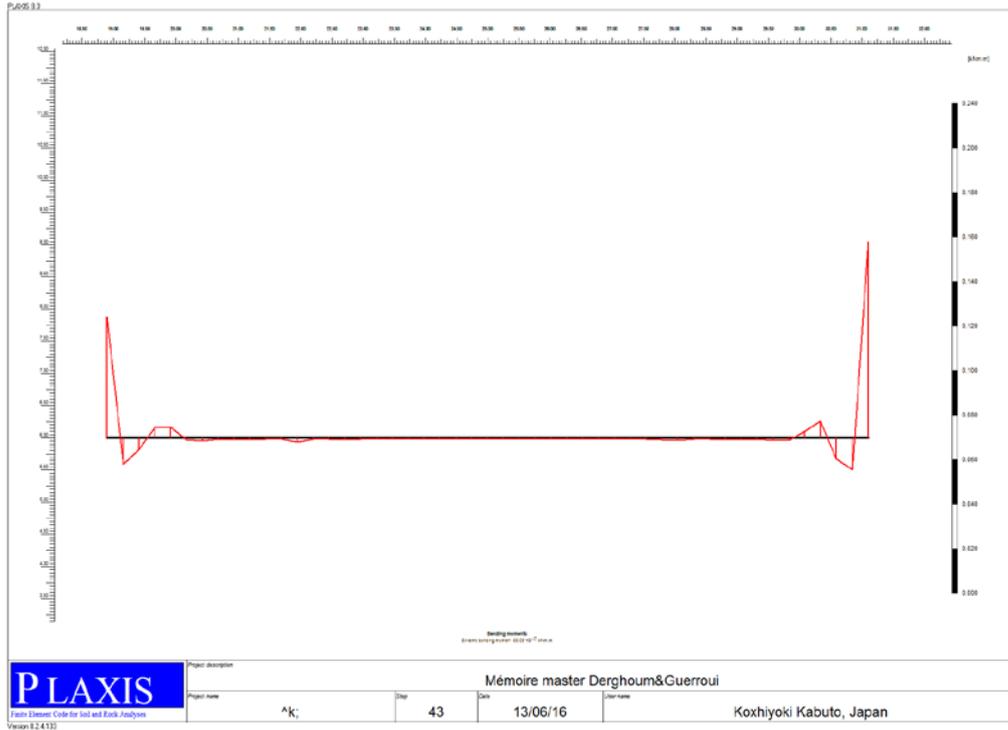


Figure V.21. La distribution moment fléchissant dans le radier après excavation de la stress

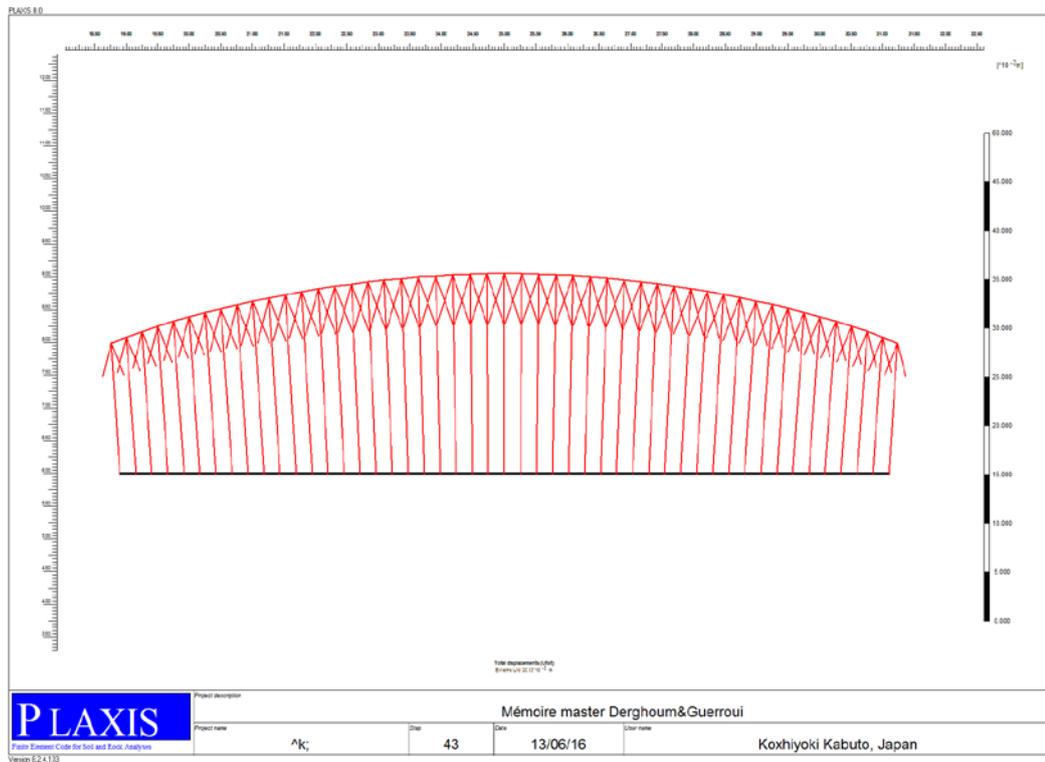


Figure V.22. La distribution du déplacement total dans le radier après excavation de la stress

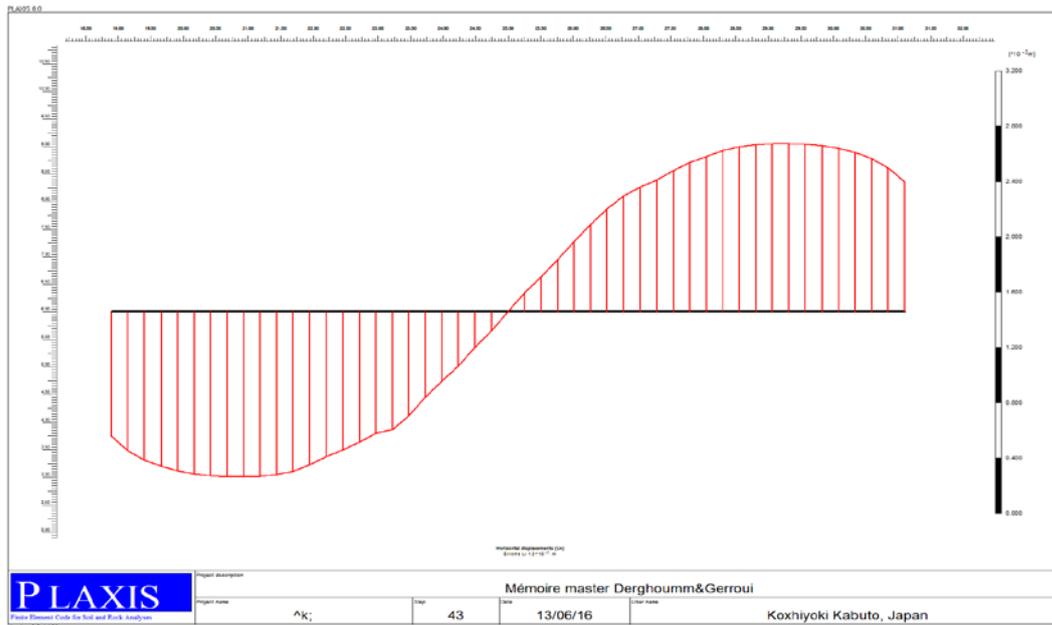


Figure V.23. La distribution du déplacement U_x dans le radier après excavation de la stross

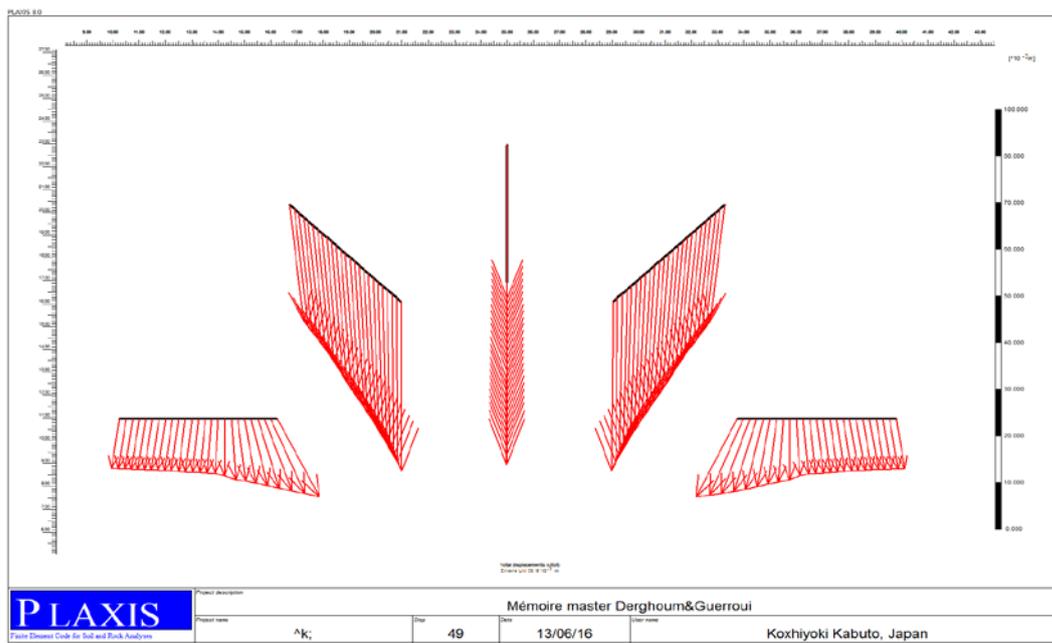


Figure V.24. La distribution du déplacement total dans ancrages après excavation de la stross

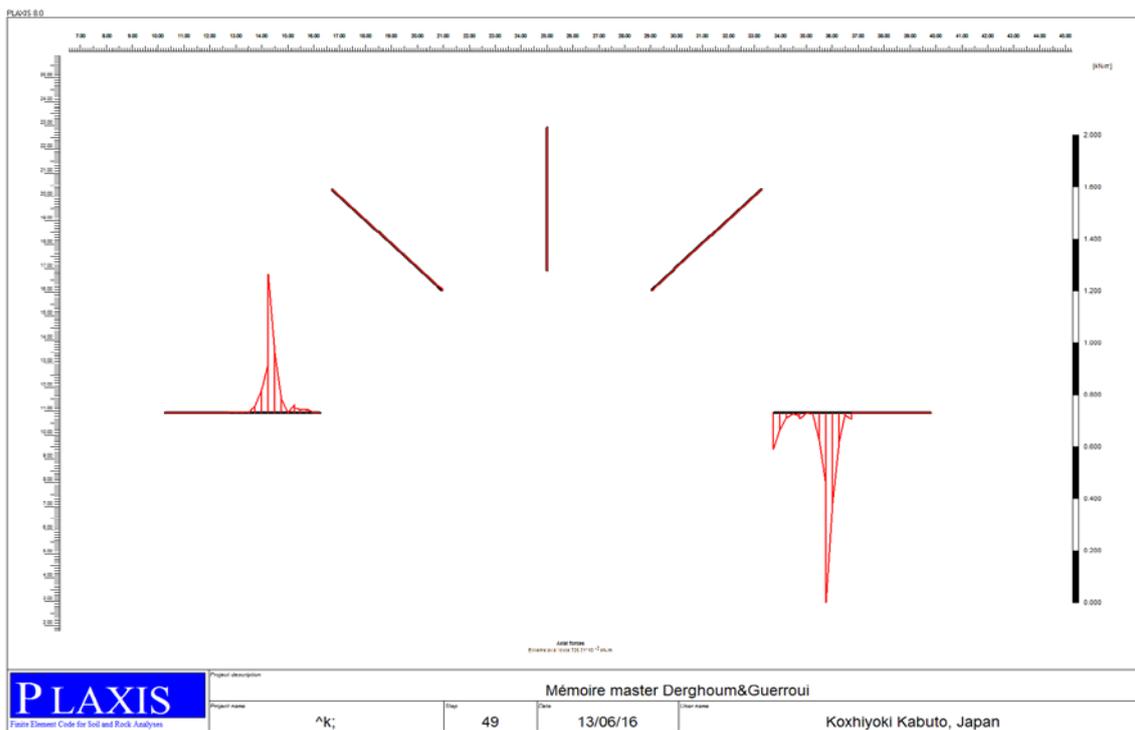


Figure V.25. La distribution des efforts axiaux dans les ancrages après excavation de la stress

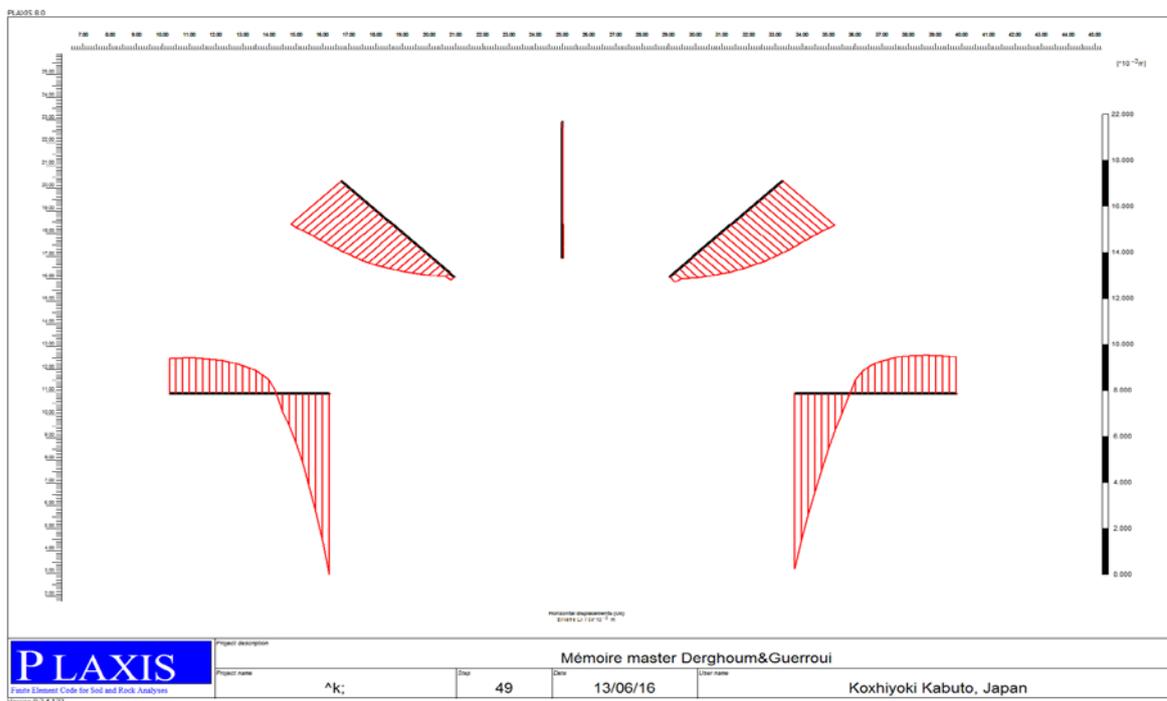


Figure V.26. La distribution des déplacements horizontaux dans les ancrages après excavation de la stress

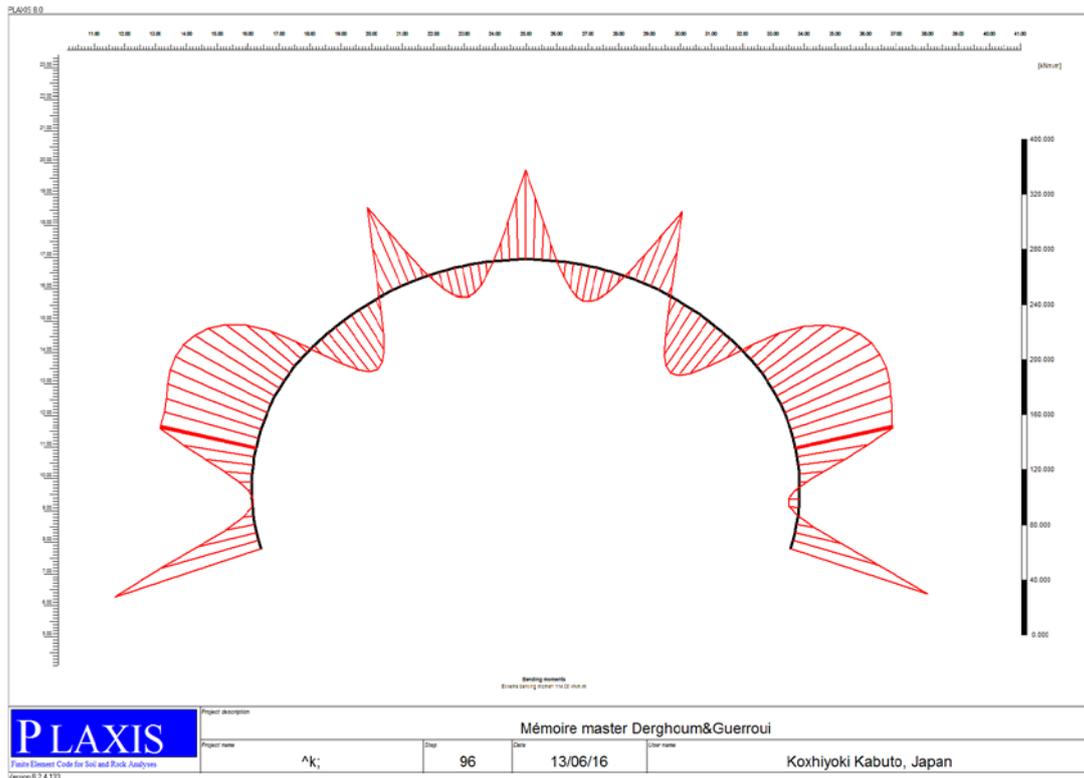


Figure V.27. la distribution du moment fléchissant dans le soutènement après excavation de la calotte

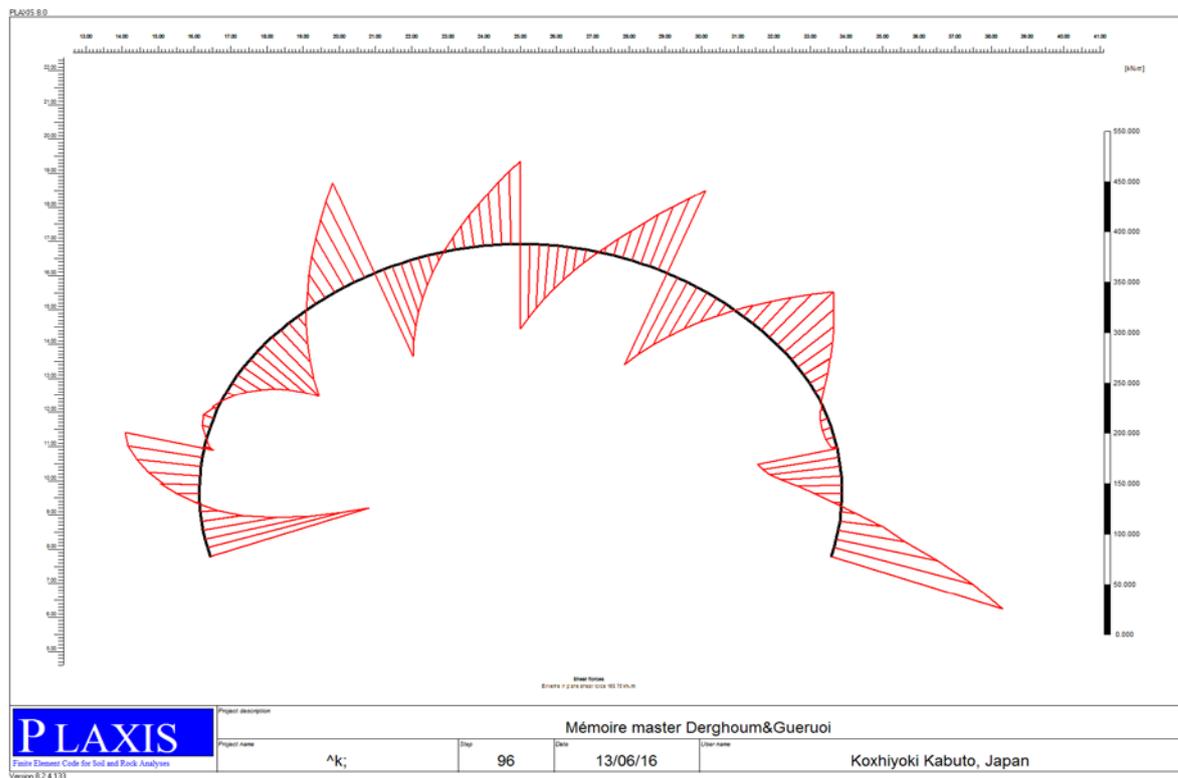


Figure V.28. la distribution de l'effort tranchant dans le soutènement après excavation de la calotte

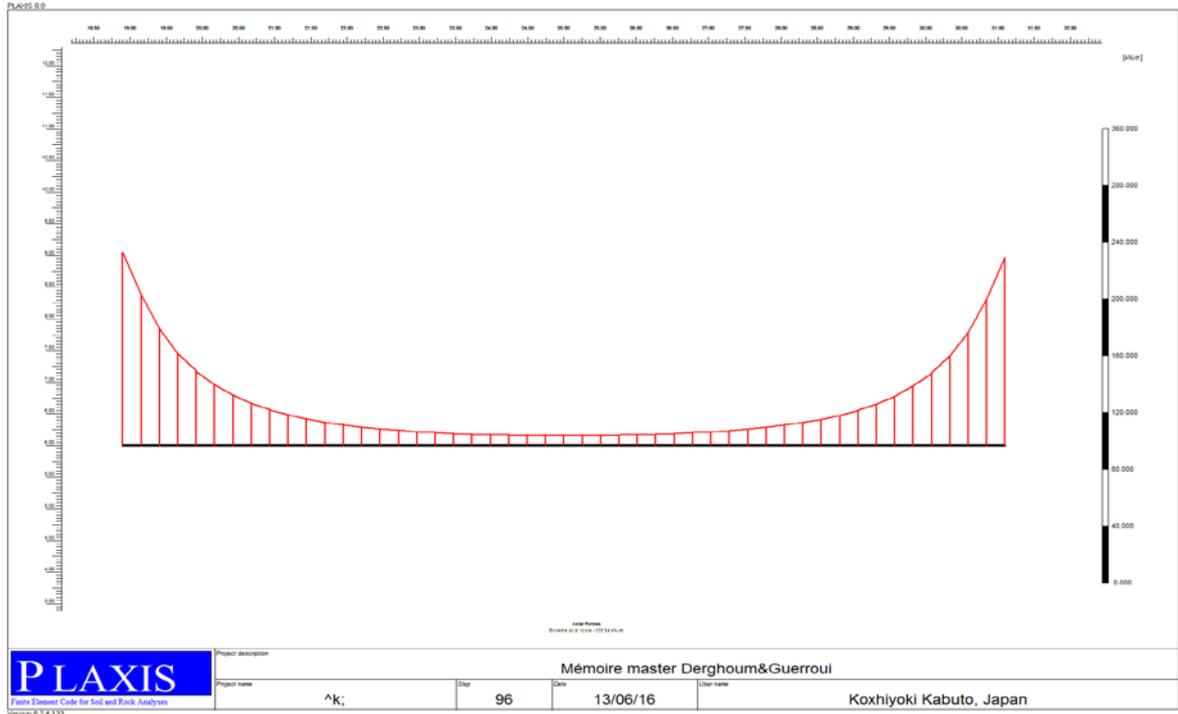


Figure V.29. La distribution de l'effort axial dans le radier à la fin de l'excavation

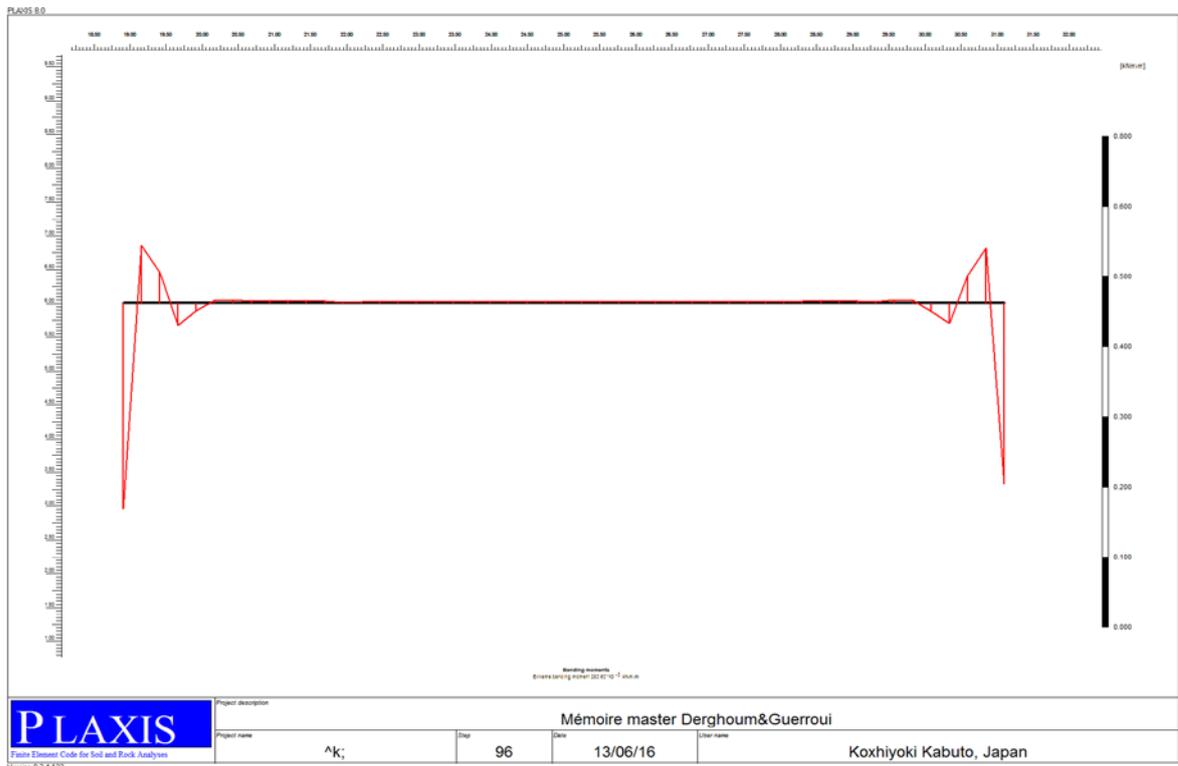


Figure V.30. La distribution du moment fléchissant dans le radier à la fin de l'excavation

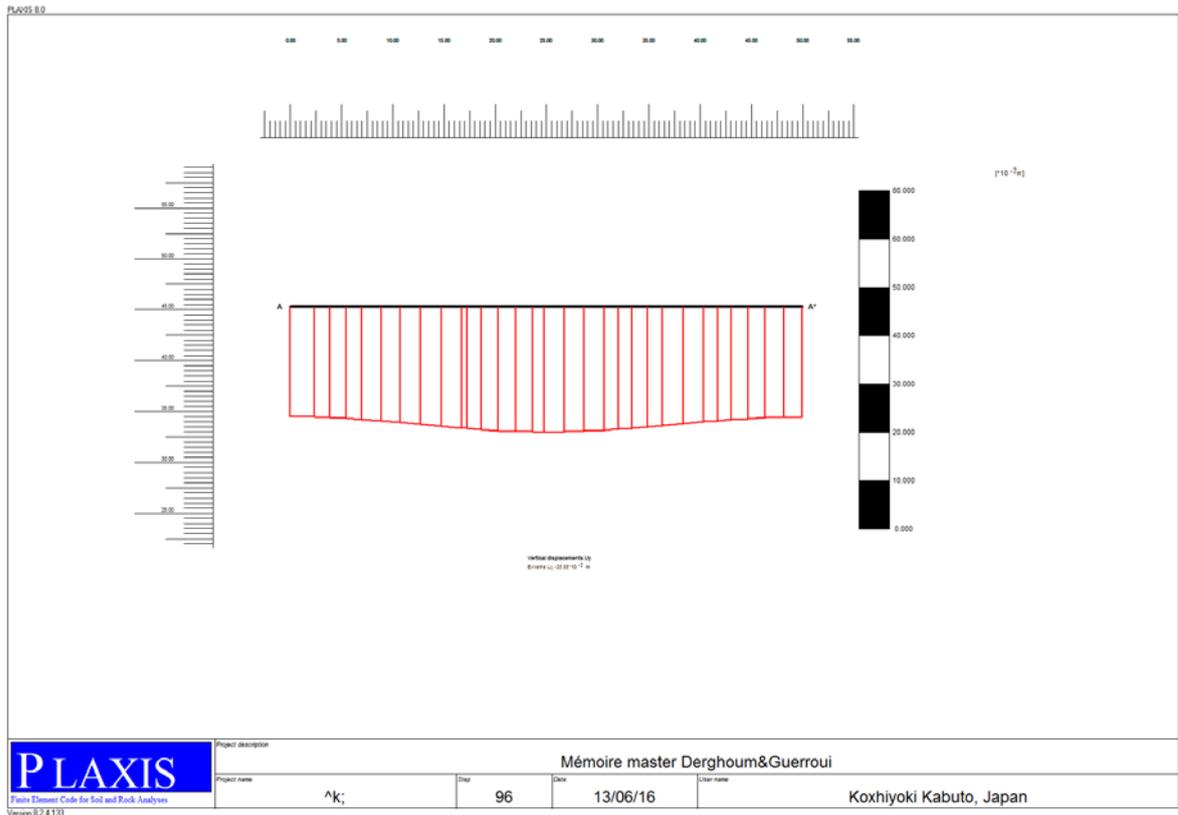


Figure V.31. Tassement dans le massif du sol 46m au dessus de tunnel à la fin de l'excavation

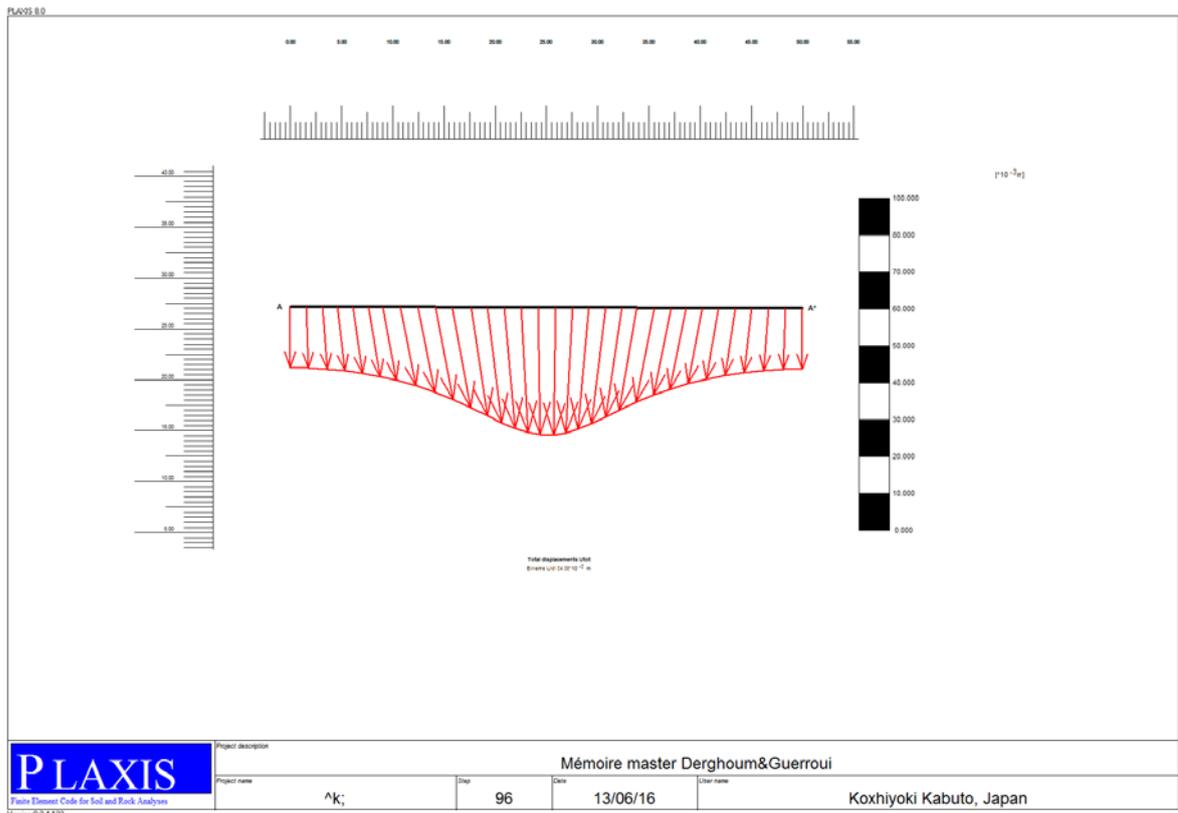


Figure V.32. Tassement dans le massif du sol 27.5 m au dessus de tunnel à la fin de l'excavation

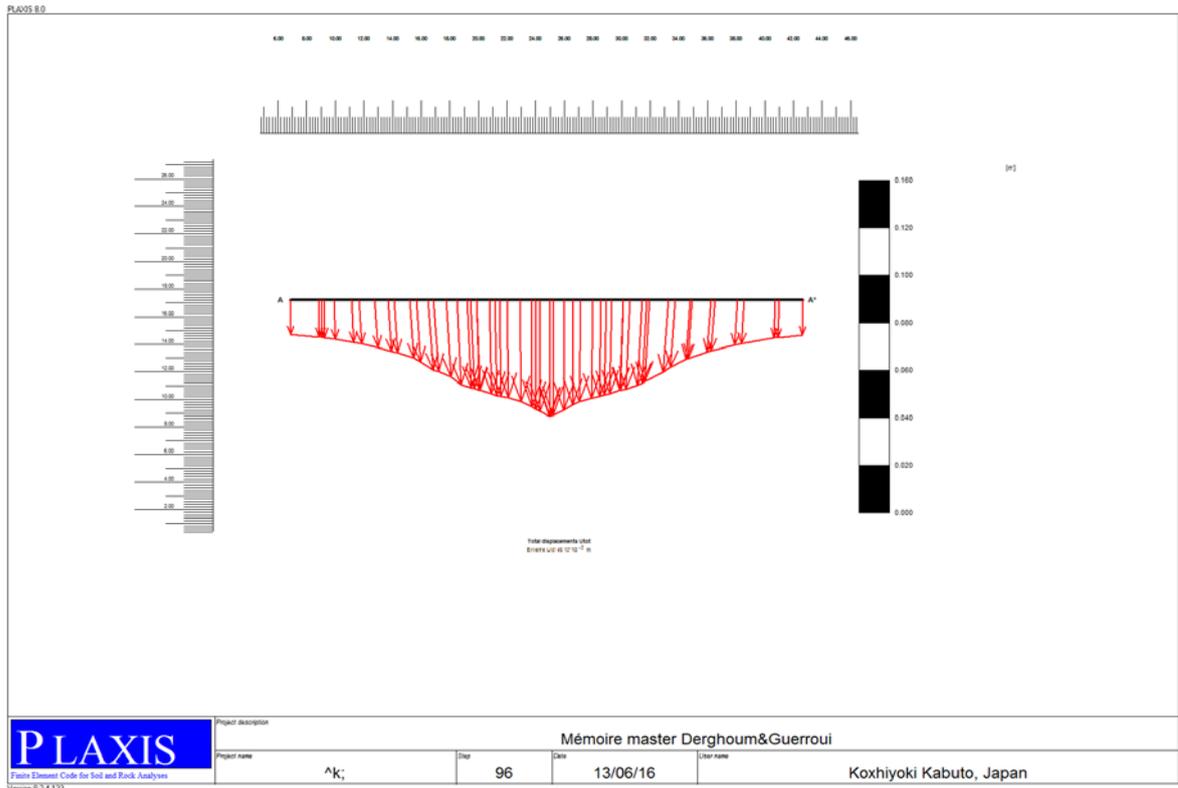


Figure V.33. Tassement dans le massif du sol 17.5 m au dessus de tunnel à la fin de l'excavation

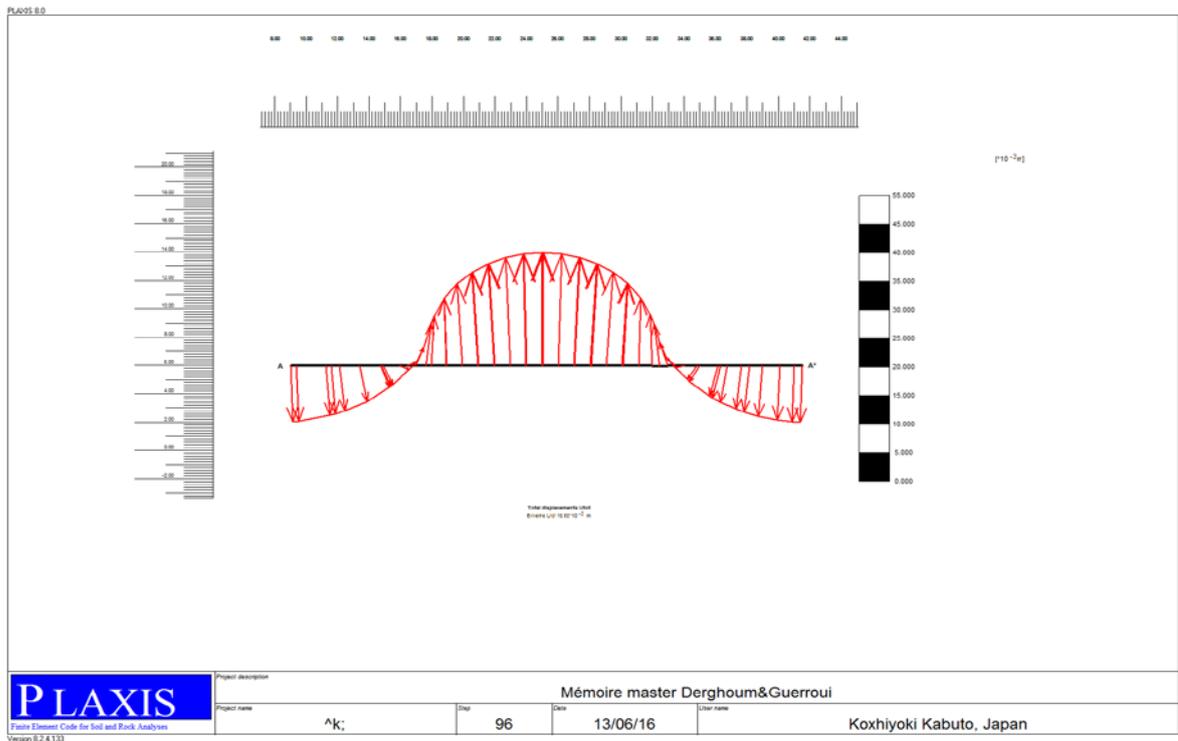


Figure V.34. Tassement soulèvement du radier à la fin de l'excavation

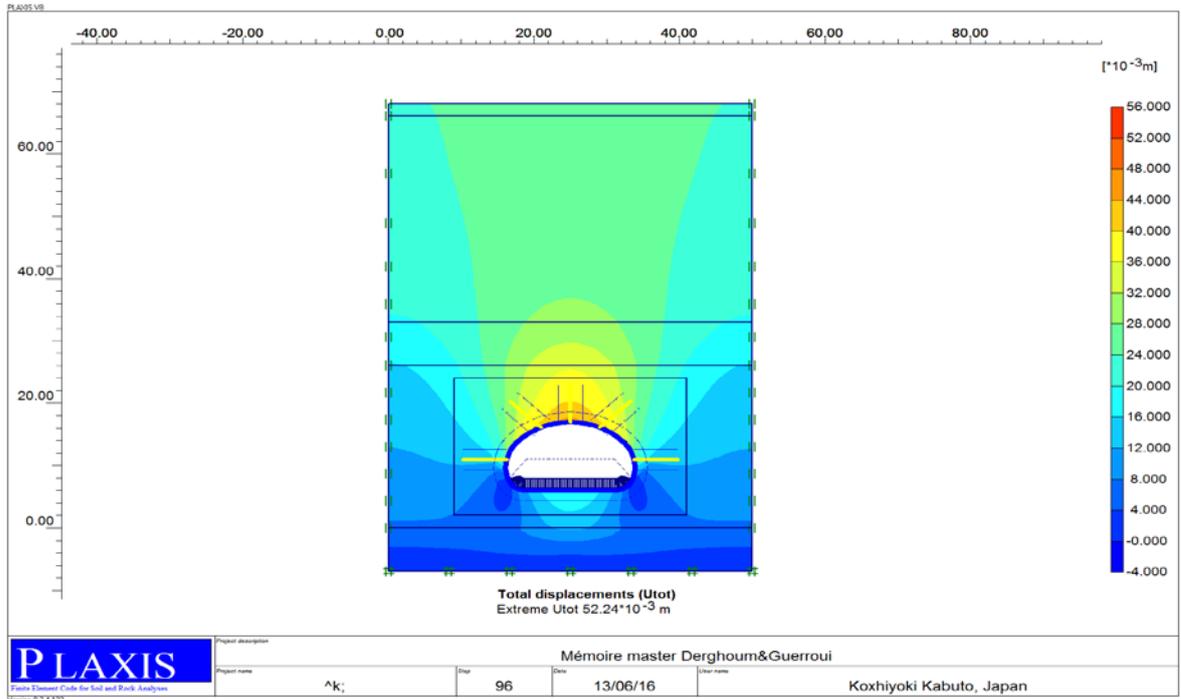


Figure V.35. La variation du déplacement total dans le massif d sol

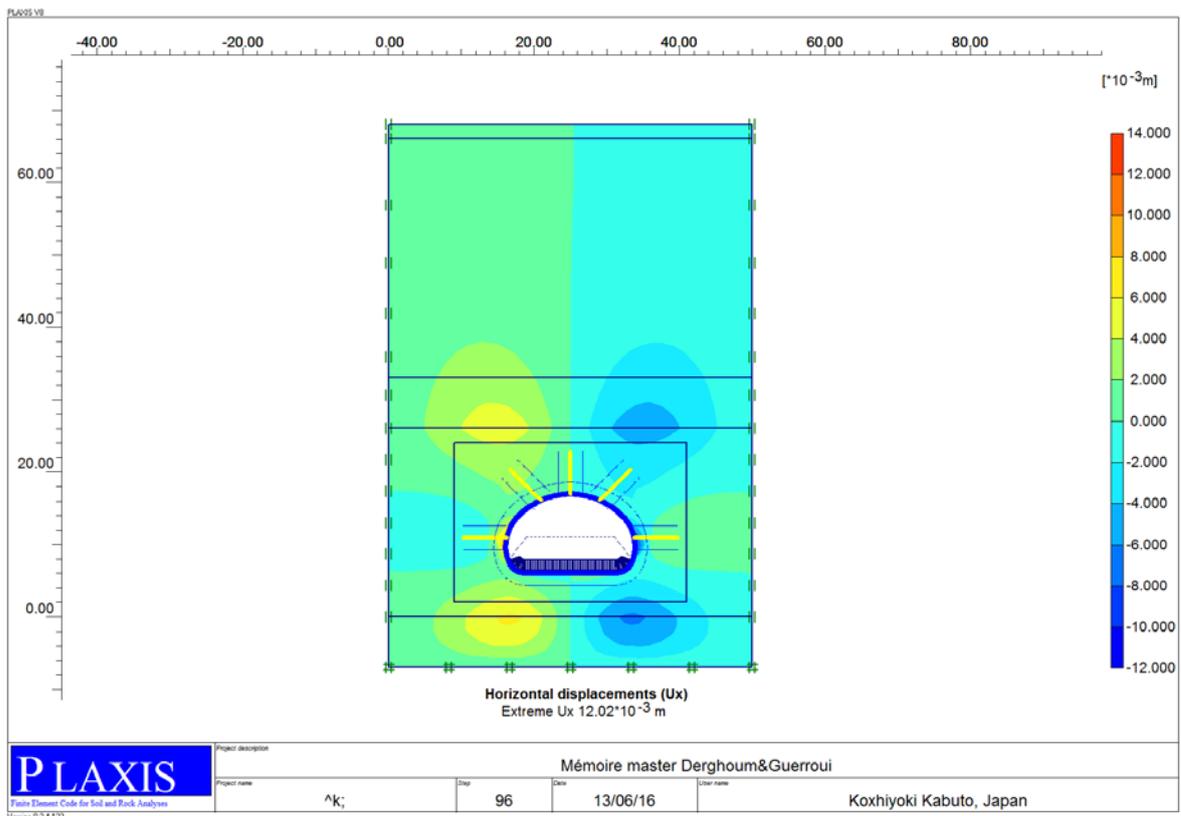


Figure V.36. La variation du déplacement horizontal dans le massif d sol

Les contraintes

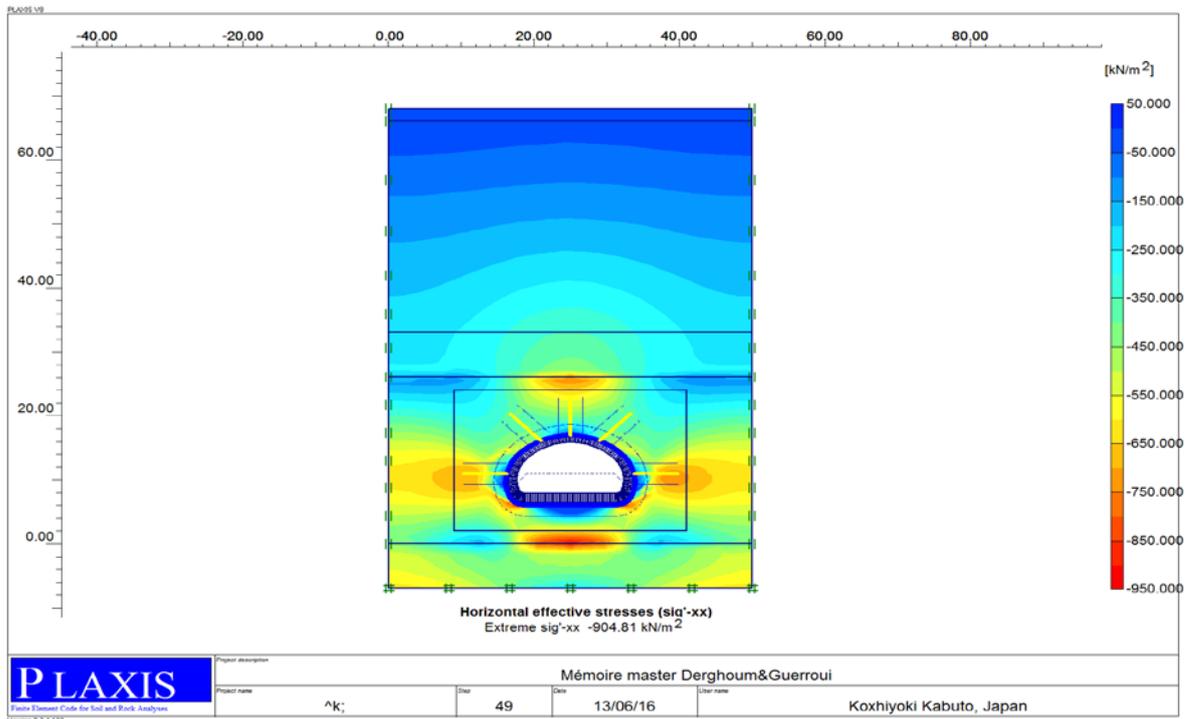


Figure V.37. La variation des contraintes effectives horizontales dans le massif d sol

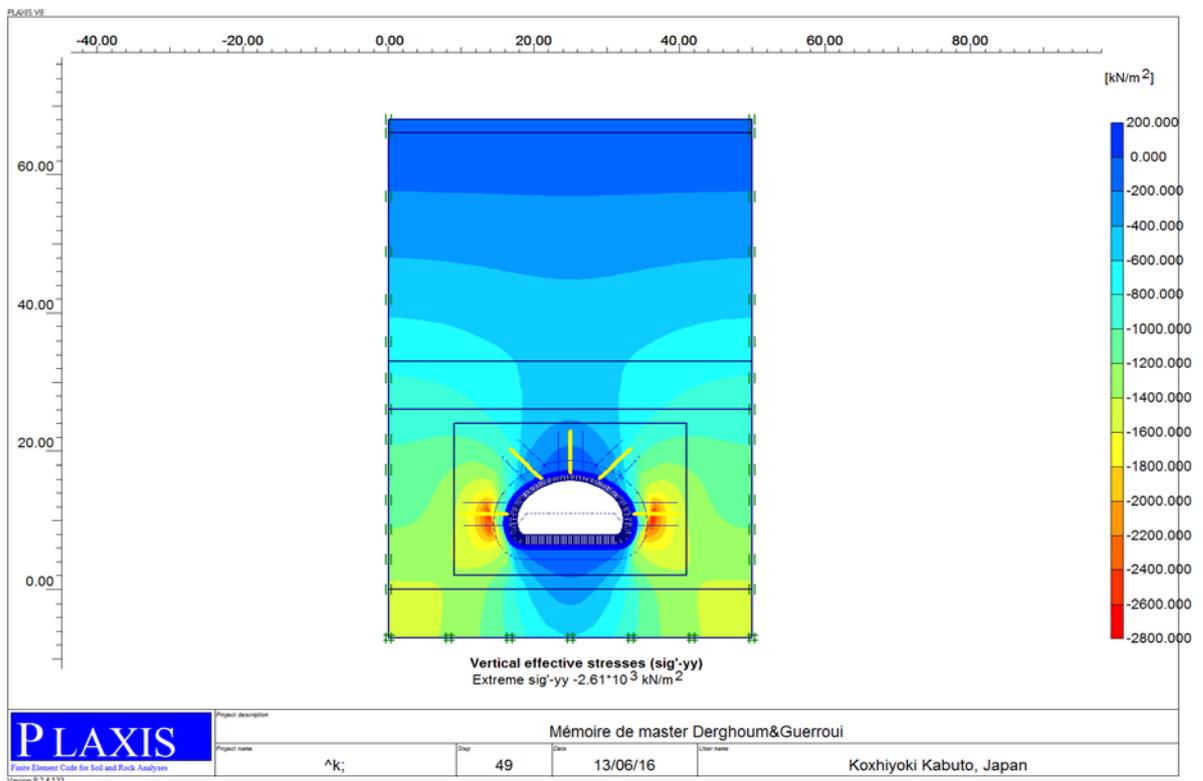


Figure V.38. La variation des contraintes effectives verticales dans le massif de sol

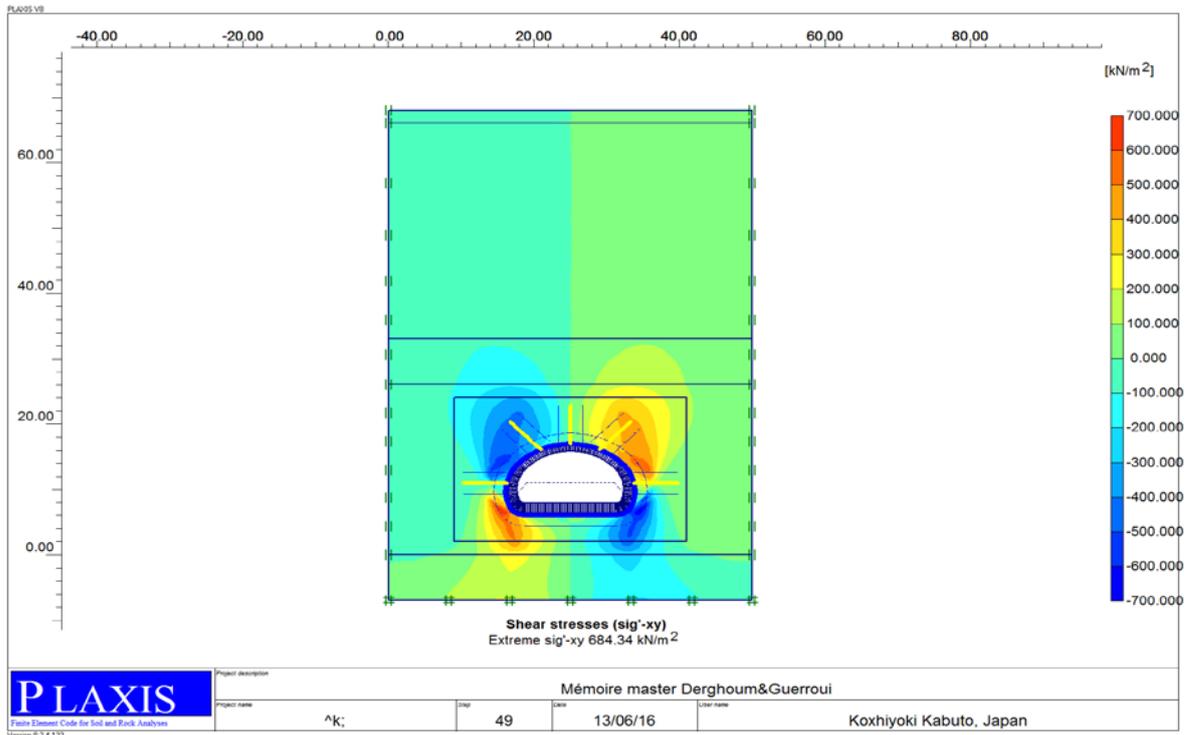


Figure V.39. La variation des contraintes tangentielles dans le massif de sol

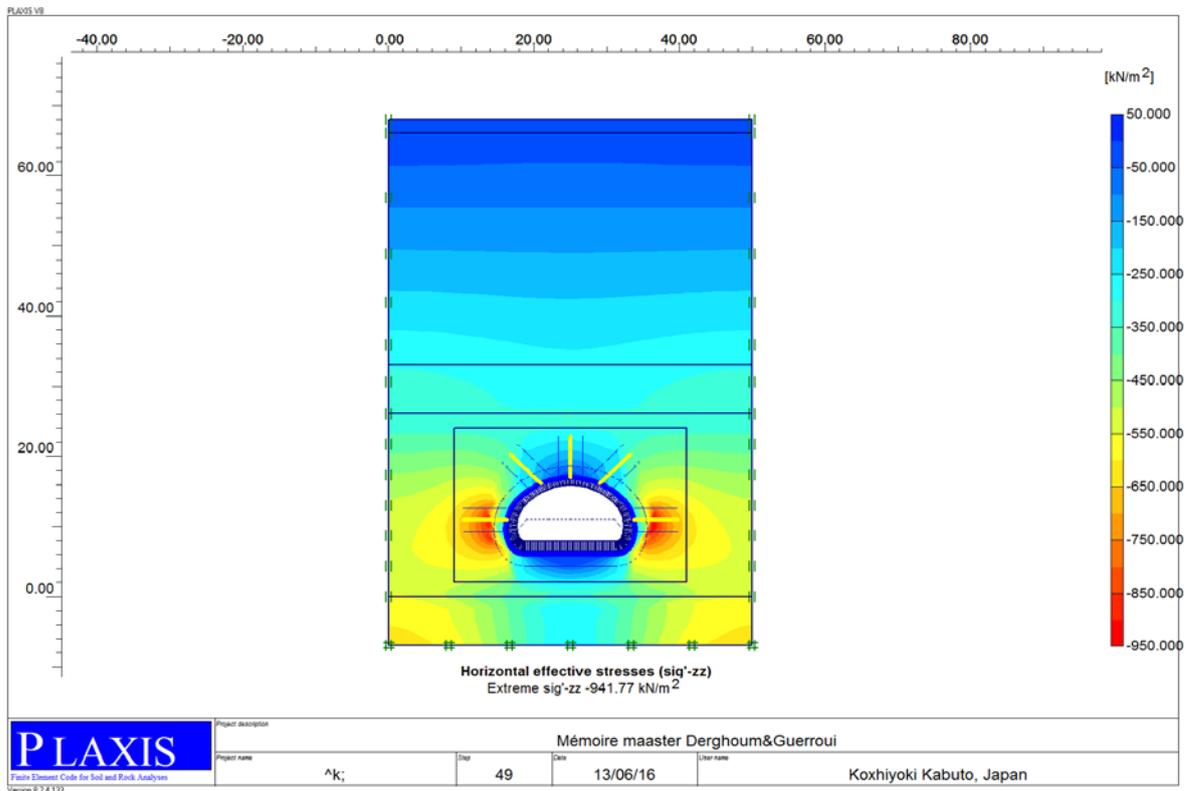


Figure V.40. La variation des contraintes effectives selon l'axe ZZ dans le massif de sol

Tableau V 12. *variation des sollicitations (M, T) et des déplacement au niveau du soutènement en fonction des phases de réalisation du tunnel*

M(exc.cal) [kN.m]	M(fin exc) [kN.m]	T (exc.cal) [kN]	T (fin exc) [kN]	Ux (exc.cal)x. 10^{-3} [m]	Ux (fin.exc) 10^{-3} [m]	Uy(fexcex c) 10^{-3} [m]	Uy(fin.cex c) 10^{-3} [m]
144.08	35.88	169.75	23.06	4.71	9.16	38.57	39.19

Tableau V.13. *Variation du tassement en fonction de la profondeur de la couverture*

Tassement [m]	46m	27m	17.5m
	24.75	34.38	49.13

V.9 Conclusion

Pour prédimensionner le tunnel traversant Djebel El Kantour, on a utilisé des méthodes empiriques, analytiques et numériques. Dans le cadre de cette étude chacune des formations rocheuses a été classée pour en déduire la méthode de soutènement la plus convenable. Selon les classes des différentes unités, le soutènement par cintres métalliques s'avère le plus approprié. Ceci étant avec l'application de béton projeté et boulons d'ancrage.

La modélisation par élément finis des phases de creusement et soutènement du tunnel traversant Djebel el-kantour nous a permis de déterminer la variation dans les moments, effort tranchant et déplacement au niveaux du soutènement composé de cintre métallique, boulons d'ancrages et béton projeté. On peut tirer les résultats suivant :

- Au début de l'excavation les sollicitations ont diminués après l'excavation du stross et la mise du soutènement
- Les déplacements horizontaux et verticaux au niveau du soutènement ont augmenté à la fin de l'excavation
- Le tassement au niveau du massif de sol supporté par le tunnel diminue dans le sens ascendant.
- On a constaté un soulèvement au niveau du radier général du tunnel.
- Le logiciel Plaxis nous a permis de déterminer les valeurs maximales des contraintes normales et tangentielles dans le massif au niveau de la clé de voute et les pieds droit de tunnel.
- L'étude paramétrique a mis en relief l'influence importante de trois paramètres à savoir le module d'Young, le rabattement de la nappe et l'écoulement sur les tassements en surface.

Références bibliographiques

- [1] AFTES, Recommandations relatives au choix du soutènement en galerie, TOS hors-série, (1993).
- [2] AFTES, Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et la réalisation des ouvrages souterrains, TOS, (2003).
- [3] AFTES, Glossaire relatif aux tunneliers, groupe de travail 4, TOS, (1999).
- [4] AFTES, Recommandations relatives aux choix des techniques d'excavation mécanisées, TOS, (2000).
- [5] AFTES, Recommandations relatives à l'utilisation des règles et normes générales de conception et de dimensionnement pour les revêtements de tunnel en béton armé et non armé, TOS 165, (2001).
- [6] AFTES, Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains, TOS 177, (2003).
- [7] A. Bouvard-Lecoanet, G. Colombet et F. Esteulle, Ouvrages souterrains - Conception, réalisation, entretien, Presses de l'ENPC, Paris, (1992).
- [8] Cetu, Dossier pilote des tunnels : Génie Civil / géologie - hydrogéologie - géotechnique, vol. 2, Ministère de l'Equipement, Bron, (1998).
- [9] Cetu, Dossier pilote des tunnels : Génie Civil / Conception et dimensionnement, vol. 3, Ministère de l'Equipement, Bron, (1998).
- [10] Cetu, Dossier pilote des tunnels : Génie Civil /Procédés de creusement et de Soutènement, vol.4, Ministère de l'Equipement, Bron, (1998).
- [11] Cetu, Dossier pilote des tunnels : Génie Civil / étanchement et revêtement, vol. 5, Ministère de l'Equipement, Bron, (1998).
- [12] Cetu, Guide d'inspection du Génie Civil des tunnels routiers Livres 2 : Catalogue des désordres, Ministère de l'Equipement, Bron, (2015).
- [13] CFMR, Fondements, vol. 1 de Manuel de mécanique des roches, Presses de l'ENSMP, Paris, (2000).
- [14] CFMR, Les applications, vol. 2 de Manuel de mécanique des roches, Presses de l'ENSMP, Paris, (2004).
- [15] C. Plumelle. Théorie et pratique de la géotechnique. Exercices et applications de mécanique des sols, Le Moniteur, Paris, (2015).
- [16] F. Martin. Mécanique des roches et travaux souterrains : cours et exercices corrigés. Ed. BG Ingénieurs Conseils, ENS Cachan, France. (2012)
- [17] J.L. Durville et H. Héraud, Description des roches et des massifs rocheux (c352), Techniques de l'Ingénieur, Traité de Construction (1995).
- [18] M. Gasc Barbie et D. Huntz. La mécanique des roches appliqué au Génie Civil, Dunod, Paris , (2019)
- [19] M. Panet, Mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil, Presses de l'ENPC , Paris, (1976).
- [20] M. Panet, Le calcul des tunnels par la méthode convergence - confinement, Presses de l'ENPC, Paris, (1995).
- [21] P. Gesta, Travaux souterrains, Article de technique de l'ingénieur. <http://www.techniques-ingenieur.fr/>, (1994)
- [22] <https://educnet.enpc.fr/course/view.php?id=214> .
- [23] <http://www.cetu.developpement-durable.gouv.fr/>

Annexe : Choix des soutènements des massifs -Méthode de N.Barton -

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement
	RQD Jn	Jr Ja	Portée ESR	
1*	-	-	-	sb (utg)
2*	-	-	-	sb (utg)
3*	-	-	-	sb (utg)
4*	-	-	-	sb (utg)
5*	-	-	-	sb (utg)
6*	-	-	-	sb (utg)
7*	-	-	-	sb (utg)
8*	-	-	-	sb (utg)
9	≥ 20 < 20	-	-	sb (utg) B (utg) 2,5-3 m
10	≥ 30 $\wedge 30$	-	-	B (utg) 2-3 m B (utg) 1,5-2 m + clm
11*	≥ 30 < 30	-	-	B (tg) 2-3 m B (tg) 1,5-2 m + clm
12*	≥ 30 < 30	-	-	B (tg) 2-3 m B (tg) 1,5-2 m + clm
13	≥ 10 ≥ 10 < 10 < 10	$\geq 1,5$ $< 1,5$ $\geq 1,5$ $< 1,5$	-	sb (utg) B (utg) 1,5-2 m B (utg) 1,5-2 m B (utg) 1,5-2 m + S 2-3 cm
14	≥ 10 < 10 -	- - -	≥ 15 m ≥ 15 m < 15 m	B (tg) 1,5-2 m + clm B (tg) 1,5-2 m + S (mr) 5-10 cm B (utg) 1,5-2 m + clm

Soutènement des massifs de qualité "excellente, extrêmement bonne très bonne, bonne" $Q = 1\ 000$ à 10

sb - (Spot bolting) boulonnage local

B - (Systematic bolting) boulonnage systématique suivi de l'écartement des boulons en m

(utg) - (Untensioned, grouted) passif, injecté

(tg) - (Tensioned) précontraint (coquille à expansion pour les massifs résistants, scellement au coulis et post-contraint pour les massifs très médiocres - voir note XI)

S - (Shotcrete) béton projeté suivi de l'épaisseur en cm

(mr) - (Mesh reinforced) treillis soudé

clm - (Chain link mesh) grillage

CCA - (Cast Concrete Arch) revêtement en béton coffré suivi de l'épaisseur en cm

(sr) - (Steel reinforced) armature acier

Nota : Les boulons sont supposés être de $\varnothing 20$ mm.

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	RQD Jn	Jr Ja	Portée ESR		
15	> 10 ≤ 10	-	-	B (tg) 1,5-2 m + clm B (tg) 1,5-2 m + S (mr) 5-10 cm	I.II.IV I.II.IV
16* Voir note XII	> 15 ≤ 15	-	-	B (tg) 1,5-2 m + clm B (tg) 1,5-2 m + S (mr) 10-15 cm	I.V.VI I.V.VI

Méthode de N. BARTON
Soutènement des massifs de qualité « moyenne » et « médiocre »
Q = 10 à 1

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	RQD Jn	Jr Ja	Portée ESR		
17	> 30	-	-	sb (utg)	I
	$\geq 10, \leq 30$	-	-	B (utg) 1-1,5 m	I
	< 10	-	≥ 6 m	B (utg) 1-1,5 m + S 2-3 cm	I
	< 10	-	< 6 m	S 2-3 cm	I
18	> 5	-	≥ 10 m	B (tg) 1-1,5 m + clm	I.III
	> 5	-	< 10 m	B (utg) 1-1,5 m + clm	I
	≤ 5	-	≥ 10 m	B (tg) 1-1,5 m + S 2-3 cm	I.III
	≤ 5	-	< 10 m	B (utg) 1-1,5 m + S 2-3 cm	I
19	-	-	≥ 20 m	B (tg) 1-2 m + S (mr) 10-15 cm	I.II.IV
	-	-	< 20 m	B (tg) 1-1,5 m + S (mr) 5-10 cm	I.II
20* Voir note XII	-	-	≥ 35 m	B (tg) 1-2 m + S (mr) 20-25 cm	I.V.VI
	-	-	< 35 m	B (tg) 1-2 m + S (mr) 10-20 cm	I.II.IV
21	$\geq 12,5$	$\leq 0,75$	-	B (utg) 1 m + S 2-3 cm	I
	< 12,5	$\leq 0,75$	-	S 2,5-5 cm	I
	-	> 0,75	-	B (utg) 1 m	I
22	> 10, < 30	> 1,0	-	B (utg) 1 m + clm	I
	≤ 10	> 1,0	-	S 2,5-7,5 cm	I
	< 30	$\leq 1,0$	-	B (utg) 1 m + S (mr) 2,5-5 cm	I
	≥ 30	-	-	B (utg) 1 m	I
23	-	-	≥ 15 m	B (tg) 1-1,5 m + S (mr) 10-15 cm	I.II.IV.VII
	-	-	< 15 m	B (utg) 1-1,5 m + S (mr) 5-10 cm	I
24* Voir note XII	-	-	≥ 30 m	B (tg) 1-1,5 m + S (mr) 15-30 cm	I.V.VI
	-	-	< 30 m	B (tg) 1-1,5 m + S (mr) 10-15 cm	I.II.IV

Soutènement des massifs de qualité « très médiocre »
 $Q = 1,0$ à $0,1$

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	RQD Jn	Jr Ja	Portée ESR		
25	> 10	> 0,5	-	B (utg) 1 m + mr ou clm	I
	≤ 10	> 0,5	-	B (utg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
	-	≤ 0,5	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
26	-	-	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5-7,5 cm	VIII.X.XI
	-	-	-	B (utg) 1 m + S 2,5-5 cm	I.IX
27	-	-	≥ 12 m	B (tg) 1 m + S (mr) 7,5-10 cm	I.IX
	-	-	< 12 m	B (utg) 1 m + S (mr) 5-7,5 cm	I.IX
	-	-	> 12 m	CCA 20-40 cm + B (tg) 1 m	VIII.X.XI
	-	-	< 12 m	S (mr) 10-20 cm + B (tg) 1 m	VIII.X.XI
28* Voir note XII	-	-	≥ 30 m	B (tg) 1 m + S (mr) 30-40 cm	I.IV.V.IX
	-	-	(≥ 20 m, < 30 m)	B (tg) 1 m + S (mr) 20-30 cm	I.II.IV.IX
	-	-	< 20 m	B (tg) 1 m + S (mr) 15-20 cm	I.II.IX
	-	-	-	CCA (sr) 30-100 cm + B (tg) 1 m	IV.VIII. X.XI
29*	> 5	> 0,25	-	B (utg) 1 m + S 2-3 cm	-
	≤ 5	> 0,25	-	B (utg) 1 m + S (mr) 5 cm	-
	-	≤ 0,25	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	-

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	RQD Jn	Jr Ja	Portée ESR		
30	≥ 5	-	-	B (tg) 1 m + S 2,5-5 cm	IX
	< 5	-	-	S (mr) 5-7,5 cm B (tg) 1 m + S (mr) 5-7,5 cm	IX VIII.X.XI
31	> 4	-	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5-12,5 cm	IX
	≤ 4, ≥ 1,5	-	-	S (mr) 7,5-25 cm CCA 20-40 cm	IX IX
	< 1,5	-	-	+ B (tg) 1 m CCA (sr) 30-50 cm + B (tg) 1 m	VII.X.XI
32 Voir note XII	-	-	≥ 20 m	B (tg) 1 m + S (mr) 40-60 cm	II.IV.IX
	-	-	< 20 m	B (tg) 1 m + S (mr) 20-40 cm	III.IV.IX
	-	-	-	CCA (sr) 40-120 cm + B (tg) 1 m	IV.VIII. X.XI

Tableau 3.18
Méthode de N. BARTON
Soutènement des massifs de qualité
 « extrêmement médiocre, exceptionnellement mauvaise » $Q = 0,1$ à $0,001$

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	Portée ESR		
33*	≥ 2	-	-	B (tg) 1 m	IX
	< 2	-	-	+ S (mr) 2,5-5 cm	IX
	-	-	-	S (mr) 5-10 cm S (mr) 7,5-15 cm	VIII.X
34	≥ 2	$\geq 0,25$	-	B (tg) 1 m	IX
	< 2	$\geq 0,25$	-	+ S (mr) 5-7,5 cm	IX
	-	$< 0,25$	-	S (mr) 7,5-15 cm	IX
	-	-	-	S (mr) 15-25 cm CCA (sr) 20-60 cm + B (tg) 1 m	VIII.X.XI
35 Voir note XII	-	-	≥ 15 m	B (tg) 1 m	II.IX
	-	-	≥ 15 m	+ S (mr) 30-100 cm CCA (sr) 60-200 cm	VIII.X.XI
	-	-	< 15 m	+ B (tg) 1 m B (tg) 1 m	II IX.III
	-	-	< 15 m	+ S (mr) 20-75 cm CCA (sr) 40-150 cm + B (tg) 1 m	VIII.X.XI. III
36*	-	-	-	S (mr) 10-20 cm	IX
	-	-	-	S (mr) 10-20 cm + B (tg) 0,5-1,0 m	VIII.X.XI
37	-	-	-	S (mr) 20-60 cm	IX
	-	-	-	S (mr) 20-60 cm + B (tg) 0,5-1,0 m	VIII.X.XI
38 Voir note XIII	-	-	≥ 10	CCA (sr) 100-300 cm	IX
	-	-	≥ 10	CCA (sr) 100-300 cm	VIII.X.XI
	-	-	< 10	+ B (tg) 1 m	XI
	-	-	< 10	S (mr) 70-200 cm S (mr) 70-200 cm + B (tg) 1 m	IX VIII.X. III.XI