

Introduction

Ce polycopié reprend les grandes lignes du cours de mécanique des roches et de travaux souterrains proposé à l'ENS Cachan, dans le cadre de la préparation à l'agrégation de Génie Civil, et à l'ENPC, dans le cadre du Master-II Recherche MSROE. Son contenu dépasse largement le programme officiel du concours de l'agrégation.

Le premier chapitre est consacré à la conception des travaux souterrains (orientation des choix, critères...) et à la technologie classiquement utilisée. La deuxième partie aborde la mécanique des roches au travers de la description des massifs rencontrés (importance et description des discontinuités, comportement global, couplages...) et des spécificités qui la différencient de la mécanique des sols avec notamment l'apport fondamental de la géologie. Enfin le troisième et dernier chapitre est consacré à la présentation des différentes méthodes de vérification des ouvrages creusés au rocher (roches tendres ou roches dures).

L'instrumentation du terrain, ainsi que l'hygiène et la sécurité d'un chantier de tunnel ne font pas l'objet de paragraphes en soit, car ils sont abordés à divers endroits du cours.

Ces notes de cours, encore incomplètes, sont vouées à évoluer au fil de vos remarques et suggestions. Une bibliographie sommaire est proposée à la fin de ce poly pour compléter et approfondir la formation.

Un grand merci aux différents relecteurs du Cetu qui nous ont complétés et corrigés : E. Bieth, P. Bouguet, L. Chantron, C. Choquet, G. Clamade, G. Mazzoleni, E. Pillant, J.-C. Rabbe et T. Panigoni.

Pour toute remarque : cetu@equipement.gouv.fr

Cette version électronique du document est allégée de quelques photos pour être disponible sur Internet. Elle est téléchargeable sur le site du Cetu : <http://www.cetu.equipement.gouv.fr/>

Selon l'article L. 122-4 du Code la propriété intellectuelle sur le droit d'auteur (Première partie, Livre premier) : "Toute représentation ou reproduction intégrale ou partielle faite sans le consentement de l'auteur ou de ses ayants droit ou ayants cause est illicite. Il en est de même pour la traduction, l'adaptation ou la transformation, l'arrangement ou la reproduction par un art ou un procédé quelconque."

En aucun cas les informations contenues dans ce document ne sauraient engager la responsabilité du Cetu et des auteurs.

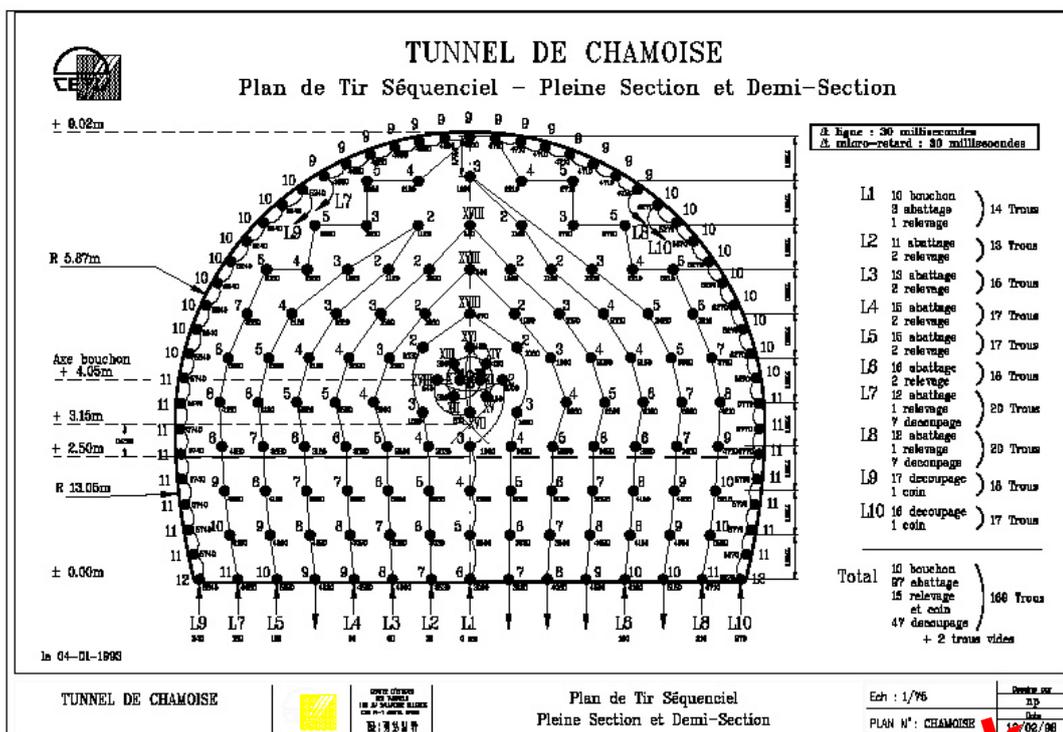


FIG. 1.4 – Plan de tir séquentiel optimisé pour le tunnel de Chamoise (1993). Doc Cetu.

Après le tir, il faut ventiler et disperser les gaz toxiques (CO , CO_2 , NO_x , ...) pour les diluer. Une réglementation existe à ce sujet.

Nuisances dues aux explosifs

Suivant l'environnement, la géologie, la topographie et la densité d'habitations autour du tunnel, les nuisances causées par les tirs sont plus ou moins importantes : projections de blocs, bruits, vibrations, etc. Les vibrations transmises au terrain peuvent engendrer des désordres sur les habitations voisines, à plusieurs centaines de mètres du front de taille. Leur mesure, définie dans le marché, est réalisée par des capteurs — appelés géophones — scellés sur les murs porteurs de bâtiments et les reliefs naturels. On en déduit la vitesse particulière et la fréquence des vibrations, dont les seuils sont fixés par le CCTP⁶ de l'ouvrage à construire (vitesses de 3 à 8 mm/s pour les monuments, 10 à 20 mm/s pour les habitations, avec des fenêtres fréquentielles prédéfinies, etc...). Dans un terrain vierge et hétérogène, il est illusoire de vouloir prédire le niveau de vibration sans tirs d'essais. Dans certains cas, plus d'explosifs ne veut pas forcément dire plus de vibrations. On peut tout de même estimer celles-ci après calages grâce à la formule d'amortissement dite "Loi Chapot" :

$$V = K \left(\frac{D}{Q_i^n} \right)^{-\alpha}$$

V est la vitesse maximale estimée (mm/s), D la distance au front (m), n souvent pris à 0.5, Q_i la charge unitaire d'explosif (kg), K et α sont deux paramètres fonction du terrain et du type de tir.

Lorsque le projet est éloigné de toute habitation ou de tout autre ouvrage souterrain (tunnels, grottes...), et lorsque le rocher peut accepter des ébranlements sans incidence pour le futur ouvrage, l'optimisation du plan de tir est rarement faite et les essais de tir ne sont réalisés au début du chantier que pour valider le plan de tir retenu (efficacité, bon découpage...).

⁶Cahier des Clauses Techniques Particulières.

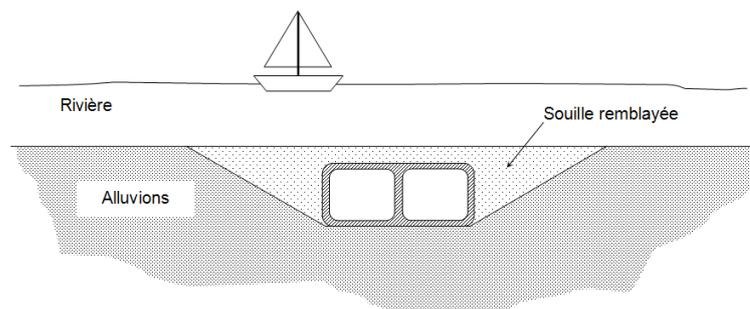


FIG. 1.13 – Schéma en coupe d'un tunnel immergé une fois terminé. La pose des caissons nécessite l'excavation d'une souille de largeur importante.

2. Réalisation d'une *souille*²⁰ par dragage mécanique du fond de la rivière. Cette opération est longue et nécessite un entretien régulier car le courant a tendance à reboucher l'excavation.
3. Transport des caissons, un par un, par flottaison à la verticale de leur emplacement définitif.
4. Echouage des caissons par remplissage interne, un par un, pour les asseoir dans la souille.
5. Ancrage et clavage du dernier caisson au précédent, puis pompage pour évacuer l'eau.
6. Une fois les caissons entièrement clavés et l'étanchéité vérifiée, on rebouche la souille.

Les tunnels immergés sont délicats à mettre en oeuvre mais représentent souvent la seule solution souterraine envisageable pour franchir les faibles longueurs (de l'ordre d'1 km). La technique est très répandue aux Pays-Bas, où elle est encore régulièrement utilisée.

1.8 Surveillance et conservation du patrimoine

Cette partie a été rédigée par Sébastien Frachon, contrôleur au Centre d'Études des Tunnels.

Tous les Ouvrages d'Art français font l'objet d'une surveillance et d'un entretien réguliers. Pour le **réseau routier national**, cela est réglementé par l'instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art (ITSEOA) du 19 octobre 1979, qui fait l'objet d'une révision à compter du 1er janvier 1996. La réglementation pour les tunnels est précisée dans le fascicule 40, cette instruction est en cours de révision. En 2005, le patrimoine des tunnels routiers creusés du réseau national est de 107 tubes, totalisant une longueur de 47 km.

1.8.1 Le rôle des inspections

En France, tous les ouvrages d'art sont soumis à des actions de surveillance. Pour les tunnels, les principales dispositions concernant la surveillance du génie civil sont les suivantes :

- **La surveillance continue** prend une importance particulière : elle est formalisée par un relevé permanent d'événements, tenu en subdivision²¹ (exemple Fig. 1.14).
- **Le contrôle annuel** est constitué d'un bilan annuel des événements, complété par un examen sommaire des têtes et des parties non circulées, réalisé par des agents de la subdivision.
- **L'inspection détaillée périodique (IDP)** porte uniquement sur le génie civil des ouvrages et consiste à observer la nature des revêtements et les défauts qui les affectent (fissures, écaillages, déformations, zones sonnantes le creux, venues d'eau).

²⁰Souille : tranchée creusée à même le lit de la rivière pour accueillir le futur ouvrage.

²¹Subdivision de la DDE.

Réparation, remise à niveau et amélioration

Toute opération consistant à remettre partiellement ou totalement un tunnel dans son état de service constitue une réparation.

Le terme de remise à niveau s'applique aux travaux dont l'objectif est par exemple d'adapter l'ouvrage aux exigences nouvelles de sécurité.

Enfin les améliorations sont des opérations souvent très lourdes qui visent à améliorer le niveau de service d'un tunnel à travers la modification de certaines caractéristiques (élargissement, augmentation de gabarit, création d'une étanchéité générale, etc.), et qui peuvent requérir l'établissement d'un dossier de sécurité à présenter devant le comité national d'évaluation de la sécurité des ouvrages routiers (CNESOR).

Il est à noter qu'à l'occasion de l'étude de réparation, l'opportunité de réaliser une amélioration est pratiquement toujours envisagée. Dans tous les cas, l'étude et les travaux de réparation d'un tunnel s'effectuent en différentes étapes successives dont l'ordre chronologique est important. La démarche qui suit est valable quel que soit le maître d'ouvrage. Elle comprend :

1. le diagnostic ;
2. la définition du programme des exigences et les études préliminaires ;
3. le projet de réparation ;
4. les travaux ;
5. la remise en service de l'ouvrage.

Voici quelques exemples de réparations selon la nature du revêtement :

- *Tunnels non revêtus* : purges, boulonnage, béton projeté ;
- *Revêtements en maçonnerie* : rejointoiement, remplacement localisé de matériaux, chemisage, injections d'intrados ;
- *Revêtements en béton* : injections internes, injections d'extrados.

En conclusion, la surveillance systématique des ouvrages apparaît comme une démarche sécuritaire et rentable dans la mesure où elle permet d'effectuer en temps voulu les opérations d'entretien et de remise en état nécessaires.

Des améliorations ont été apportées au cours des dernières années dans les méthodes de surveillance, d'auscultation et de réparation, en tirant profit des évolutions dans les domaines de l'informatique, du traitement des signaux ou des nouvelles technologies. Dans le domaine des réparations, de nouvelles techniques, telles que les coques en béton projeté armé indépendantes, sont utilisées. Ces avancées technologiques pour les tunnels en service sont nécessaires dans la mesure où le patrimoine de ces ouvrages est en constante progression et qu'il importe de le maintenir en état.

Chapitre 2

Notions de mécanique des roches

2.1 Présentation de la mécanique des roches

2.1.1 Méca roches et méca sols

Les praticiens de la mécanique générale vous diront avec une certitude et un certain dédain que travailler sur les roches, les sols, les métaux, les polymères et les bétons, c'est bonnet-blanc et blanc-bonnet. Cet argument maintes fois entendu montre une réelle méconnaissance des géomatériaux. Il convient tout d'abord de bien différencier ce que nous appellerons par la suite roches et sols. Voici une définition d'origine mécanique¹ :

- *Roches* : Géomatériaux possédant une cohésion ($C \neq 0$) et une résistance à la compression simple supérieure à 20 Mpa.
- *Sols* : Géomatériaux pulvérulents ou cohésifs mais ne présentant pas ou pratiquement pas de résistance à la compression simple. La cohésion disparaît par dissolution.

La règle plus générale veut que l'on désigne par roches les terrains profonds et par sols les terrains de surface². Certaines roches, telles les marnes à faible % de CaCO_3 ou les granites très fracturés et altérés, sont inclassables. Leur comportement, au cœur de la recherche, n'est ni celui d'un sol ni celui d'une roche classique. Tout est affaire de compromis!

Nous verrons dans la suite que la rhéologie d'une roche est fortement liée à son degré de fracturation, ce qui n'est pas le cas d'un sol.

2.1.2 Naissance et applications de la méca roches

Une science cinquantenaire

Les premiers à avoir étudié et pratiqué la mécanique des roches, de façon empirique certes, mais efficace, furent les ingénieurs des mines confrontés à la stabilité des épontes³ rocheuses de leur exploitation. Les premiers traités d'exploitation des mines — De Re Metallica (1566) ou l'Encyclopédie (1751) — ne mentionnent guères les techniques d'excavation et de stabilité des terrains. Les cours des mines publiés par la suite (H. De La Goupillière par exemple en 1911) ne furent guères plus précis dans la conception des soutènements. Une idée générale conduit à considérer que "construire sur le roc" est un gage de sécurité. Le développement de grandes infrastructures en altitude (stations de ski, passage de cols) et la construction des barrages hydro-électriques de montagne ont nuancé cette considération. La chute de blocs, les glissements de talus rocheux et l'importance de l'eau dans les fractures (catastrophe du barrage de Malpasset en 1959) ont poussé les ingénieurs à étudier plus en détail le comportement du *massif rocheux* dans sa globalité.

Le Comité International des Grands Barrages, créé en 1927, fut le premier à réfléchir sur le problème, et son congrès de 1964 marque le début de ce que l'on appelle la mécanique des roches⁴. Les français ont

¹Il en existe d'autres, géologiques par ex.

²Terrains issus de l'érosion des roches.

³Épontes : dans les mines, terme désignant les roches entourant une couche géologique considérée.

⁴L'International Society of Rock Mechanics (ISRM) fut créée en 1962 mais son premier congrès international remonte à 1966. Le terme *mécanique des roches* est dû à Talobre, ingénieur chez EDF, en 1956.

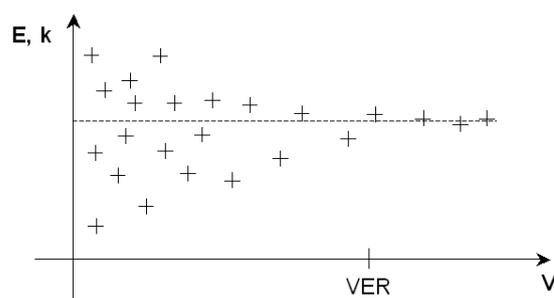


FIG. 2.8 – Dispersions des mesures et Volume Élémentaire Représentatif.

taille des échantillons, pour se stabiliser à une valeur moyenne, au-delà d'un volume dit *Volume Élémentaire Représentatif* (VER) qui contient statistiquement un nombre à peu près constant de discontinuités.

Le VER peut être assez difficile à estimer lorsque plusieurs familles de discontinuités existent.

Valeur moyenne

Pour l'échantillon de labo, c'est typiquement le cas de R_c qui diminue avec la taille de l'éprouvette.

De façon analogue, du fait de la présence des discontinuités dans le massif, on peut aussi dire — très schématiquement — que les ouvrages (galeries, talus,...) de grandes dimensions sont moins stables que ceux de petites dimensions. Ils ont en effet plus de chance de rencontrer des discontinuités défavorables pour leur stabilité. La résistance du massif n'est pas la *moyenne des résistances de la matrice et des discontinuités*, mais plutôt le minimum des deux ! C'est la notion de maillon faible.

Faire attention aussi aux différentes échelles des discontinuités, des porosités, des porosités... qui n'interviendront pas de la même façon selon la grosseur de l'ouvrage.

2.4.2 Milieu continu / milieu discontinu

Une notion très importante qui sera reprise de nombreuses fois dans le chapitre 3 est la distinction entre milieu continu et discontinu. À chacun de ces milieux correspondra une branche de la mécanique adaptée à l'étude. La frontière est assez floue, et dans bien des cas — les plus difficiles d'ailleurs — les deux approches devront être comparées.

Pour faire le distinguo, le VER est un outil très utile mais il n'est pas suffisant.

Considérations géométriques

On pourra considérer le milieu rocheux comme continu lorsque l'ouvrage aura des dimensions supérieures à celles du VER. Ce volume — qui n'est pas toujours évident à évaluer compte-tenu des différentes familles de discontinuités et de leur caractère parfois très local — est le seuil à partir duquel on peut espérer homogénéiser le matériau. Le milieu continu est alors une aubaine pour l'ingénieur en charge des études, car il dispose d'un large panel de méthodes de dimensionnement.

Pour le cas des tunnels, on considérera grossièrement que le milieu est continu à l'échelle de l'ouvrage lorsque le volume d'excavation est supérieur à 10 fois le VER.

Considérations mécaniques

À grande profondeur, compte-tenu des contraintes qui y règnent, les discontinuités restent fermées et le massif garde ainsi toute sa continuité. De même l'absence de surface libre à proximité empêche tout déplacement "en grand" et la modélisation continue sera tout à fait adaptée, ce malgré la présence de discontinuités localisées. Le critère du VER est donc ici bien inefficace. Vouloir généraliser est difficile : on

¹⁴Craie, calcaire, marne, sel gemme, gypse, etc...

On obtient in fine la **condition de stabilité potentielle** :

$$F_{12} \leq c_1 S_1 + c_2 S_2 + F_1 \tan \varphi_1 + F_2 \tan \varphi_2$$

Coefficient de sécurité

On définit en pratique un coefficient de sécurité R , établi de manière classique par le rapport "forces résistantes" sur "forces motrices" :

$$R = \frac{c_1 S_1 + c_2 S_2 + F_1 \tan \varphi_1 + F_2 \tan \varphi_2}{F_{12}}$$

On vérifiera ensuite que le critère arbitraire $R > 1.3$ est vérifié.

3.1.2 Flambement et basculement de colonnes

Flambement

Pour des strates de terrains subverticales² très élancées en bord de falaise, il faut vérifier — comme en béton armé ou en construction métallique — que la condition de stabilité de forme est assurée. Pour ce faire, on se placera en 2D dans un plan orthogonal aux strates et on étudiera le flambement d'une colonne de roche d'un mètre d'épaisseur soumise :

- à son poids propre ;
- au frottement latéral avec les strates adjacentes.

On pourra incorporer également la perte de rigidité éventuelle due à la présence d'autres fractures. Les calculs sont ensuite similaires à ceux effectués classiquement en génie civil.

Basculement

Considérons la colonne représentée sur la figure 3.2. Cette situation est fréquente le long d'une corniche rocheuse présentant des diaclases verticales et un niveau inférieur plus altérable ou plus gélif (calcaire sur marne par ex.).

La rupture par basculement est liée à la résistance de la section AB, la plus fragile de la colonne. Celle-ci est soumise à un effort normal F et un moment fléchissant $M = Fe$.

Dans l'hypothèse où l'excentrement est suffisant pour faire apparaître de la traction (résultante F en dehors du noyau central), les contraintes en A et B sont :

$$\begin{aligned}\sigma_A &= \frac{F}{l} \left(1 + \frac{6e}{l} \right) \\ \sigma_B &= \frac{F}{l} \left(1 - \frac{6e}{l} \right)\end{aligned}$$

Il y a donc deux ruptures possibles : en traction en B et en compression en A. Pour évaluer un coefficient de sécurité, il faut être prudent sur les résistances à prendre en compte : résistances à long terme, vibrations de la colonne induisant une fatigue du matériau...

3.1.3 Effets hydrauliques et climatiques

Effets de la pression hydraulique

Pour simplifier, plaçons-nous dans le cas d'une discontinuité pouvant entraîner la chute d'un pan entier de talus (Fig. 3.3). Nous avons vu que dans un massif rocheux fracturé, la circulation d'eau se fait

²Subvertical : presque vertical.

On comprend ainsi que pour bénéficier au maximum de ce mécanisme, il faille se rapprocher le plus possible d'une **section circulaire** — la section "idéale".

Enfin, le déplacement vers l'intérieur du tunnel des éléments de volume — initialement carrés — a tendance à leur donner la forme rectangulaire de la Figure 3.4. Ceci est vrai si l'on considère que la sollicitation modifie le terrain à volume constant.

3.2.2 Empirisme et règles de l'art

Le calcul – ou plutôt la justification – des ouvrages souterrains est une science relativement récente. Dans tous les pays encore, c'est le *savoir-faire* de l'ingénieur³ qui prévaut. Les calculs sont là pour justifier le choix "empirique" du concepteur, basé sur son expérience passée acquise sur d'autres tunnels similaires. L'ingénieur civil procède beaucoup par comparaison, et c'est encore plus vrai en tunnels. Le calcul est ainsi un *indicateur* plus ou moins fiable qui confirme ou infirme un choix. Dans les cas non-courants où peu de retours d'expérience existent — grandes sections, mauvais terrains, forte anisotropie, etc... — le recours aux méthodes numériques permet de localiser et comprendre les mécanismes de ruine qui ne sont pas a priori intuitifs. Le concepteur doit équilibrer la complexification de son modèle avec l'incertitude sur les valeurs de paramètres choisis. Cela implique nécessairement la réalisation de programmes de reconnaissances adaptés. Sinon, le raffinement de la modélisation restera très limité.

Le choix initial du profil-type de soutènement est donc encore l'affaire d'ingénieurs très expérimentés. On peut espérer que ce *savoir-faire* se transmettra petit à petit avec le perfectionnement des méthodes, ainsi que la précision du modèle de comportement de terrain choisi.

3.2.3 Méthodes semi-empiriques

Deux méthodes se sont développées en parallèle pour utiliser les connaissances acquises par des retours d'expérience et formaliser un peu l'empirisme qui régnait jusque-là dans les travaux souterrains au début des années 70. Chacune à sa manière, combine la valeur du RQD (cf. partie 2.2.2) à d'autres paramètres tels que la densité, la nature et le remplissage des discontinuités, les conditions hydrogéologiques, etc... pour aboutir à un indice global du massif : l'indice RMR (Rock Mass Rating) pour Bieniawski et l'indice de qualité Q pour Barton. Cette description conduit ensuite à déterminer le type de soutènement, et même parfois la quantité, nécessaire à la stabilité de l'ouvrage.

Une bonne description de ces méthodes existe dans [12].

Classification de Bieniawski

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

L'indice RMR est la somme de cinq notes représentant la quantification de cinq paramètres caractérisant le rocher et d'une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités vis-à-vis de l'ouvrage (Fig. 3.5). Le RMR a été calculé pour varier dans la gamme 0 à 100. Il utilise à plus de 70% la fracturation et n'accorde que 15% d'influence aux propriétés de la matrice et 15% aux conditions hydrogéologiques. Par contre cette notation ne tient pas compte des situations de fortes contraintes dans le massif au droit de l'ouvrage.

A partir de cette classification, Bieniawski donne des informations :

- sur les propriétés globales attribuées au massif rocheux (le module, la cohésion et l'angle de frottement interne utiles lors de modélisations) ;
- sur la méthode d'excavation envisageable ;
- sur le type de soutènement le mieux adapté.

³Et aussi, entre nous, du mineur dans de nombreuses situations.

α et m_0 sont deux constantes (on prendra respectivement 0.25 et 0.75) et R le rayon d'excavation.

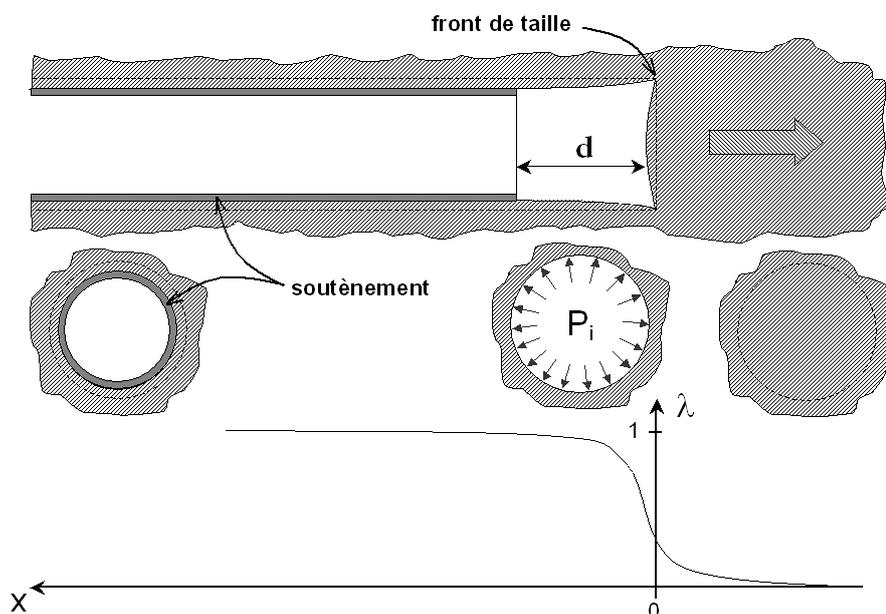


FIG. 3.12 – Notion de pression fictive et de déconfinement autour du front de taille.

La *courbe de convergence* (Fig. 3.11) est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi u en fonction de la pression fictive P_i , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe paramétrique — de paramètre x — qui se représente sur un graphe (P_i, u) .

La théorie de l'élasto-plasticité permet d'obtenir l'équation de cette courbe pour des critères simples (Mohr-Coulomb par exemple). Le détail des calculs sort du cadre de ce cours, nous nous contenterons simplement de distinguer deux phases et de donner les principaux résultats ⁷ :

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

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

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

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

Avec :

$$C_1 = -(1 - 2\nu)(\sigma_0 + H)$$

$$C_2 = \left(\frac{(1 - \nu)(1 + \beta K_p)}{K_p + \beta} - \nu \right) \frac{2(\sigma_0 + H)}{K_p + 1}$$

⁷Le lecteur désireux de connaître le détail des équations élasto-plastiques se référera à [25].

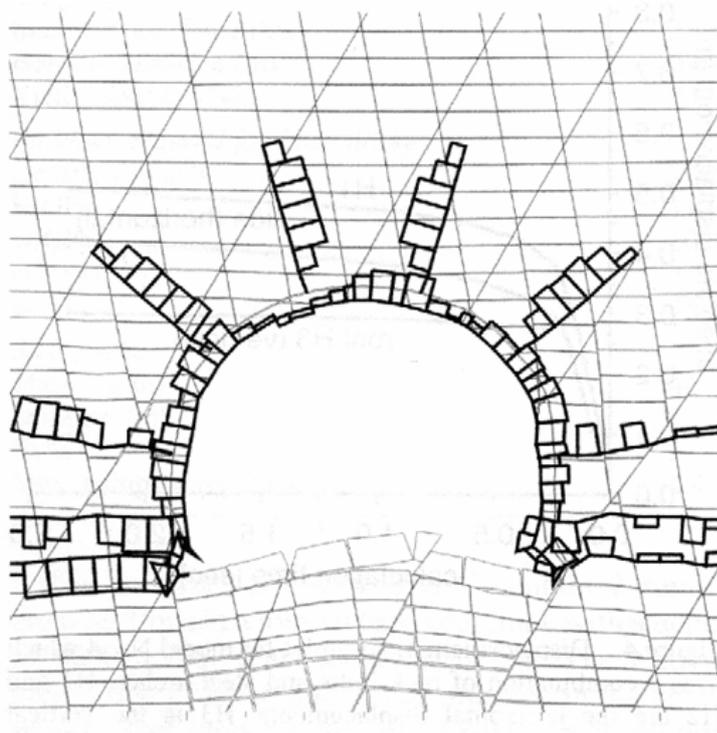


FIG. 3.14 – Etude du renforcement par boulonnage d'une mine de charbon sous UDEC (d'après Lindel et al. 2004). Les contraintes normales sont représentées par des histogrammes.

très peu utilisés pour dimensionner les talus dans les bureaux d'études géotechniques, et encore moins pour vérifier un soutènement de tunnels.

3.2.8 Calcul des tassements

L'estimation des tassements engendrés en surface par le creusement d'une cavité n'est pas chose aisée. Le déplacement vertical de la cote T.N. au droit du tunnel est la répercussion en surface des déplacements en paroi (convergence et extrusion), du drainage éventuel voire des vibrations émises par les engins. Ces déplacements sont non seulement liés à la configuration géométrique et mécanique, mais aussi au procédé de creusement choisi : tunnelier avec front ouvert, fermé, pression de confinement ; soutènement du front avec boulons, prévoûtes ; pose du revêtement très près du front, etc... De façon générale, on ne s'intéressera aux tassements que pour les ouvrages souterrains urbains de faible profondeur, et pour ceux passant à proximité d'autres ouvrages "à risques" : voie de chemin de fer, pile de viaduc, etc...

Transversalement au tunnel, la *cuvette de tassement* est assez bien approximée par une courbe de Gauss. Des formules plus ou moins empiriques ont été proposées pour estimer le volume de terrain tassé, ainsi que l'amplitude de ce tassement.

L'AFTES a édité en 1995 une recommandation pour estimer ces mouvements de terrains [3].

souterraine classique — tunnel routier à deux voies de circulation — ainsi que de localiser les zones sensibles autour de l'excavation. L'exemple choisi est le tunnel du Bois de Peu, près de Besançon et le logiciel Plaxis.

Présentation de l'étude

Tunnel étudié La section de tunnel que nous allons modéliser appartient au projet du tunnel routier de Bois de Peu, long de 511 m, sur le contournement sud de Besançon (Voie des Mercureaux). Le chantier de creusement par méthode traditionnelle devrait débuter pendant l'été 2005. La maîtrise d'oeuvre et la maîtrise d'ouvrage sont assurés par la DDE du Doubs, assistée tout au long du projet par le Centre d'Études des Tunnels (Cetu). Le groupement Spie - Campenon - Chantiers Modernes a remporté le marché.

Géométrie Il convient tout d'abord de rentrer la géométrie transversale du tunnel dans le logiciel (soutènement uniquement). Toutes les données sont fournies sur la Fig. 3.16. Il s'agit du profil de soutènement P2-P3, prévu pour être placé sur une centaine de mètres. Ces données sont typiquement celles que l'on peut trouver dans le Dossier de Consultation des Entreprises.

La hauteur de couverture est de 100 m.

Paramètres du terrain Il s'agit de calcaires marneux dont les caractéristiques ont été obtenues à la suite d'une campagne d'essais — in situ et en labo — sur des sondages carottés. On peut en première approximation considérer le milieu comme continu, avec un modèle de comportement de Mohr-Coulomb :

Paramètre	Désignation	Valeur et unité
Module d'Young	E	800 MPa
Coefficient de Poisson	ν	0.3
Masse volumique	ρ	2.40 t/m ³
Cohésion	C	700 kPa
Angle de frottement	φ	30°
Angle de dilatabilité	ψ	0

Les contraintes initiales sont anisotropes : $K_0 = 0.7$

Paramètres du soutènement Le soutènement est constitué par des cintres métalliques HEB 200 (S355) tous les mètres, avec un blindage de béton projeté. Il s'agit donc d'une structure mixte acier-béton. Pour les calculs, on prendra des caractéristiques homogénéisées suivantes :

- Module d'Young équivalent : $E_{\text{équi}} = 11613 \text{ MPa}$
- Epaisseur de soutènement équivalente : $e_{\text{équi}} = 0.255 \text{ m}$
- Masse volumique équivalente : $\rho_{\text{équi}} = 2.5 \text{ t/m}^3$
- Coefficient de Poisson équivalent : $\nu_{\text{équi}} = \nu_{\text{béton}} = 0.2$

Le soutènement est posé à 1 m du front de taille, ce qui correspond à un taux de déconfinement à la pose $\lambda_p = 0.542$ (calcul issu d'une approximation avec la méthode convergence-confinement).

Calcul Après avoir raffiné le maillage plusieurs fois autour du tunnel, le calcul se déroulera en deux étapes :

- Dans une première étape, on excave la section entière du tunnel sans poser le soutènement. Dans Plaxis il suffit de désactiver la zone de terrain correspondante (Stage construction). Pour modéliser le déconfinement partiel et inéluctable du terrain à ce stade, on va introduire la valeur du coefficient de déconfinement λ_p en cliquant sur Advanced... dans Parameters. Saisissez sa valeur dans la case Σ -Mstage ;
- La deuxième étape correspond au déconfinement final du terrain, après la mise en place du soutènement (chargement de celui-ci jusqu'à l'équilibre). Vous activerez donc la structure de soutènement et vous vous assurerez que le déconfinement est total (Σ -Mstage = 1).

que le front de taille est très éloigné par rapport à la section de mesure. Les dernières mesures n'évoluent pas et montrent que le déplacement radial de la paroi est stabilisé depuis un certain temps. La convergence (c'est-à-dire le double du déplacement radial de la paroi) obtenue entre la première mesure et la dernière mesure est égale à 8,15mm.

On cherche à retrouver le module d'Young E du terrain à partir des mesures de convergences réalisées dans la galerie de reconnaissance.

Des reconnaissances antérieures par sondages carottés ont montré que les paramètres élastoplastiques du terrain sont les suivants :

- Paramètres terrain : Coefficient de Poisson ν_t : 0,3
- Cohésion C : 1,2 MPa
- Angle de frottement interne φ : 30°
- Angle de dilatance ψ : 0° ($\beta=1$)

1. Montrer que le terrain reste élastique lorsque le front est très éloigné de la section considérée, c'est-à-dire lorsque la dernière mesure de convergence est effectuée.
2. Calculer le taux de déconfinement du terrain au moment où la première mesure de convergence est effectuée. On utilisera pour cela la formule élastique donnée en cours reliant la distance de pose du soutènement au taux de déconfinement à la pose.
3. Calculer le module d'Young E du terrain à partir des résultats des mesures de convergences.

Dimensionnement du soutènement à mettre en oeuvre dans le futur tunnel

Compte tenu des conclusions de l'analyse précédente, on retiendra une valeur de module d'Young E_s du massif de 700MPa. Les valeurs pour les autres paramètres du terrain sont celles données dans la première partie.

On désire dimensionner le soutènement à mettre en place dans le futur tunnel.

Le rayon R_2 du futur tunnel est égal à 6m (voir Figure B.26). La profondeur h est supposée être la même que pour la galerie, c'est-à-dire égale à 100m.

1. *Courbe de convergence du massif*
 - (a) Peut-on attendre une plastification dans le massif au cours des travaux ?
 - (b) Tracer la courbe de convergence en précisant la valeur du déplacement final que l'on obtiendrait s'il n'y avait pas de soutènement.
2. *Courbe de confinement du soutènement*

Le soutènement est constitué d'une coque en béton projeté dont le comportement peut être supposé élastique parfaitement plastique. Ses caractéristiques sont les suivantes :

 - Module d'Young E_b : 10000 MPa
 - Coefficient de Poisson ν_b : 0,2
 - Epaisseur e : 10cm
 - Contrainte maximale admissible σ_{max} : 20MPa
 - (a) On suppose que la distance de pose d du soutènement est égale à 1m. Calculer le taux de déconfinement λ_d à la pose du soutènement. Donner ensuite la valeur du déplacement du terrain u_d à la pose du soutènement en précisant clairement la démarche.
 - (b) Tracer la courbe de confinement en précisant la valeur du module de rigidité K_s du soutènement.
3. *Recherche de l'équilibre*
 - (a) Quel est le déplacement théorique du terrain $u_{\acute{e}q}$ à l'équilibre ?
 - (b) Quel est la contrainte σ_s supportée par le soutènement à l'équilibre ?
 - (c) Que peut-on conclure concernant le soutènement prévu ?

Bibliographie

- [1] AFTES, *Recommandations relatives aux travaux d'injections pour les ouvrages souterrains*, TOS, (1987).
- [2] —, *Recommandations relatives au choix du soutènement en galerie*, TOS hors-série, (1993).
- [3] —, *Recommandations relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages souterrains*, TOS, (1995).
- [4] —, *Recommandations relatives à l'organisation de l'auscultation des tunnels*, TOS, (1998).
- [5] —, *Recommandations relatives à l'utilisation du béton non-armé en tunnel*, TOS, (1998).
- [6] —, *Glossaire relatif aux tunneliers, groupe de travail 4*, TOS, (1999).
- [7] —, *Recommandations relatives aux choix des techniques d'excavation mécanisées*, TOS, (2000).
- [8] —, *Recommandations relatives à la conception et dimensionnement du béton projeté utilisé en travaux souterrains*, TOS, (2001).
- [9] —, *Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utiles à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains*, TOS, (2003).
- [10] ASQUAPRO, *Fascicules techniques et recommandations de l'association pour la qualité de projection des mortiers et bétons*.
- [11] M. BENJUI, *Les travaux souterrains en France : Passé, présent, avenir* notes de cours, Conservatoire National des Arts et Métiers, 1996.
- [12] A. BOUYER, J. BUCANEY, G. COLOMBET ET F. ESTEULLE, *Ouvrages souterrains - Conception, réalisation, entretien*, Presses de l'INP, Paris, 1992.
- [13] B. BRADY ET E. BROWN, *Rock Mechanics for underground mining (third edition)*, Springer, 2004.
- [14] CETU, *Dossier pilote des tunnels : Génie Civil / Conception et dimensionnement*, vol. 3, Ministère de l'Équipement, Bron, 1998.
- [15] CFMR, *Fondements*, vol. 1 de Manuel de mécanique des roches, Presses de l'ENSMP, Paris, 2000.
- [16] —, *Les applications*, vol. 2 de Manuel de mécanique des roches, Presses de l'ENSMP, Paris, 2004.
- [17] R. COTTARD, *Méthodes de creusement à l'explosif*, notes de cours, Conservatoire National des Arts et Métiers, 1996.
- [18] J. DERCOURT ET J. PAQUET, *Géologie : objets et méthodes (11ème éd.)*, Dunod, Paris, 2002.
- [19] F. DESCOEUDRES, *Mécanique des roches (notes de cours)*, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 1989.
- [20] J.-L. DURVILLE, *Mécanique des roches appliquée au génie civil*. Cours du DEA MSOE, 2001.
- [21] J.-L. DURVILLE ET H. HÉRAUD, *Description des roches et des massifs rocheux (c352)*, Techniques de l'Ingénieur, Traité de Construction (1995).
- [22] J. FINE, *Le soutènement des galeries minières*, Sciences de la Terre et de l'Environnement, Presses de l'ENSMP, Paris, 1998.
- [23] E. HOEK, *Rock engineering, course notes*, 2000.