

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

1/88

وزارة التعليم العالي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

1EX

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE MINIER

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

SOUTENEMENTS

EN

GALERIES

Proposé par : Mr. S. PLANETA

Etudié par : Mr. BEDJAOUI H.

Dirigé par : Mr. S. PLANETA

PROMOTION : JUIN 88

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE MINIER



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

SOUTENEMENTS

EN

GALERIES

Proposé par : Mr. S. PLANETA

Etudié par : Mr. BEDJAOUI H.

Dirigé par : Mr. S. PLANETA

PROMOTION : JUIN 88

-000- D E D I C A C E S -000-
-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

A ma mère à qui je dois tout le respect, le dévouement, et la reconnaissance
à mes frères Ahmed, Benyoucef et Saïd qui n'a pu voir ce jour, à ma soeur
Zineb et à mes amis et à tout ceux qui m'ont soutenus jusqu'à ce jour en
particulier mon très cher ami et frère Redouane.

Je dédie ce modeste travail.

BEDJAOUI Hamid

-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

----- O M M A I R E -----

| | Pages |
|----------------------------------------------------------------------------------|-------|
| INTRODUCTION. | |
| CHAPITRE I - But, mission et classification du soutènement | 1 |
| I-1 But de soutènement | |
| I-2 Mission et classification du soutènement | |
| I-2.1 Mission du soutènement | |
| I-2.2 Sécurité de Soutènement | |
| I-2.3 Commodité d'emploi | |
| I-2.4 Prix de revient | |
| I-2.5 Classification du soutènement | 9 |
| | |
| CHAPITRE II - Types de soutènement utilisé | 10 |
| a) - Les cadres | |
| b) - Les boulons | |
| c) - Les cintres | |
| d) - Les revêtements | |
| | |
| CHAPITRE III - Conditions d'utilisation des différents types de soutènement | 13 |
| 1) - Les cadres | |
| a) - Cadres en bois | |
| b) - Cadres métalliques | |
| 2) - Les boulons | |
| a) - Boulonnage à ancrage ponctuel | |
| b) - Boulonnage à ancrage réparti | |
| 3) - Les cintres | |
| a) - cintres rigides | |
| b) - cintres coulissants | |
| 4) - Soutènement en béton | |
| a) - Béton monolithe | |
| b) - claveaux de béton | |
| c) - Gunitage | |

- CHAPITRE IV. - Problèmes de mécanique des terrains dans la phase
du creusement des galeries 27
- 1) - Mesures, observation et description des terrains
 - a) - Les mesures et observation in-situ
 - a.1 - Les déplacements
 - a.2 - La fracturation et la déconsolidation
 - b) - Description des propriétés des terrains
 - 2) - Rappel des principes généraux de la méthode
 - 2.1 - La participation du terrain à son propre soutènement
 - 2.2 - Confinement et convergence acceptables
 - 2.2.1- Pression limite de confinement pour différents types de soutènement.
- Convergence faibles ou fortes et modes de soutènement associés.
 - 2.3 - Description de la méthode
 - 3) - Trace de la courbe caractéristique du terrain
 - 3.1 - Hypothèse simplificatrices
 - 3.2 - Calcul analytique
 - 3.2.1 - Généralités notations
 - 3.2.2.- Cas du milieu élastique
 - 3.2.3.- Cas du milieu élastoplastique parfait
 - 4) - Prise en compte du facteur temps
 - 5) - Analyse de la convergence en fonction de la distance au front de taille.
 - 5.1 - Les champs de contraintes et de déplacements dans le terrain au voisinage du front.
 - 5.2 - La convergence et la pression fictive de soutènement en fonction de la distance au front
 - 5.2.1- Terrain à comportement élastique
 - 5.2.2- Terrain à comportement élastoplastique

6) - Trace de la courbe caractéristique du revêtement ou du soutènement

6.1- Généralités

6.2- Soutènement par revêtement en béton coffré et en béton projeté

6.3- Soutènement par cintres cales à la parois

6.4- Combinaison de plusieurs types de soutènement

6.5- Conclusion

CHAPITRE V. - Comportement des galeries 57

- Résultats des mesures obtenues

a)- Résultats obtenus in-situ pour les convergences

b)- Résultats des mesures d'expansion

c)- Résultats obtenus en laboratoire

d)- Conclusion

CHAPITRE VI - Etudes et interprétation du comportement des galeries..65
(Modèles explicatifs).

1)- Modèles d'inspiration physique

2)- Modèles d'inspiration rhéologique

3)- Les lois de comportement

CHAPITRE VII - Application des modèles à l'interprétation 71
du comportement des galeries

a)- Le modèle élastique linéaire

b)- Le modèle élastoplastique parfait

c)- Le modèle élastofragile

d)- Le modèle élastoplastique avec radoucissement

CHAPITRE VIII- Le rôle et le dimensionnement du soutènement 76
et les modèles de mécanique des terrains

a)- Le modèle "convergence confinement"

b)- Le dimensionnement pour "soutenir" et "renforcer"
et ses rapports avec les modèles

| | | |
|--------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| CHAPITRE IX. | - Intéraction du soutènement et du terrain | 84 |
| | - Application de la méthode convergence confinement pour le creusement du " Métro d'Alger " | |
| | a)- Calcul des vraies grandeurs des paramètres du terrain | |
| | b)- Application de la méthode | |
| | 1- Traçage de la courbe caractéristique du terrain | |
| | 2- Traçage de la courbe de variation du taux de déconfinement en fonction de la distance au front pour un comportement élastique | |
| | 3- Traçage de la caractéristique du soutènement | |
| | c)- Interprétation des résultats obtenus | |
| | 1- A la profondeur $H=20m$ | |
| | 2- Influence de la profondeur sur le comportement de l'ouvrage | |
| | a) - Comportement élastoplastique parfait | |
| | b) - Comportement élastofragile | |
| CHAPITRE X. | - Soutènement en présence d'éboulement et d'eau | 97 |
| | - Poussé due au gonflement | |
| CONCLUSION. | | 99 |

Le premier soutènement est un cadre en bois de grume, façonné sur place aux dimensions nécessaires, et se prêtent bien à l'enfilage vers le front de planches ou madriers pour protéger l'avancement jusqu'à la pose du cadre suivant, ainsi qu'au garnissage latéral en cas de besoin.

Les soutènements métalliques ont fait leur apparition dès la fin du XIX siècle. Comme pour le bois, l'acier et la fonte ont été d'abord employés sous forme de portiques ou d'étauçons, puis l'acier a été cintré pour mieux s'adapter aux sections arrondies (rares dans les mines). Et comme le métal était moins susceptible que le bois d'accepter les grandes déformations, les mineurs ont introduit des degrés de liberté supplémentaires par l'articulation ou le coulissement. Dans les cavités non minières ces dispositifs sont inutiles, sauf parfois à grande profondeur.

Des soutènements plus lourds sont classiques dans certaines situations:

- Les vousoirs de fonte employés d'abord dans les tunnels de communication sous la tamise (dès 1825 par l'ingénieur BRUNEL) :
- Le béton soit coulé en place soit sous forme de vousoirs préfabriqués.

Au contraire, le mortier projeté a été employé dès 1918 pour protéger le terrain d'altérations diverses, sous le nom de gunite (du nom du " canon " à projeter, le ciment-gun). Peu à peu, les développements des matériels de projection et des accélérateurs de prise chimiques ont permis de projeter une plus grande épaisseur d'un mortier plus grossier appelé béton projeté.

C'est dans les terrains sédimentaires en bancs minces qu'on a eu l'idée d'appliquer le boulonnage, soutènement placé presque entièrement à l'intérieur du terrain, qu'on appelle encore soutènement suspendu. Ce procédé s'est ensuite développé dans tous les types de terrains avec de nombreuses variantes.

L'Association des boulons et du béton projeté est actuellement considérée comme le meilleur système de soutènement partout où les conditions du terrain permettent de le mettre en oeuvre.

Si dans les exploitations minières le soutènement a le plus souvent un caractère provisoire, comme les cavités auxquelles il s'applique, il est d'usage dans le génie civil de séparer la fonction du soutènement provisoire et celle du soutènement ou revêtement définitif. La première assure la stabilité de la cavité et la sécurité des hommes pendant les travaux, la seconde prend le relais pour la durée de l'ouvrage dans des conditions normales d'exploitation.

mi les soutènements déjà cités, les voussoirs de fonte et les anneaux de béton
une longue durée de vie : le premier tunnel sous la tamise a cent cinquante ans.

béton s'est largement développé depuis 1900, notamment dans les tunnels ferroviaires
été revêtus en maçonnerie de pierres ou de briques.

uellement, vue le développement technologique et scientifique dans ce domaine,
culs des revêtements et soutènements et choix du matériaux), a permis en oeuvre de
tènement dont les caractéristiques sont plus ou moins conforme à la demande des
rains.

l'accès à un gisement et son exploitation ou la réalisation d'ouvrages souterrains en génie civil (Tunnel, métro, passage souterrain ect...) nécessite le creusement d'un groupe d'excavation; ces dernières créent des vides au sein du massif de terrain qui sont à l'origine des mouvements des terrains et de manifestation de pressions autour des cavités.

Après le creusement une redistribution de l'état de contrainte aura lieu autour de l'ouvrage souterrain. Pendant ce processus de redistribution, les roches dans le massif tendent vers un nouvel état d'équilibre et il en résulte par la suite, des déformations, des fissurations et des fracturations du massif rocheux.

Pour maintenir et préserver la stabilité de notre excavation et réduire ou annuler si c'est possible) la pression des terrains environnant on est amené à choisir un soutènement dont l'offre (qualités) soit relativement satisfaisant à la demande de notre terrain (pression exercée).

L'absence de soutènement au niveau de notre excavation entraîne une instabilité des roches dépendante de la direction de la pression des terrains exercée autour de l'ouvrage (au toit, au mur, et aux parois). L'objectif de notre exposé est l'assemblage de tous facteur et paramètres influençant la stabilité des galeries isolées au cours du creusement dans le but d'un choix adéquat et convenable d'un soutènement relatif à la nature du terrain et de son comportement lors du creusement, qui assurera l'équilibre finale et permet de garder au maximum une section plus ou moins homothétique à celle prévus initialement, sans que ce dernier cède aux contraintes auxquelles il est soumis.

Lors de cette étude, on s'est basé sur le synthèse des connaissances en matière de mécanique des terrains, l'application des modèles à l'interprétation du comportement des galeries et enfin, l'application de la méthode convergence-confinement et son utilisation pour la prévision et l'analyse du comportement d'un ouvrage souterrain et son soutènement en prenant comme exemple d'application " METRO D'ALGER ".

1 - BUT DE SOUTÈNEMENT :

Tout creusement d'excavation (galerie) engendre un ~~des~~ déséquilibre de l'état des contraintes dans le massif de roche autour de celle-ci; ce qui provoque le long du contour de la galerie l'apparition des zones de tensions basses et élevées. Dans le cas ou on a affaire à un massif de roche instable, pour éviter l'effondrement des roches et le déplacement des terrains au niveau du contour de notre section (toit, mur, parois): c'est-à-dire conserver la forme prévus de notre galerie, on procède à l'établissement d'un soutènement à travers lequel on donne un apport de reconfortement pour maintenir la stabilité et réduire ou annuler parfois la pression exercée.

L'installation du soutènement nous assure la conservation de l'état de notre galerie (stabilité), et nous donne une certaine fiabilité du point de vue sécurité lors de son utilisation au cours de l'exploitation, ce qui élimine de nombreux incidents qui se repercutent sur le bon déroulement des opérations auxquelles elle est destiné; d'où la nécessité d'un choix de soutènement basé sur des constatations, des faits au laboratoire (l'expérimentation), in-situ et leur étude et enfin leur interprétation.

2 - MISSION ET CLASSIFICATION DU SOUTÈNEMENT :

Le choix sur l'emploi d'un type de soutènement donné est orienté par quatre types de considération :

- * la mission du soutènement
- * la sécurité du soutènement
- * la commodité de l'emploi
- * le prix de revient

MISSION DU SOUTÈNEMENT :

Quel est le rôle du soutènement en galerie ?

En général les galeries de mine sont creusés en terrains fragiles parfois accidentés, et sujets à d'importantes déformations: le rôle du soutènement se réduit alors à celui d'un bouclier, retenant les blocs détachés afin qu'ils ne s'éboulent pas, conservant à la galerie le plus longtemps possible une section libre; de forme et de surface suffisante pour la circulation de l'air, du personnel et des matériaux...etc, le tout sans s'opposer sérieusement au mouvement d'ensemble. Ici encore, des réparations des remises à dimensions de la voie interviendront, si nécessaire.

On se contente parfois de matériel très simple, mais très déformables comme les cuitres "Clément", de bois, ou au contraire qu'il puisse paraître nécessaire d'utiliser des moyens plus coûteux (claveaux de béton).

En aucun cas on ne réduit très sensiblement l'amplitude finale des mouvements. Mais il arrive qu'on les retarde un peu, et surtout qu'on conserve à la galerie une forme vaguement homothétique de sa forme initiale.

Les trois missions imparties au soutènement :

- Empêcher les éboulements au plutot les chutes de blocs détachés,
- Freiner les mouvements du toit et du mur,
- Maintenir la cohésion,

Les deux derniers sont, en l'état actuel de nos possibilités, parfois irréalisables, elles exigeraient des moyens très différents de ceux à notre disposition, et presque hors de porté si l'on voulait éviter tout mouvement.

En pratique heureusement, la lutte contre les chutes de blocs détachés ne suppose en général qu'un "parapluie", donc un bon garnissage mais n'implique pas des résistances trop considérables, pour éviter les éboulements on peut préciser l'ordre de grandeur des résistances nécessaires développer par les soutènements (0,05 à 0,5MPa).

Par exemple : lorsque le toit d'une galerie s'éboule, la voute d'équilibre naturel qui se forme (d'après la théorie sur la voute naturelle d'équilibre de) et dont

Mr PROTODIAKONOV

La hauteur dépend de :

- * La largeur de l'excavation
- * La forme de la section de la galerie
- * La nature des roches (paramètres physicomécaniques)
- * Du degré de stabilité du toit et du mur de la galerie.

*f: Coeff deduct.

*c: Cohésien

* ϕ : Angle de F. int.

La lutte contre la décohésion des terrains suppose à la fois des résistances fortes (pour maintenir les bancs en contact) et des pressions faibles pour ne pas poinçonner les bancs fragiles ou plastiques.

Approfondissons ces importantes questions :

à supposer toutes précautions prises pour n'exercer que des pressions modérées sur le terrain, peut-on espérer réduire sensiblement cette décohésion des bancs (au moins au voisinage de la galerie), voire les mouvements de terrains eux-mêmes dus par exemple à l'influence de l'exploitation dans la zone ?

Sur le premier point, il paraît possible de répondre affirmativement; à condition de reporter au delà de la galerie les zones de rupture inévitable, comme celles qui se produisent en bordure d'un massif vierge, et, de façon plus générale, à condition de régulariser le champ de pression (et de réaction du soutènement) et de mouvements près de la galerie, on peut limiter les destructions des terrains et leur conserver une certaine compacité locale. Le succès du boulonnage en est une preuve.

Sur le second point, deux réponses sont possibles :

La première est d'ordre expérimental : de bons épis de remblais en bordure d'une galerie de taille en réduisent la convergence.

En voie creusée dans la vierge, des soutènements circulaires complets ou ovoïdes réduisent fortement les mouvements, etc...

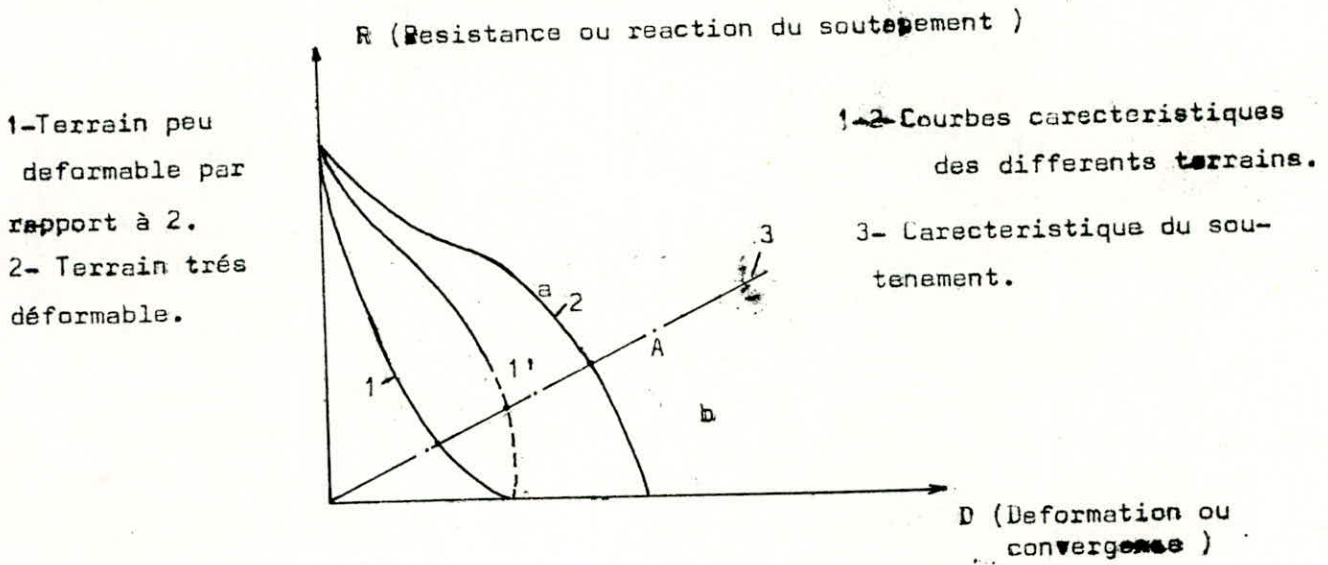
La seconde est d'ordre plus théorique. Il est à peu près certain que dans le cas d'une voie tracée en terrain vierge, la relation entre les charges R portées par un soutènement (supposé indestructible) et la convergence, est une courbe en S (*) (figure 1). En effet si le soutènement était infiniment résistant (zone a), les déformations seraient nulles.

Si à l'inverse, le soutènement n'oppose pratiquement qu'une résistance faible (cas actuel), l'expérience montre qu'avec les soutènements courants et nos terrains fragiles en plateaux (courbe 2), la valeur de la convergence à chaque instant et en chaque lieu, est presque indépendante de la densité du soutènement (et de sa résistance), ce qui fixe l'allure de la partie de la courbe correspondante (b) de la figure 1.

En découle par continuité la forme générale de cette courbe : il existe donc un seuil A de résistance du soutènement au delà duquel la convergence doit pouvoir être sensiblement réduite. Tout le problème est de savoir si ce seuil peut être économiquement atteint avec les moyens dont nous disposons (ce qui fait trait à certains essais cruciaux).

Il en résulte de ce qui précède que plusieurs cas sont à considérer, dans l'état actuel de nos connaissances et de nos moyens :

1) - ou les mouvements seront importants (terrains à forte expansion ou voies influencées par des tailles de grande puissance).



Dans de telles circonstances :

- ou bien, il faut interdire ou réduire les mouvements dans ce cas des moyens considérables sont à mettre en oeuvre (soutènement de grande résistance et grande surface d'appui, bétonnages, massifs, etc...).

Pour s'opposer à l'expansion vers le vide des terrains voisins qui se fissurent ou s'écoulent quasi plastiquement.

(*) Si des terrains solides avaient une courbe caractéristique (sans point d'inflexion). analogue à la courbe 1, un soutènement de faible résistance aurait une influence sensible sur leurs déformations, ce qui n'est pas, la pente de la caractéristique près de l'axe des abscisses et donc quasi infinie, ce qui réintroduit, même pour ces terrains, le point d'inflexion (Courbe 1').

- Ou bien, l'on peut se contenter d'un rôle de " parapluie ", dans ce cas le soutènement devra " céder sans trop se détériorer ".

Il faut donc d'après la théorie essentiellement utiliser un soutènement déformable, voire compressible, cependant capable de porter les blocs détachés éventuels.

2)- Ou les mouvements sont restreints, et on se contentera pas encore d'un "parapluie", mais il sera possible d'utiliser un soutènement rigide puisque les déformations imposées seront faibles. Parfois même la galerie pourra se tenir seule sans aucun soutènement et si la roche est solide, le risque de décollement de placages sera très réduit. Les galeries heureuses, comme les hommes, n'ont pas d'histoire : nous n'en parlerons donc plus.

Le soutènement, quand il existe, sera donc suivant les cas :

* rigide (ou presque rigide). Ajoutons que parfois on lui demandera aussi d'être étanche.

* déformable, cette possibilité de déformation pouvant être réalisée de différentes manières :

revêtement souple, capable d'accompagner le terrain dans ses déformations tout en évitant les chutes brutales de blocs (cintres Clement); cadres articulés se prêtant à certain mouvements, etc...; en principe le soutènement sera dit déformable si la section ouverte peut varier, sans que change son périmètre (à l'enfoncement près dans le mur).

* compressible : Dans un tel cas, le périmètre de la section droite de la galerie peut diminuer, soit que des éléments compressibles diminuent de hauteur (bois écrasés entre claveaux de béton, piles de bois etc...), soit que des éléments voisins aient des possibilités relatives de coulissement (cintres coulissants).

On notera ici, qu'en pratique, telle cellule de soutènement rigide ou déformable, mais qui s'enfonce dans un mur tendre, réalise un soutènement compressible, mais un tel soutènement n'est pas classé dans la catégorie " compressible ". On remarquera aussi que même l'emploi d'un soutènement dit rigide permet, si le garnissage s'y prête d'absorber les déformations limitées.

Décrire un soutènement compressible n'a de sens que si l'on précise les limites de cette compressibilité, ce qui peut conduire à un examen détaillé de certains de ses aspects technologiques, sans oublier, pour d'évidentes raisons, les problèmes de facilité de manutention et de possibilité de réemploi éventuel.

2.2 - SECURITE DU SOUTÈNEMENT :

Le mineur doit pouvoir compter sur le soutènement, ce qui suppose que ce dernier ne le trahisse pas, en se rompant ou en cédant inopinément :

Plusieurs études faites sur le bois ont longuement traités de cette question, en montrant que certains bois sont impropres au soutènement parce qu'ils n'ont pas de " nerf " et n'opposent plus aucune résistance après rupture, ou parce qu'ils se cassent brusquement, sans craquements avertisseurs.

Le soutènement métallique peut présenter des défauts analogues à ceux du bois (par exemple l'emploi de rails comme chapeaux).

On s'efforce en général d'éviter les aciers fragiles ou les assemblages sujet à des ruptures, et au contraire de rechercher des aciers présentant avant cassure une phase " plastique " allongée, où la déformation se poursuit à résistance presque constante et des dispositifs d'assemblage permettant une déformation progressive.

Cette sécurité de fonctionnement doit si possible s'accompagner d'une sécurité de forme : pour éviter que le personnel ne risque de se blesser en circulant dans la galerie " en pression " (ou simplement pour faciliter l'utilisation de la section libre), il est bon de choisir, compte tenu des circonstances locales, des sections dont la déformation lente conservera (pour l'observateur placé au centre) la concavité. Le bois, et plus généralement tous les éléments rectilignes, sont ici peu recommandables.

Ajoutons que le poids des éléments du soutènement et leurs facilités de manutention jouent un rôle dans la sécurité du personnel (petites blessures surtout). Mais des dispositifs de mise en place bien conçus peuvent pallier cet excès de poids qu'exigent parfois d'autres considérations (gros claveaux par exemple, en zone faillée).

2.3.- COMMODITE D'EMPLOI :

On peut regrouper sous ce titre un certain nombre de caractères plus ou moins souhaitables.

L'un des plus importants est celui de l'adaptation aux inévitables variations de dimension d'une galerie irrégulièrement creusée :

C'est le plus souvent le garnissage qui se charge de ce rôle, mais ceci sera peut-être jugé insuffisant car, on doit avoir une mise en serrage énergique à la pose du soutènement.

La facilité de réparation du soutènement en place, ou de remise à section, est souvent essentielle. D'où l'intérêt de profilés en éléments assez courts, aisément transportables, faciles à manipuler, de profils assemblables, superposables, sans remettre en cause tout l'édifice déjà serré, etc...

2.4- PRIX DE REVIENT :

Vue le nombre important de voies ou galeries creusées au niveau d'une mine, ces derniers seront des voies de chantier soumises à de très grandes déformations et vue leur utilité pour le bon **déroulement** du procédé d'exploitation de la mine (importante durée de vie parfois), on se rend compte de l'intérêt des procédés de soutènement aussi peu coûteux que possible, aisément récupérables : Donc tous nos efforts tendent à trouver des matériels bon marché (rentables), mais efficaces.

En galerie, l'idéal serait que la voie tienne sans entretien jusqu'à la fin de sa vie, mais ce n'est pas toujours réalisable car, d'autres facteurs de destruction interviennent pourriture pour le bois, la corrosion pour l'acier. Mais surtout l'amplitude parfois excessive des mouvements.

D'où deux conceptions limitées possibles :

- * Un soutènement peu coûteux, mais non ultérieurement réutilisable (c'est en gros le cas du bois).
- * Un soutènement plus cher, mais quelques fois reconformable (c'est le cas du soutènement métallique).

Quant aux soutènements très chers (béton), on les emploie qu'à contre coeur quand il n'y a guère moyen de faire autrement et **seulement** pour les ouvrages de longue durée.

Mais il reste impensable de pouvoir faire en galerie des investissements trop lourds : le réemploi a ici moins d'importance, mais il faut surtout que le soutènement en place tienne le plus longtemps possible, malgré les traumatismes qu'il subit.

Enfin notre soutènement est choisit de telle façon qu'il soit :

- 1) peu coûteux (ou rentable) si possible
- 2) stable et nécessite pas un grand entretien conforme à la durée de vie de notre galerie.
- 3) Réutilisable si possible.

2.5 - CLASSIFICATION DU SOUTÈNEMENT :

On peut classer un soutènement en se basant sur ses caractéristiques et ses propriétés importantes propre à lui :

- 1) superficie minimale de sa section transversale
- 2) dépenses (coût) minimale pour sa fabrication, son transport, et son installation.
- 3) résistance aérodynamique minimale
- 4) commodité d'emploi
- 5) ses propriétés physico-mécanique :
 - a) sa résistance aux déformations
 - b) sa résistance au feu
 - c) son imperméabilité à l'eau et aux gaz etc...).

Les soutènements miniers se subdivisent d'après les critères suivants :

- 1) suivant sa destination (provisoire ou définitif)
- 2) suivant le matériau dont il est fabriqué :
 - * soutènement en bois
 - * soutènement métallique
 - * soutènement en béton
 - * soutènement en béton armé
 - * soutènement en maçonnerie (briques)
 - * soutènement en combiné
- 3) suivant sa construction (à cadre ou continue)
- 4) suivant le caractère de travail :
 - * soutènement de protection
 - * soutènement isolant
 - * soutènement d'appui
 - * soutènement consolidant (boulonnages)
- 5) Suivant ses caractéristiques de déformation :
 - * rigide
 - * déformable
 - * compressible

6) suivant sa disposition le long du contour de la galerie :

- * à cadre complet
- * à cadre incomplet
- * de plafond

7) suivant le caractère de contact avec l'ancaissant

- * avec adhésion
- * sans adhésion

8) suivant sa structure :

- P/Ex. Pour le béton (* à une couche
(* à plusieurs couches

9) suivant la méthode d'installation :

- ordinaire
- spécial (poussage, descendant)

10) suivant la possibilité de déplacement

- * mobiles
- * stationnaires

11) suivant la forme de la section transversale

Comme les critères de classification sont très nombreux, on ne peut les détailler davantage; donc nous allons exposer et détailler ces derniers au fur et à mesure qu'on traite les chapitres qui suivent .

II Types de soutènement utilisé :

- a) les cadres
- b) les boulons
- c) les cintres
- d) les revêtements

La liste des différents soutènements utilisables dans les galeries minières, avec leurs multiples variantes apparus au cours de l'histoire (développement technologique) est fort longue. Nous n'en citerons que les principaux types :

a)- les cadres : adaptés aux galeries de forme quadrangulaire (rectangulaire ou trapézoïdales), autrefois uniquement en bois, aujourd'hui le plus souvent constitué d'un profil métallique droit, plaqué au toit et supporté par deux montants latéraux.

Ceux-ci peuvent être rigides ou coulissants (compressibles). Des variantes permettent d'aider la partie centrale de l'élément au toit à résister la flexion, comme la très ancienne méthode du boisage anglé, ou la mise en place d'un étai médian, ou encore, son soutien par boulonnage.

b)- Les boulons : longues tiges introduites dans le terrain auquel elles sont liées par des dispositifs variés. La distinction principale sépare le boulonnage à ancrage ponctuel (fixe au terrain en un point, au fond du trou), du boulonnage réparti (scellé sur toute la longueur de la tige).

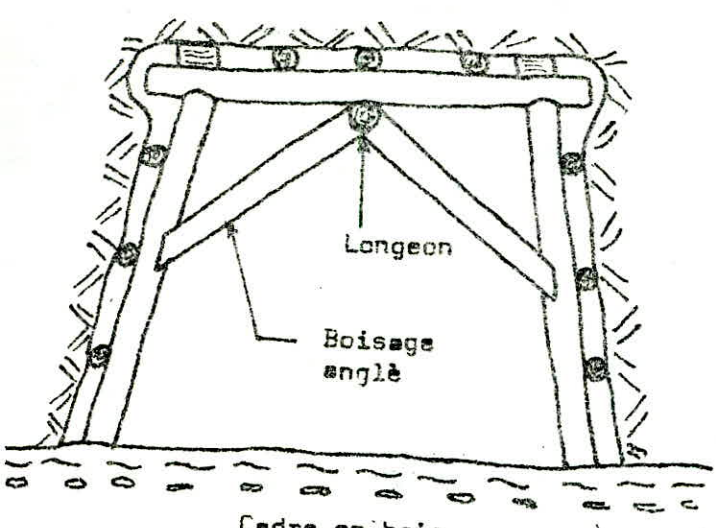
D'autres variantes portent sur la nature de ces tiges, leurs caractéristiques, leur mode de mise en place (fixation) etc...

c)- Les cintres : utilisés dans les galeries à géométrie curviligne, dont le contour supérieur est approché par un arc de cercle ou d'ellipse (ou même totalement circulaire ou elliptique). Successeur des charpentes en bois construites dans le passé, le cintre métallique est constitué par des éléments profilés ayant subi une opération du cintrage pour épouser au mieux la forme de la galerie.

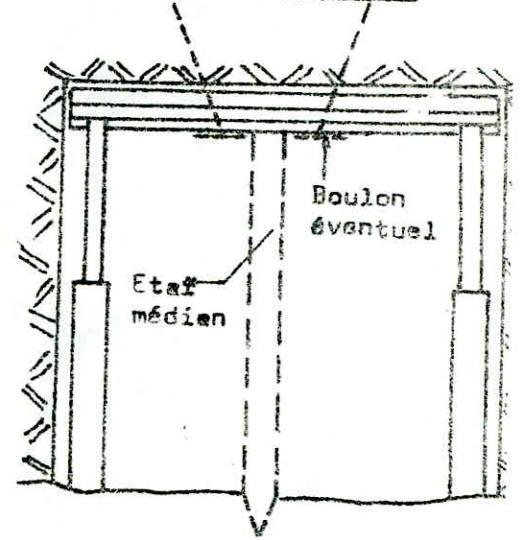
Les variantes très nombreuses, on trait aux caractéristiques des profils et à leurs techniques d'assemblages, qui conduisent à différencier fondamentalement : cintres rigides et cintres coulissants.

d)- Les revêtements: (béton coffré, maçonnerie etc...) sont peu utilisés en contexte minier, à l'exception des ouvrages principaux (infrastructure proche des puits). Les techniques du béton projeté familiers au génie-civil, sont peu utilisés. Une mention particulière doit être accordée aux claveaux de béton mis en place dans des galeries circulaires au rocher à grande profondeur (cas des charbonnages de Belgique).

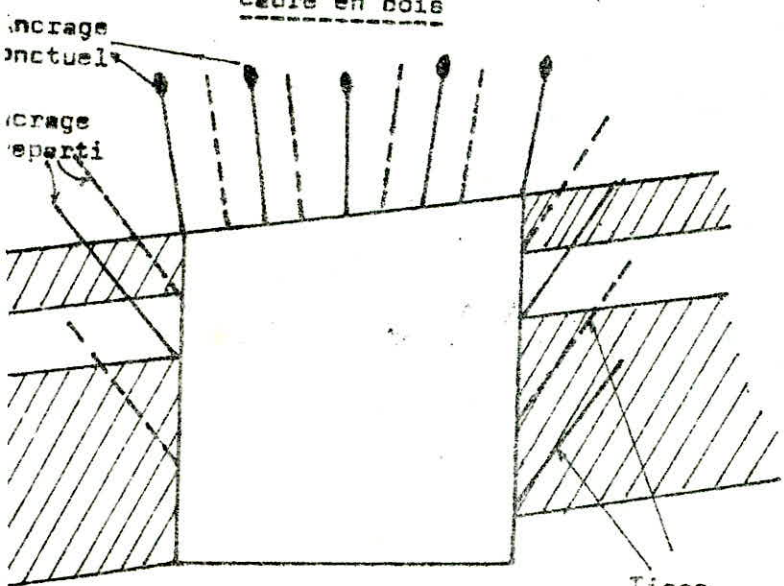
FIGURE 1: PRINCIPAUX TYPES DE SOUTÈNEMENT POUR GALERIES MINIERES



Cadre en bois

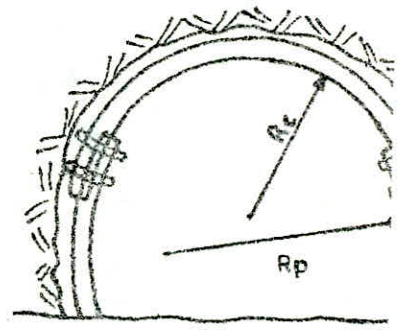


Cadre métallique

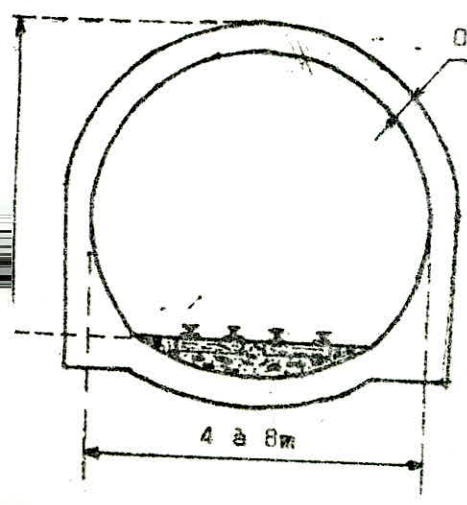


Boulonnage

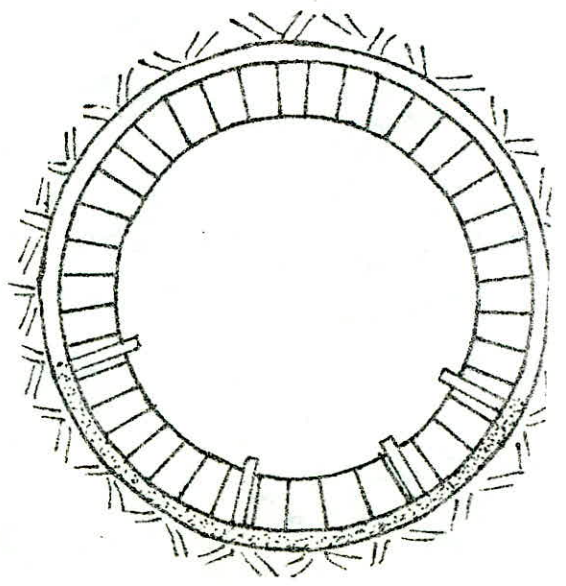
Tiges en fibres de verre.



Cintre métallique



Revêtement en béton



Claveaux de béton

Ce dernier type de soutènement est caractérisé par un profil continu le long de la galerie (revêtement continu), par contre les soutènements discontinus (les plus fréquents), sont associés à un garnissage, dont le rôle est de les assister dans leur contact avec le terrain, en répartissant au mieux les efforts mis en jeu, non seulement sur le périmètre extérieur des éléments, mais aussi sur les intervalles qui les séparent dans le sens longitudinal ("inter-cadre"). Roudins de bois, grillages, treillis, grilles de queues, pierrailles constituent les garnissages traditionnels.

Des techniques nouvelles, faisant notamment appel à la projection de matériaux spécifiques (anhydrite, résines synthétiques etc...) sont en cours d'étude et d'essai.

Depuis quelques années, on a vu apparaître et se développer des procédés destinés à améliorer directement les propriétés naturelles des terrains (résistance, cohésion, continuité etc...) au moyen d'injection de produits spéciaux (liants chimiques d'origine minérale ou organique).

Le boulonnage et le brochage visent parfois les mêmes objectifs et utilisent d'ailleurs certains de ces produits pour être solidarisés au massif.

Chaque type de soutènement est utilisé dans des conditions bien définies ; tenant compte de la nature du terrain et de la structure des conditions hydrogéologique ainsi que de la forme, du gabarit de la section, et de la nature des déformations résultant du mouvement des terrains environnant. Dans ce qui va suivre, nous allons présenter les conditions d'utilisations des différents type de soutènement cités auparavant.

1) - Les cadres :

a) Cadres en bois : Ils sont généralement utilisés dans les terrains à faible pression ou modérée au niveau des excavations dont la durée de vie est de quelques années (1 an à 3 ans) (souvent dans les voies secondaires), parfois utilisés comme soutènement provisoire pour un rôle bien défini : (cadre incomplet, de plafond, poussage etc...).

Le soutènement en cadre de bois est très compressible, généralement se prêtant mal au grands mouvements et assez bien aux petits

b) Cadres métalliques : Selon la nature de l'acier utilisé (doux ou dur) pour la fabrication du cadre qui lui assure certaines fonctions mécaniques (rigide ou compressible) liées au comportement des déformations au sein du massif. Ce dernier est utilisé pour assurer la retenue des terrains et la protection contre les chutes de blocs détachés. Parfois utilisé comme chapeau provisoire (soutènement provisoire).

Les cadres en bois et métallique sont utilisés comme soutènement pour les excavations de section rectangulaire ou trapézoïdale : Généralement destinés aux voies dont les déformations sont dues à des mouvements de terrains légers ou modérés.

Leur commodité d'emploi et leur prix de revient leur permettent d'être souvent sollicités lors des travaux de soutènement (Voir figure 2).

2) - Boulons :

a) Boulonnage à ancrage ponctuel (Voir Figure 3) :

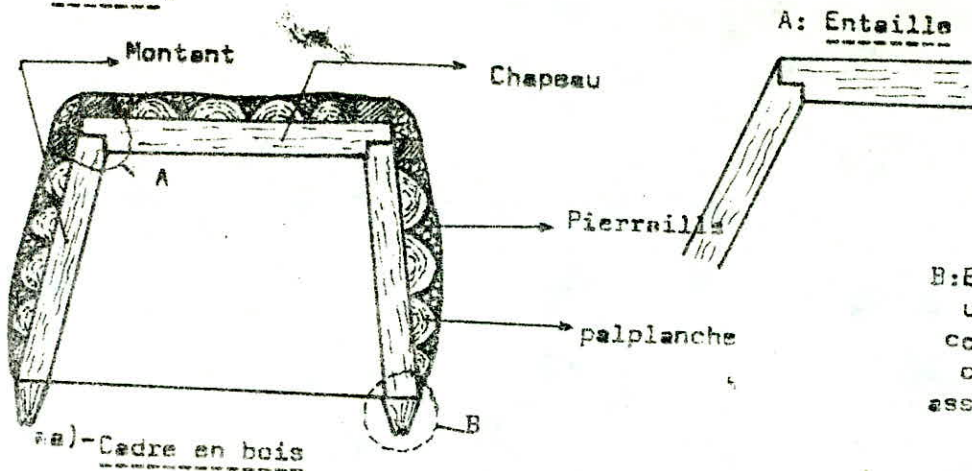
C'est un excellent mode de soutènement.

Il convient parfaitement aux roches de dureté moyenne, se laissant entamer par des outils de frappe en acier ordinaire et par les perforatrices. Ce type de roche se rencontre très fréquemment ce qui implique l'étendu de ce mode de soutènement.

Les boulons à ancrage ponctuel ne s'ancrent pas dans les roches très dures, car la roche ne se laisse pas facilement entamer.

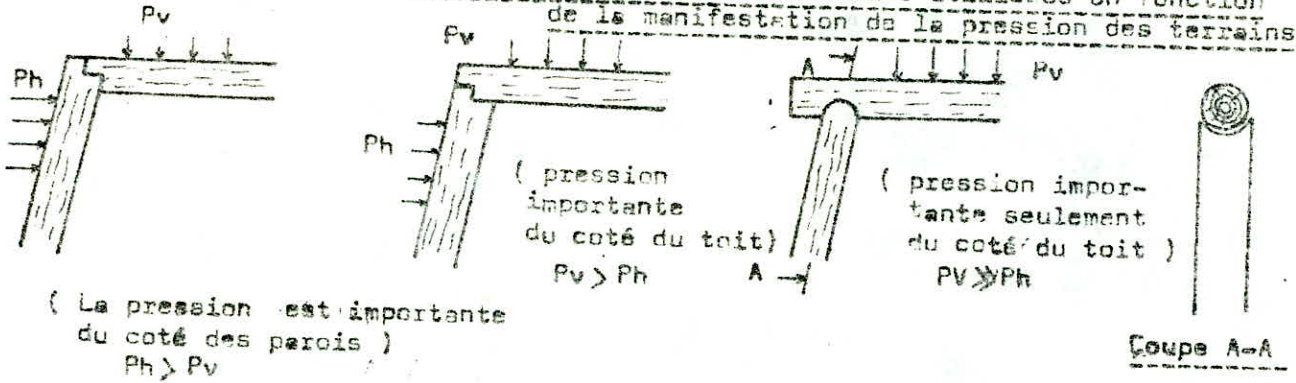
Ces derniers ne s'ancrent pas non plus dans les roches très tendres.

Les incidents de toits survenus avec ce type de boulons sont très rares et pour ainsi dire inexistantes.

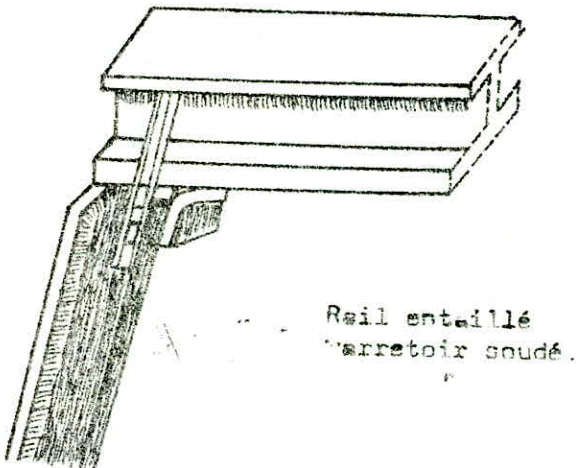


B: Élément assurant une certaine compressibilité au cadre et un bon assemblage cadre-terre

Schemas des différents entailles utilisées en fonction de la manifestation de la pression des terrains.



b) - Cadre trapézoïdal métallique



Le boulonnage à ancrage ponctuel est choisis compte tenu des dimensions des galeries, si la zone fissurée qui règne toujours autour des galeries ne doit pas dépasser même à l'approche d'une taille ou d'un front de défilage, la longueur maximum de boulons qu'on puisse poser.

Parmi les boulons à ancrage ponctuel on peut citer :

- * les boulons à fente et à coin
- * les boulons à expansion

Ces derniers sont couramment utilisés dans les ouvrages souterrains comme soutènement du fait de leur efficacité d'ancrage; leur fixation dans les terrains se fait soit par :

- vissage dans la noix ou,
- un vissage dans la plaque.

b)- Boulonnage à ancrage réparti : (Voir figure 3) :

Ce mode d'ancrage s'impose lorsque la roche est normalement très fissurée ou lorsqu'elle se fissurera profondément au moment de l'approche des fronts d'exploitation. Ces boulons (boulon à ancrage réparti) seront également utilisés dans les roches très tendres où les boulons à ancrage ponctuel ne peuvent pas " tenir ".

Leur utilisation est adaptée si la zone fissurée risque de dépasser la longueur des boulons, ou si les essais d'arrachement n'ont pas permis de trouver un type de boulon s'ancrant correctement dans les roches données.

Il ressort que le boulonnage, considérée sous son aspect général de mode de soutènement doit être classé dans la catégorie des soutènements souples : c'est-à-dire qu'il ne peut pas viser à annuler par des réactions appropriées, les déformations des terrains, mais, qu'au contraire, il tend à appliquer au terrain des réactions aussi constantes que possibles, qu'elles que soient les déformations.

Non seulement le boulonnage peut éviter la chute des blocs lâchés, mais grâce à la précontrainte il évite ou il retarde la naissance des fissures, donc des blocs lâchés.

En outre, les boulons, même ni tendus ni scellés, peuvent apporter une véritable cohésion aux terrains qui en manquent, exactement à la manière des armatures de la terre armée. Ils sont alors mis en tension par des déformations du terrain, et s'ils ne sont pas collés, cette tension est limitée par le frottement (*).

L'utilisation du boulonnage est due aux nombreux avantages qu'il offre :

- Soutènement dont la pose est simple et facilement mécanisable,
- son prix de revient faible,
- les sections utiles des galeries boulonnées ne sont pas réduites par la présence d'étais, de cadre ou de bois, on peut donc grâce à lui introduire une mécanisation nécessitant des engins encombrants.

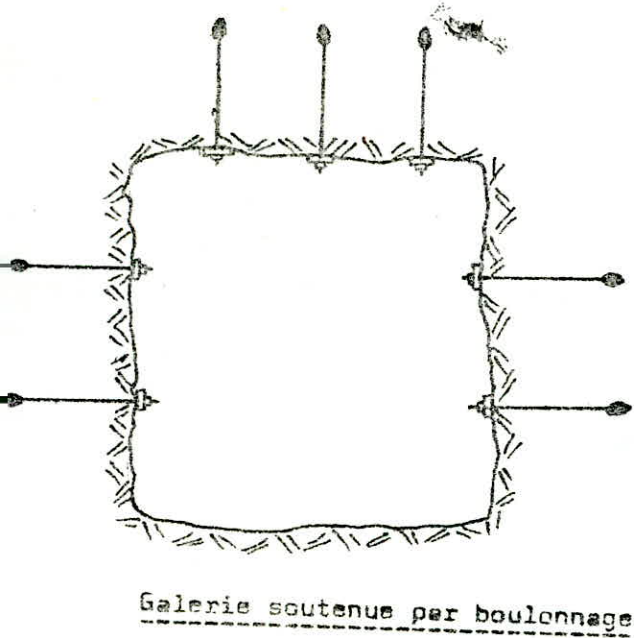
On facilite l'aérage en diminuant les pertes de charges.

- C'est pratiquement le seul soutènement utilisable dans les sections importantes ou les couches très puissantes.

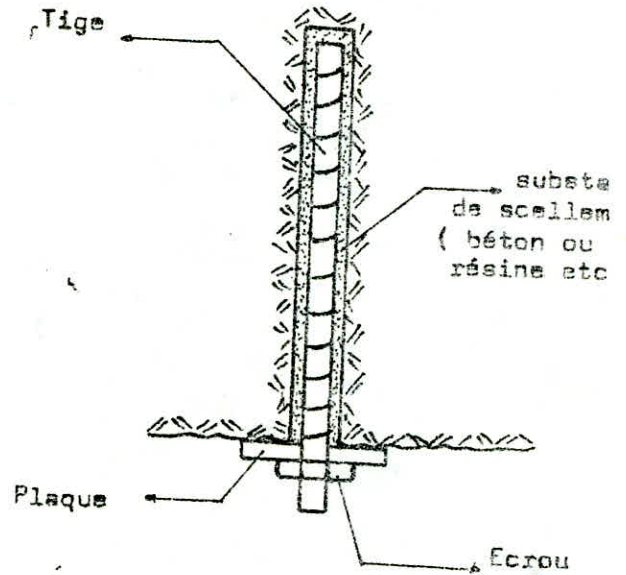
- Remarque : Parfois le boulonnage seul ne suffit pas si on a affaire à des terrains peu cohérents et très fissurés, d'où la nécessité d'emploi d'un soutènement mixte (par exemple : Boulonnage- grillage ou boulonnage et béton projeté etc...).

(*) D'après pratique des sols et fondation. Editions du moniteur Précis 1981.

FIGURE 3

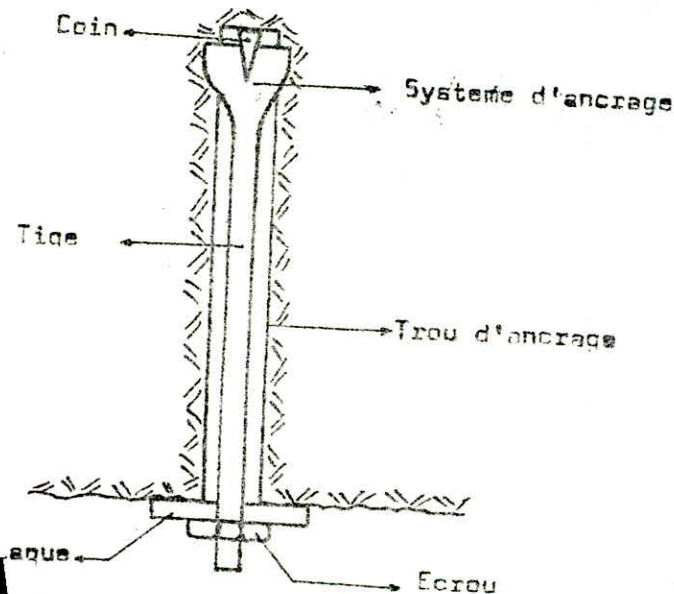


Galerie soutenue par boulonnage



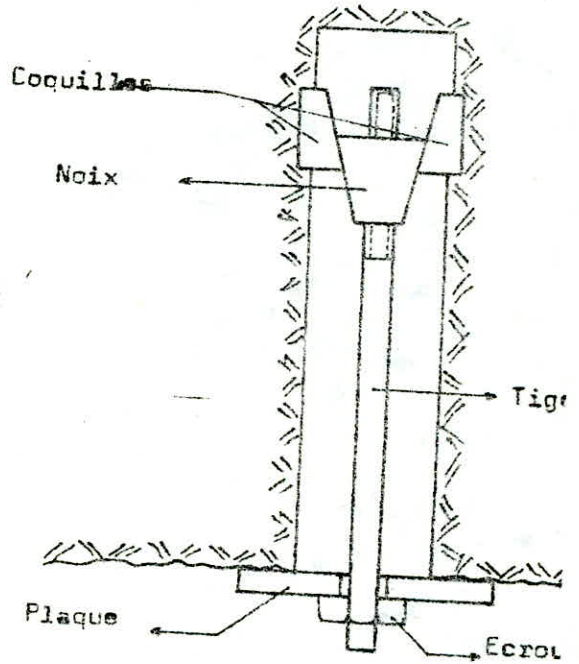
a) - Boulon à ancrage réparti

b) - BOULONS A ANCRAGE PONCTUEL



(Boulon à tête expansive)

Boulon à fente et à coin



Boulon à expansion avec vissage dans le noix

diamètre de la tige:
 $\varnothing = 22 \text{ à } 25 \text{ mm}$
 longueur de la tige:
 $L = 1,5 \text{ à } 6 \text{ m}$

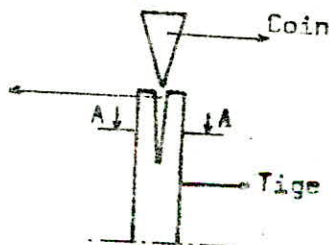


Schéma de l'ensemble -coin- fente

Coupe A-A



- largeur de la fente:
 $l_f = 2 \text{ à } 3 \text{ mm}$
- longueur de la fente:
 $L_f = 150 \text{ à } 200 \text{ mm}$
- largeur du coin:
 $l_c = 25 \text{ à } 50 \text{ mm}$
- longueur du coin:
 $L_c = 120 \text{ à } 130 \text{ mm}$

3)- Les cintres :

a) - Cintres rigides

Les cintres rigides sont conçus pour s'opposer à tout mouvement de terrain.

Il est donc prudent de ne les placer que là où l'on est certain que les terrains ne bougeront pas ou peu, et de s'arranger ensuite pour ne **rien** avoir à exploiter dans leur voisinage.

Ils sont constitués de poutrelles cintrées, voire de rails cintrés, en plusieurs éléments reliés généralement par des éclisses qui, pour être sérieuses, doivent également être cintrées sur leurs portées, et si possible toute avec la même courbure.

Lorsque le cintre ne comporte **que** deux éléments, ce qui est le cas pour les petites sections jusqu'à 8 m² environ, le joint est au sommet de la voûte. Pour des sections plus grandes, les joints partagent le cintre en éléments d'encombrement sensiblement égal (Voir figure 4.a).

La récupération des cintres rigides est une opération facile, à condition que les efforts appliqués aux cintres n'aient pas atteint la limite de leur déformations élastiques, car au delà l'opération est à peine rentable. On se trouve en effet rapidement en présence de distorsions telles que tout redressement devient impraticable.

b) - Les cintres coulissants :

Le cintre coulissant s'utilise sans aucune difficulté tant qu'on ne lui demande qu'un coulissement très réduit, ou même nul.

En effet, dans le cas de poussées importantes, les divers éléments peuvent glisser les uns sur les autres, permettant au terrain de se **décompresser** sans déformer les soutènements.

Ce type de soutènement présente, en effet, de nombreux avantages : tout d'abord il existe, même pour des galeries de grande section, des cintres composés d'éléments dont la pose est facile ce qui simplifie leur mise en place et permet de réaliser des économies de main d'oeuvre appréciables et nécessite pas une formation spéciale du personnel. L'utilisation des cintres coulissants est large et s'oriente notamment dans les galeries communiquant avec les cartiers où il y a exploitation.

- Si le terrain est extrêmement boulant; il peut y avoir un soulèvement et remonter de ce dernier du côté du mur, dans ce cas on procède en plus de l'installation d'un cintre avec semelle, à un blindage de la sole à l'aide de palplanche que l'on cale contre la semelle déjà placée. (Voir fig-4.b).

Enfin, l'emploi rationnel de ce type de soutènement nécessite des qualités d'observation certaines de la part du personnel pour déceler ces défauts dès le début et y remédier sans retard, sous peine de constituer une collection de petites erreurs d'origine, vite transformées en défaut accusée .

Le comportement d'un cintre lors de la convergence de la section due aux déformations se traduit par le graphique ci-dessous (Voir figure 4.b).

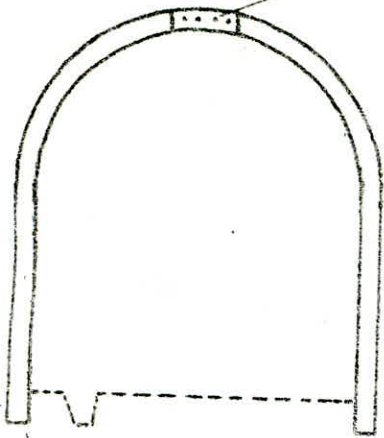
Ainsi pour augmenter la résistance du cintre on se base sur la nature du matériau utilise pour la fabrication, la section des éléments composant le cintre et leur profil, notamment pour assurer une bonne compressibilité du cintre sans qu'il soit déformer, c'est en quelque sorte garder une section homothétique à celle prévus on doit établir :

- 1) - Un bon garnissage afin de mi eux répartir la pression (uniformiser la pression) qui s'exerce le long du contour de la section.
- 2) - Assurer un assemblage entre les cintres (Roudins d'assemblages) afin d'éviter que la réduction de la section entraînent la rotation des pieds droits au niveau inférieur.
- 3) - Etablissement d'un bon assemblage fondation - cintre.

-Remarque :

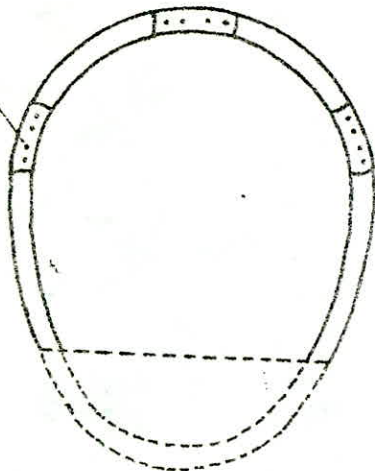
En effet, le comportement d'un cintre (rigide ou coulissant) vis à vis de la charge supporté par la couronne dépend des conditions d'appui des pieds droits (cales ou semelles plus ou moins rigides, ou in-situ, résistance au poinçonnement du mur), des forces de frottement mises en jeu au contact cintre-terrain, sans oublier les caractéristiques des profils, les dispositifs d'assemblage et leur réglage etc...).

-a) cintre rigides

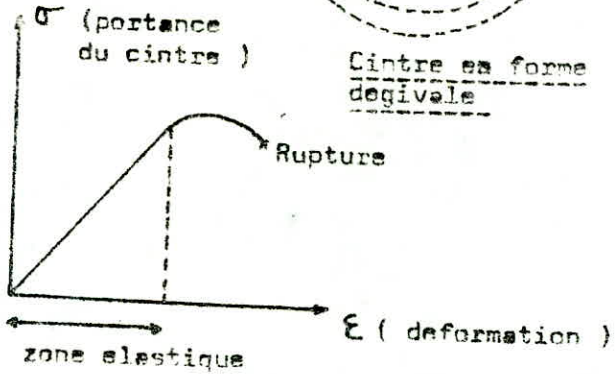


Cintre en forme de fer à cheval

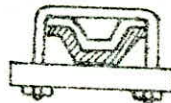
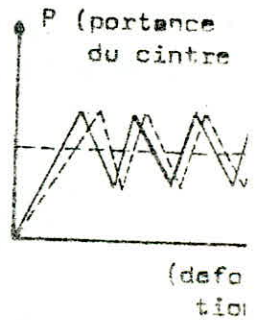
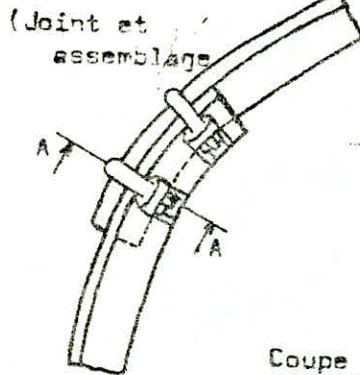
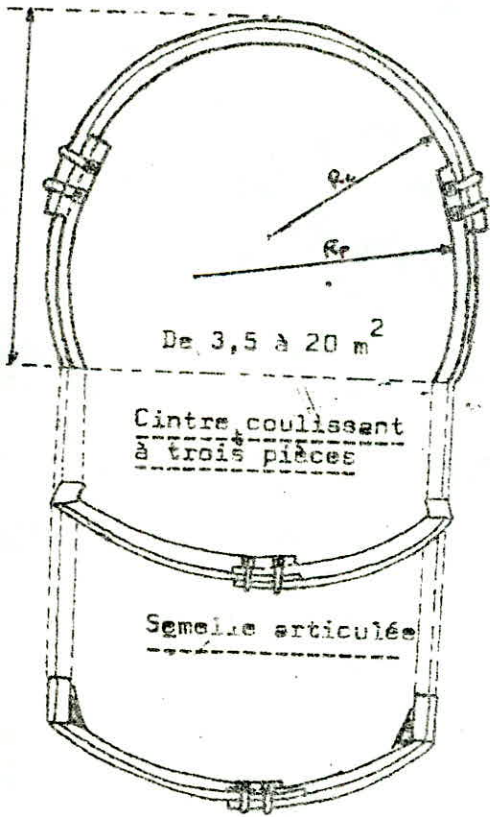
Eclisse



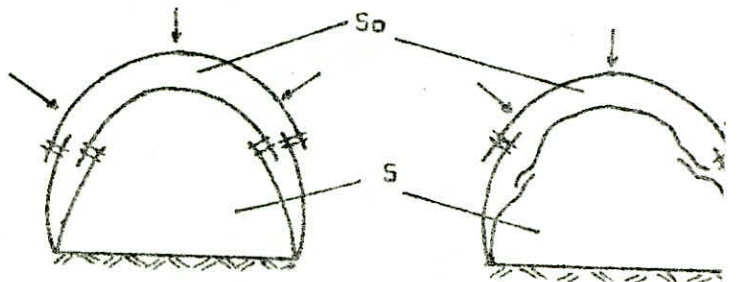
Cintre en forme de giviale



-b) cintres coulissants (Toussaint Heitzmann)



- So: section intérieure
- S: section fine



c) - "Comportement du cintre sous l'influence de la convergence des parois due à la pression des terrains."

On peut déduire que l'utilisation d'un des soutènements cités auparavant est typiquement lié à plusieurs facteurs caractérisant :

- * la nature et la structure du sous sol
- * les contraintes naturelles (pressions des terrains)
- * l'eau souterraine (conditions hydrogéologique)
- * la nature des déformations et comportement de la galerie vis à vis des ces dernières etc...).

C'est ce que nous allons essayer d'étudier et d'expliquer dans les chapitres qui viennent.

4) - Soutènement en béton :

Le soutènement en béton ne s'est pas généralisé dans les mines en raison de son prix de revient élevé par rapport aux autres soutènements, dû à la grande quantité de matériaux mis en oeuvre.

Cependant, on l'emploie chaque fois qu'on désire un soutènement jointif lisse ou étanche, ou un soutènement de très haute résistance mécanique, par exemple aux endroits suivants :

- Bures (concurrence avec le bois)
- Recettes et contour de puits
- Albraques et galeries d'exhaures en général
- Carnets d'eau
- Zones faillées, fissures aquifères, passées argileuses- soufflages des murs
- Zone à très fortes pressions ou à très grandes profondeurs

Le soutènement en béton est généralement utilisé au niveau des ouvrages dont la durée de vie correspond à celle de la mine.

On peut résumer les avantages qu'offre un soutènement en béton en :

- * Faible résistance à l'aérage ou à l'écoulement de l'eau faible
- * Propreté d'aspect, facilité de déplacement des ouvriers.

a) Béton monolithe :

Ce béton, fabriqué sur place est déposé derrière un coffrage contre les terrains qu'il doit soutenir. Il est mis en place par transport pneumatique, ou par pompes.

On peut en citer les avantages et les inconvénients qui découlent de son utilisation.

* Avantages :

- Adaptation aisée à toute forme de galerie
- Section de creusement minimale, compte tenu de l'épaisseur de béton à assurer.
- Pas de garnissage coûteux et d'efficacité incertaine.

* Inconvénients :

- On ne peut compter sur une qualité de béton excellente
- l'homogénéité de la pâte en place est difficile à assurer
- Le béton n'est pas toujours vibré d'une manière satisfaisante
- mis en charge avant un durcissement suffisant, il peut être pré-fissuré par les m.v.ts de terrains.
- Après durcissement il résiste mal aux pressions de terrain non uniforme

b) - Claveaux de béton : (soutènement circulaire)

Le soutènement par claveaux de béton consiste à l'assemblage d'éléments préfabriqués de béton disposés en anneaux au tour de la galerie.

Ils sont séparés entre eux par des planchettes de contact et d'écrasement, suivant les dimensions des claveaux (compte tenu de leur poids en particulier) et suivant les dimensions de la galerie à soutenir, il faut de 30 à 100 claveaux environ par anneau de soutènement.

Ce soutènement présente :

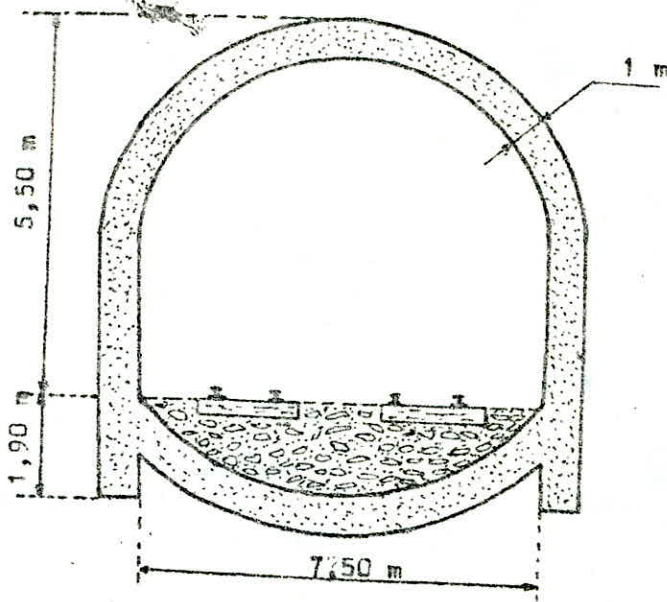
* Les avantages suivants : on peut obtenir

- Pour une épaisseur donnée, le maximum de résistance (béton résistant à 600 ou 700 Kg/cm²).
- Bon rendement de mise en place, quitte à utiliser des dispositifs de manutention spéciaux, si les claveaux sont lourds.
- Une souplesse plus grande : les planchettes d'écartement (dont on peut faire varier le nombre ou l'épaisseur) jouent un rôle fondamental.

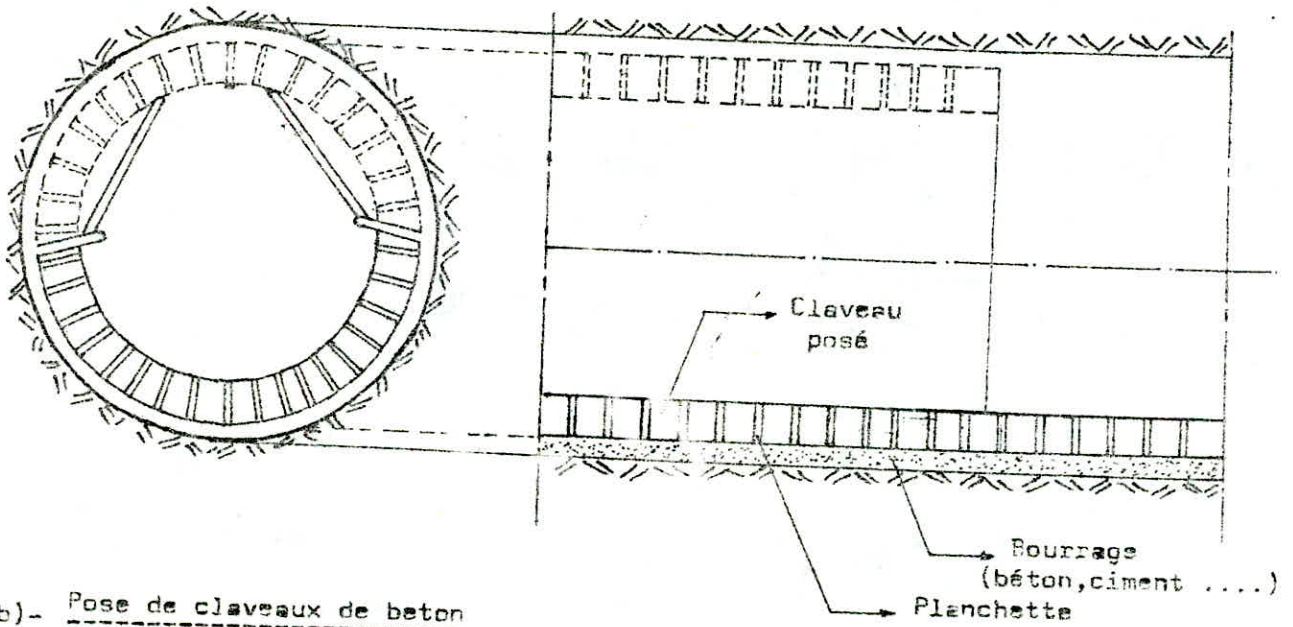
* Les Inconvénients suivants :

Par contre, subsistent les inconvénients suivants :

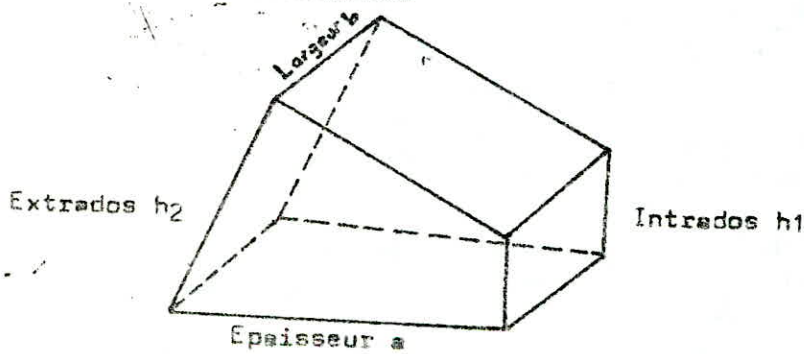
- Impossibilité d'utilisation aux carrures, et même dans une courbe. Il faut, dans ces zones particulières recourir au bétonnage classique.
- En fonction d'un type de claveau, peu de variation possible de la dimension de la galerie.



a) - Coupe d'une galerie à grande section bétonnée



b) - Pose de claveaux de béton



c) - Schema d'un claveau de béton

-Par exemple:

Claveau de béton de Lorraine pour une galerie de 5,25 m de diamètre,
 $a=1$ m ; $b=8,5$ m ;
 $h_2=0,61$ m ; $h_1=0,4$
 poids = 575 Kg ;
 36 claveaux par anneau avec planche de 20 mm.

- Section de creusement plus grande encore que dans le cas d'une galerie bétonnée (cependant on doit réduire l'épaisseur du soutènement pour avoir une certaine compensation du point de vue résistance des claveaux).
- Impossibilité pour ce soutènement de résister à la traction ou aux flexions. Sa résistance est souvent compromise, même en régime de compression uniforme, par le fluage des planchettes d'écartement écrasées qui exercent sur les claveaux de redoutables efforts de traction pouvant amener leur fissuration.

Ce type de soutènement est utilisé :

Pour le revêtement des galeries de sections diverses (de forme circulaire) ou les mouvements de terrains sont importants et où il est essentiel de conserver à l'ouvrage une section ouverte minimale de forme à peu près régulière.

c) Gunitage :

- 1) Le gunitage : Le terme " gunitage " qui désigne une projection de ciment ou de mortier sur les parois des galeries,

Le gunitage peut être pratiqué en galerie non affectée par des mouvements de terrains sensibles.

Selon les cas on l'utilise comme :

- Protecteur de terrain contre l'humidité de l'atmosphère
- pour empêcher l'oxydation
- Lien superficiels des éléments irrégulier des épontes ou des épis de remblais (améliorer la cohésion .) .
- Pour diminuer les irrégularités de parois naturelles ou artificielles, même si le ciment est appliqué sur un soutènement restant en place. Ce lissage relatif contribue à un certain degré d'étanchéité au sein de la galerie.
- Pour diminuer la résistance de la galerie à l'aérage (galeries d'entrée et de retour d'air, et crossing).

Le gunitage peut se faire soit en une seule couche, soit en plusieurs selon la demande du terrain (étanchéité recherché, nature du mélange projeté, accrochage des parois, etc...).

Si les parois de la galerie s'avèrent très lisse et pose un problème pour la fixation du ciment (mortier), on peut y fixer un grillage, chargé de constituer une armature légère au gunitage, facilitant son accrochage.

Remarque : Le gunitage ne peut guère être utilisé qu'en galeries sèches :
Les sulfates présents dans la plupart des eaux de mines attaquent en effet le ciment et l'on ne peut espérer tirer de ce procédé une étanchéité satisfaisante à l'eau.

Conclusion :

Sans vouloir imposer aucune règle, il est raisonnable et fréquent de bétonner les galeries des petites recettes, des grandes recettes, les travers bancs; ainsi que les galeries se trouvant dans de très mauvaises zones (suivant l'importance des pressions).

Répetons enfin que les travaux de longue durée et de grande section doivent également sauf cas exceptionnels, être bétonnés.

On peut ainsi résumer les conditions d'utilisation en un certain nombre d'impératifs qu'il faut en tenir compte :

- a) Le soutènement doit se prêter sans dégradation ni rupture, à l'inévitable convergence : il lui faut donc être déformable, compressible dans des limites qu'on est capable actuellement de prévoir. Nous **dirons** qu'il doit être " souple ". Il **doit** être posé assez tôt : le toit fissuré ne se recolle pas.
 - b) Ses déformations doivent, autant que possible, conserver à la section une forme à peu près homothétique de la section initiale (prévue).
 - c) Le soutènement ne doit exercer sur le terrain auquel il s'appuie, que des efforts modérés compatibles avec sa nature, sous peine de contribuer à sa destruction. Mais il doit cependant exercer la réaction maximum compatible avec sa résistance propre et celle du terrain.
 - c) Il doit être facile à entretenir, et ne pas entraver les éventuelles remises à section de la galerie.
 - e) plus son coût initial (d'achat) est élevé, plus souvent il doit être réutilisable et à faibles frais d'entretien.
 - f) En toute circonstance, il doit assurer la sécurité du personnel, et **"prévenir"** avant que sa résistance soit dangereusement outre-passée.
 - g) Ajoutons qu'il doit être stable, donc correctement lié au soutènement voisin, à moins que le terrain ne puisse assurer à sa place cette nécessaire stabilité.
- Donc il est clair que le choix des matériels de soutènement en conditionne le comportement.

IV- PROBLEME DE MECANIQUE DES TERRAINS DANS LA PHASE
DU CREUSEMENT DES GALERIES.

Lors du creusement d'une galerie donnée, les terrains environnants sont sujet à un déséquilibre caractéristique de leur nature, structure et de leur propriétés physico-mécaniques, ce qui entraîne une dégradation générale du massif rocheux du point de vue stabilité qui résulte à des mouvements et déformations du lieu entourant l'excavation et provoquant par la suite une instabilité au sein de cette dernière.

D'ou, dans ce chapitre nous allons essayer de mettre en évidence et d'étudier le comportement de la galerie lors de son creusement vis à vis du terrain où son creusement aura lieu.

Cependant, les méthodes les plus efficaces pour décrire le comportement d'une galerie au creusement peuvent se résumer ainsi :

* La réalisation des mesures et d'observations qualitatives, judicieusement choisies sous l'influence d'une analyse préalable des phénomènes élémentaires mis en jeu lors du creusement.

* L'élaboration d'un modèle descriptif qui permet la généralisation des résultats de ces observations et mesures, et qui prend la place de la conception initiale des mécanismes qu'avait apportée à priori l'expérimentateur.

1) - MESURES, OBSERVATION ET DESCRIPTION DES TERRAINS

a) Les mesures et observations in-situ.

En dehors de la reconnaissance géologiques et géométrique élémentaire qui précède évidemment toutes autres investigations on doit tenir compte de :

- la mesure des déplacements des terrains
- le relevé de la fissuration ou de la fracturation due au creusement et si possible l'évaluation de l'état de déconsolidation du terrain.

On distingue que ces deux catégories d'investigation sont à caractère descriptif.

a.1) Les déplacements :

Les déplacements sont caractérisés par la convergence des terrains qui consiste à la mesure du rapprochement relatif de deux repères ancrés (plots) symétriquement dans les parois de la galerie. L'implantation des broches se fait ordinairement perpendiculairement et parallèlement aux bancs dans le cas des galeries dont la géométrie est liée à la stratification (quadrangulaires), ou sinon verticalement et horizontalement

en plusieurs points de la section, on retrouve là des choix influencés par "le modèle préalable" du comportement attendu.

Pour prendre en compte la dispersion des résultats dues aux hétérogénéités du comportement (la variabilité des caractéristiques du terrain est un de ces facteurs d'hétérogénéité), on installe plusieurs stations de mesures de ce type à quelques mètres d'intervalle.

La convergence peut, dans la plupart des cas, être assimilée à la somme des deux déplacements radiaux, Généralement on tient compte lors des études des comportements de la galerie de la convergence relative qui est le rapport de la convergence à la longueur de la base de mesure. Par exemple pour les galeries de forme circulaire, elle est assimilée au rapport du déplacement radial au rayon (U_r/r).

On peut aussi évaluer les déplacements par les mesures d'expansion du terrain, qui fournissent quant à elles des informations considérées comme très précieuses, pour la description du comportement.

Elles consiste à mesurer le déplacement relatif de deux repères fixés à l'intérieur du massif dans des forages de longueur variable (de 1 m jusqu'à une dizaine de mètres à partir de la paroi). On peut utiliser des broches de longueur appropriée ou des dispositifs d'ancrages (comparable au boulons) comme le montre la figure 6 b.

Un fil d'acier relie chaque point de mesure avec l'orifice du trou, lui même équipé d'un cône en bois, percé d'un trou axial à travers lequel passent les fils. La mesure du déplacement relatif entre deux points est souvent ramenée à la distance qui les sépare, ce qui définit un " taux d'expansion ".

a.2)- La fracturation et la déconsolidation.

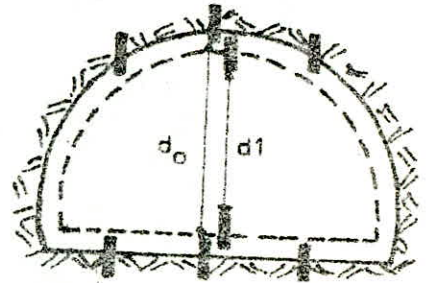
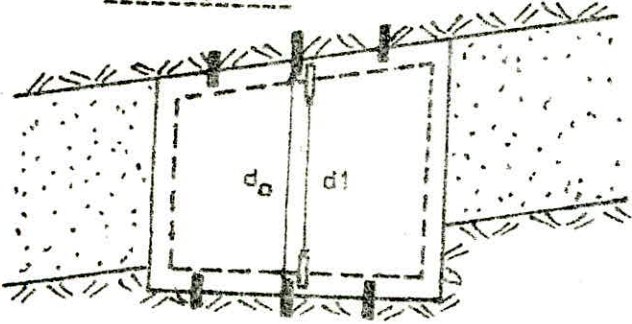
Les mesures d'expansion du terrain joue un grand rôle dans l'interprétation et donne des informations directes sur l'état de fracturation du terrain.

En effet, des expansions trop importantes traduisent soit l'ouverture de fractures ou de joints de stratification, soit le passage de la roche à l'état post rupture, par le dépassement de ses limites de déformabilité.

Il est évidemment plus sûr d'observer directement les fracturations visible à la paroi de l'ouvrage ou, sur les premières mètres à l'intérieur du massif. L'orientation des fissures ou fractures, leur densité, leur ouverture plus ou moins grande, leur remplissage éventuel renseignent sur leur origine et sur le mécanisme de leur formation.

FIGURE (6) DISPOSITIFS SIMPLES DE MESURES DES DEPLACEMENTS DE TERRAIN

a) Convergences

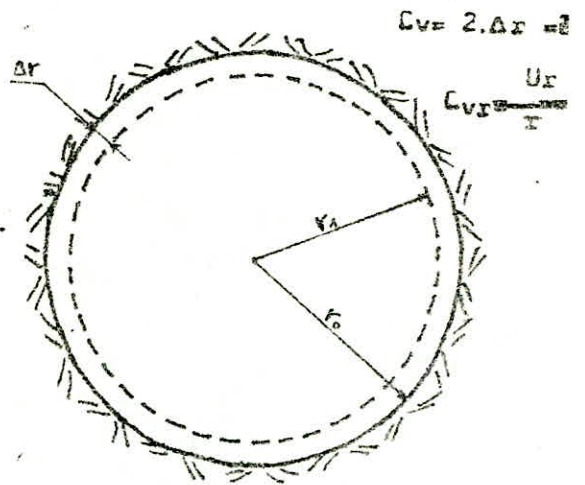


On définit:

- La convergence : $C_v = d_0 - d_1$
- La convergence relative : $C_{vr} = \frac{d_0 - d_1}{d_0}$

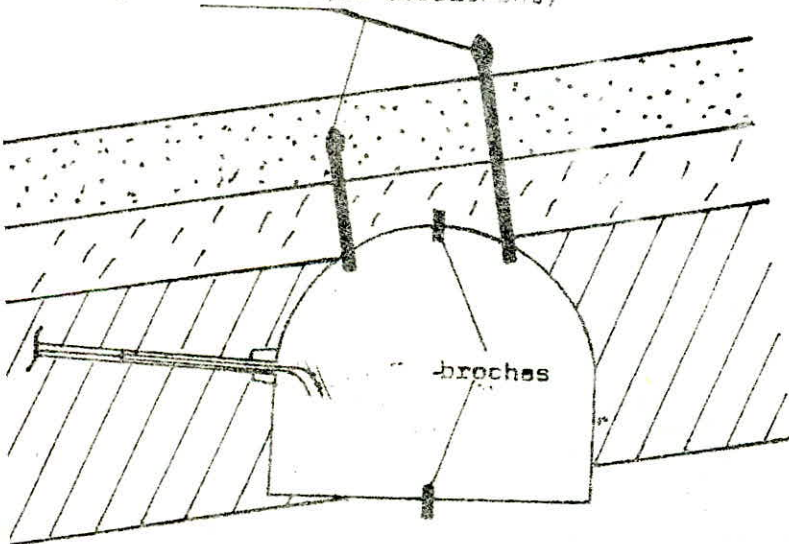
avec d_0 : distance initiale entre les deux plots (broches) encre.

d_1 : distance finale entre les deux broches (après convergence des parois).



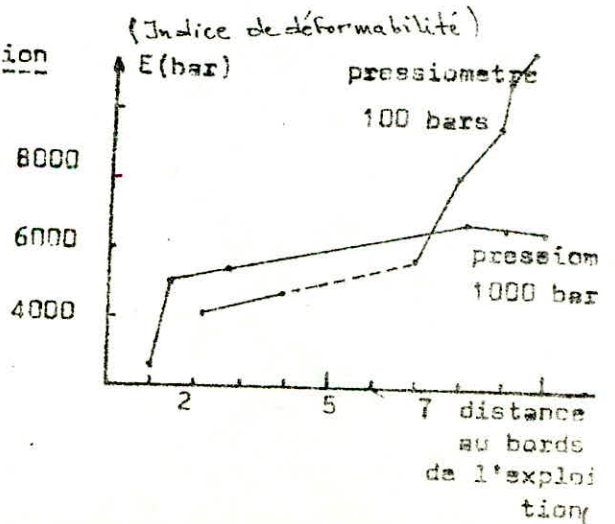
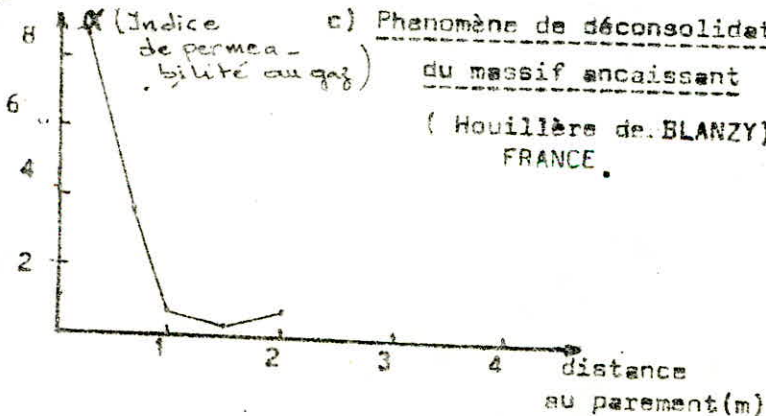
b) Expansions

encrage de boulons (ou scellement)



c) Phénomène de déconsolidation du massif encaissant

(Houillère de BLANZY) 8000 FRANCE.



Etant donné le progrès scientifique et technologique dans ce domaine d'analyse ont permis d'aider l'observateur de mieux interpréter et quantifier ces constatations qui au début n'étaient que qualitatives et on a abouti à définir "l'état de déconsolidation".

En effet piguet à essayer de rattacher le degré de déconsolidation à un indice de perméabilité (α) au gaz par des essais de diffusion gazeuse au charbon, on a un indice de déformabilité du type module pressiométriques (E) (voir figure 6c.)

b)- Descriptions des propriétés des terrains.

Le moyen le plus courant de description et de mesure consiste aux méthodes d'essais normalisés pour la détermination des limites de rupture du matériau auquel on a affaire: on peut en citer :

- * Module élastique (E)
- * Résistance à la traction : R_{tr}
- * Résistance à la compression simple : R_{comp} .
- * Résistance au cisaillement : R_{ci} (C, ϕ).
- * Coefficient de résistance (dureté) ou de Protodiakonov.

Cette description expérimental complètera éventuellement les mesures et observations in-situ car ces paramètres sont rarement utilisés directement dans les modèles de mécanique des terrains.

Afin de mieux analyser le comportement d'un ouvrage souterrain (galerie) et de son soutènement nous allons introduire lors de cette étude " la méthode convergence confinement " et essayer de préciser les conditions pratiques de son utilisation.

2) - RAPPEL DES PRINCIPES GENERAUX DE LA METHODE : (D'après tunnels et ouvrages souterrains N° 59 - Septembre/Octobre 83)

Remarque : Cette méthode s'applique seulement pour le creusement de galerie isolée.

2.1 - La participation du terrain à son propre soutènement :

La méthode de calcul dite " convergence - confinement " s'est développée parallèlement à l'utilisation des modes de soutènement qui assurent la participation du terrain à sa propre stabilité depuis une vingtaine d'années environ.

Cette méthode privilégie le rôle du terrain dans l'ensemble terrain -

Soutènement et prend en compte la progression du creusement et son aspect tridimensionnel.

A l'opposé des méthodes dites " aux réactions hyperstatiques " qui étudient le comportement du soutènement sous l'action de forces extérieures représentant le terrain, elle étudie le comportement du terrain sous l'effet de pressions de confinement représentant le soutènement.

Elle postule que le but du soutènement ne consiste généralement pas à s'opposer à la déformation élastique du terrain autour de la cavité ni même à la formation d'une zone en déformation pseudoplastique, dans laquelle les critères de rupture sont dépassés.

En effet, car très souvent, cet état de déformation est déjà atteint au voisinage même du front avant que l'on n'ait eu la possibilité de placer quelque soutènement que ce soit.

La méthode admet au contraire que le soutènement a essentiellement pour objet de limiter la déformation des parois et l'extension de la zone en déformation pseudoplastique pour aboutir à un équilibre qui satisfasse si possible à la fois les conditions suivantes :

- * Limitation de la convergence des parois à des valeurs acceptables en fonction des conditions d'exécution et de la destination de l'ouvrage.
- * Limitation consécutive du phénomène de décompression du terrain qui se traduit toujours par une détérioration notable de ses caractéristiques mécaniques.
- * Optimisation des caractéristiques (du terrain) et du coût du soutènement par réduction de la pression utile de confinement, compte tenu de la convergence maximale admissible.

2.2) - CONFINEMENT ET CONVERGENCE ACCEPTABLES.

Il est très difficile de définir ce que l'on entend par convergence maximale acceptable car l'amplitude de la convergence n'est pas le seul facteur à prendre en considération car il faut aussi tenir compte de la vitesse à laquelle se produisent les mouvements qui est la plus importante, le critère habituel de sécurité étant la décroissance de cette vitesse en fonction du temps et de l'éloignement du front.

2.2.1) - PRESSIION LIMITE DE CONFINEMENT POUR DIFFERENTS TYPES DE SOUTÈNEMENT :

La pression limite de confinement développée par le soutènement avant sa rupture est définie par les conditions technologiques d'emploi.

L'expérience montre que cette pression varie en pratique dans des limites assez étroites.

" TABLEAU REPRESENTATIF DES PRESSIONS "

LIMITES DE CONFINEMENT POUR DIFFERENTS TYPES DE SOUTÈNEMENT

| SOUTÈNEMENTS | PRESSIIONS (MPa) LIMITES DE CONFI- NEMENT DEVELOPPEES | PARAMETRES INFLUENCANTS SUR LA PRESSIION DEVELOPEE | REMARQUES |
|----------------------------|-------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| BOULONNAGE | de 0,05 à 0,2 | - L'écartement minimal des boulons. - L'efficacité de l'ancrage - Diamètre et type de matériau constituant les boulons | Indépendement du diamètre de l'excavation |
| Cintres métalliques légers | de 0,05 à 0,1 | * nature du matériau utilisé pour la fabrication du cintres * profil des éléments constitutifs du cintre | nécessite d'une mise en place correcte et un bon assemblage entre cintre - cintre et l'interaction cintre terrain |
| Cintres métalliques lourds | de 0,05 jusqu'à 0,2 | * Mode du dispositif d'assemblage et joint du cintre | |
| Béton projeté | de 0,2 à 0,5 pour des diamètres variant de : 10 à 4 m | * Diamètre de la galerie * Epaisseur de la couche du béton projeté qui varie de 0,05 à 0,20 m | - les pressions limitées de confinement sont d'autant plus grande que le diamètre de l'excavation est plus petit. |

2.2.2) - CONVERGENCES FAIBLES OU FORTES ET MODES DE SOUTÈNEMENT ASSOCIES :

Dans les cas habituels, la convergence relative ($CV_R = \frac{U_r}{r}$) est généralement comprise entre 10^{-3} et 4×10^{-2} . Il y a interdépendance réciproque entre le mode de soutènement, la convergence et la pression de confinement.

Aussi pour les soutènements rigides (ou semi-flexibles) : cintres lourds, béton projeté associé ou non aux cintres légers et aux boulons permettent à confinement égal, de limiter l'amplitude de la convergence.

La convergence mesurée est généralement inférieure à $5 \cdot 10^{-3}$.

Lorsque les terrains sont sujets à très fortes déformations ou bien les contraintes initiales sont très élevées il y a risque d'atteindre la rupture des soutènements cités précédemment.

Par contre les soutènements souples et notamment le boulonnage permettent d'accompagner le mouvement sans se rompre. Dans ce cas la convergence relative mesurée peut atteindre 10^{-2} .

La méthode convergence confinement permet une meilleure approche des déformations admissibles et des dispositions à prendre pour s'adapter aux phénomènes constatés.

2.3) - DESCRIPTION DE LA METHODE (On considère une section de forme circulaire).

Le problème du comportement tridimensionnel du massif encaissant autour de l'ouvrage est ramené à un problème de déformation plane en étudiant dans une section type (circulaire), l'influence d'une décroissance continue de la contrainte radiale " T_r " qui s'exerce sur les parois de l'ouvrage depuis la valeur initiale T_0 de la contrainte jusqu'à zéro. L'annulation de la contrainte T_r correspond à l'état de la paroi après creusement en l'absence de tout soutènement dans un tunnel (galerie) de longueur indéfinie.

On a pu montrer avec une bonne approximation, que la proximité du front est équivalente du point de vue mécanique, à l'application le long de la paroi d'une pression de soutènement fictive égale à $(1-h) T_0$. L'état initial en avant du front et à une distance suffisante pour négliger son influence correspond à $h = 0$ (en h : taux de déconfinement).

Au fur et à mesure que le creusement se rapproche de la section considérée, puis la dépasse et s'en éloigne, h croît progressivement de 0 à 1; le déplacement radial des parois de l'ouvrage croît également : D'où l'apparition du phénomène de convergence proprement dit (Voir figure 7a).

La figure 7b, représente la courbe qui lie T_r et U_r (b) qui caractérise le comportement du terrain. C'est la courbe caractéristique du terrain (ou courbe de convergence) en un point de la paroi de la galerie. Son allure dépend naturellement de la loi du comportement du terrain, de la forme de la section de la galerie et de l'état des contraintes.

Sur ce graphique $T_r = f (U_r)$, on distingue plusieurs points remarquables qui correspondent aux phases successives de la progression du creusement et de la mise en place du soutènement.

On a :

- Le point F ($U_{rf}, (1-h_f) T_0$) : représente l'état de déformation de la section lorsque le front d'attaque la traverse.

- Le point S ($U_{rs}, (1-h_s) T_0$) : représente l'état de déformation de la section lorsque le soutènement est mis en place (à une distance en arrière du Front).

On a évidemment $U_{rs} > U_{rf}$ (la mise en place du soutènement se fait postérieurement d'où la déformation et d'autant plus grande à ce moment.).

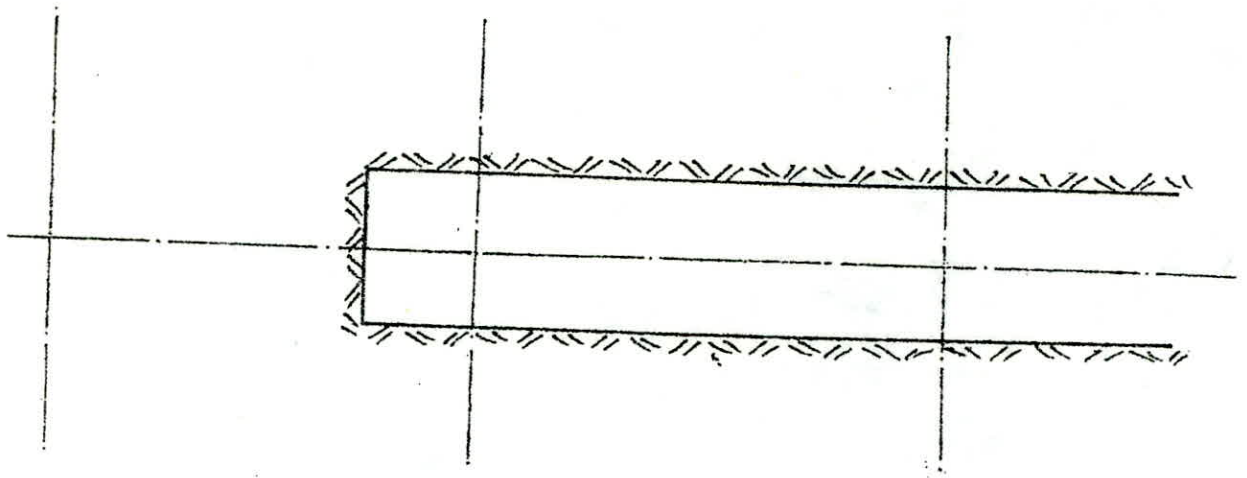
Par la courbe (a), on a la représentation de la pression de confinement exercé par le soutènement en fonction du déplacement radial (convergence). C'est la courbe caractéristique du soutènement (courbe de confinement) en ce point.

Le tracé de cette courbe montre que nous connaissons la part de la convergence U_{ra} au moment où le soutènement se met en charge.

Dans le cas général : $U_{ra} = U_{rs} + S_u$.

Où S_u , c'est la déformation radiale complémentaire nécessaire pour interesser effectivement le soutènement, la valeur de S_u dépend du type de soutènement, du soin avec lequel a été réalisé le bourrage (garnissage) et du taux de compressibilité du matériau de bourrage.

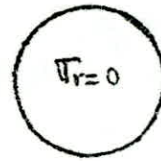
L'intersection des deux courbes caractéristiques (a) et (b) ainsi définies donne les paramètres de l'équilibre final à une certaine distance du Front (mais sans tenir compte du facteur temps), les paramètres se traduisent par : la pression maximale de confinement supportée par le soutènement à l'équilibre et la convergence totale correspondante, c'est à dire le point d'équilibre E de coordonnées ($U_E, (1-h_E) T_0$).



$h=0$

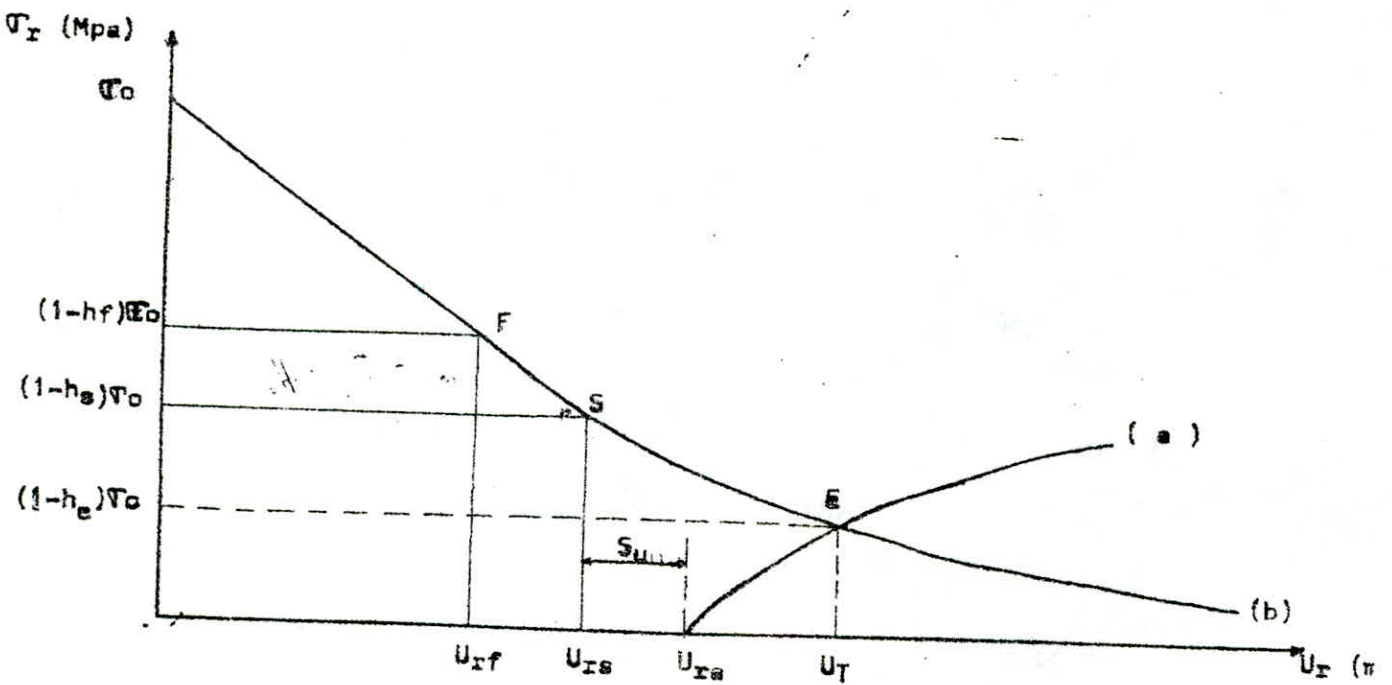


$0 < h < 1$



$h=1$

a)- Pression de soutènement fictive au voisinage du front de taille.



b)- Courbes caractéristiques du soutènement (a) et du terrain (b).

L'analyse qui précède montre que les trois étapes essentielles de la construction des courbes caractéristiques pour l'application de la méthode convergence confinement sont :

- * Tracé de la courbe caractéristique du terrain.
- * Etude de l'influence de la proximité du Front pour connaître la position relative des deux courbes.
- * Tracé de la caractéristique du soutènement.

Dans ce qui va suivre nous allons voir quelques hypothèses restrictives permettant de proposer des solutions analytiques à ces problèmes à conditions d'en connaître les limites et de savoir interpréter les résultats en conséquence.

3) - TRACE DE LA COURBE CARACTERISTIQUE DU TERRAIN

3.1) - HYPOTHESES SIMPLIFICATRICES

Pour aboutir à l'emploi de formules analytiques susceptibles de fournir l'équation de la courbe caractéristique du terrain on suppose que :

- * l'ouvrage est assimilé à un tunnel (galerie) de section circulaire creusé dans un massif homogène isotrope.
isolé
- * les contraintes initiales sont isotropes
- * le tunnel est suffisamment profond pour que l'on puisse négliger la variation de la contrainte initiale T_0 au voisinage du tunnel (couverture minimale de l'ordre de 3 à 4 diamètres).

Suivant ces hypothèses, du fait de la symétrie cylindrique les courbes caractéristiques sont identiques tout le long de la paroi de la galerie.

Ces hypothèses, malgré leur caractère très restrictif, sont néanmoins acceptables dans de nombreux cas pratiques et permettent d'obtenir avec un nombre restreint de paramètres des indications suffisantes pour orienter, lors de l'avant projet, le choix des caractéristiques du soutènement et estimer l'ordre de grandeur de la convergence probable.

3.2 - CALCUL ANALYTIQUE

3.2.1- Généralités - Notations

Les formules analytiques dépendent en particulier du mode de comportement du terrain, les hypothèses les plus fréquents sont :

- milieu élastique
 - milieu élastoplastique parfait
 - milieu élastofragile avec radoucissement.
- } les cas à traités lors de notre étude.

Les paramètres utilisés sont les suivants :

r : rayon de l'excauation

T_0 : contrainte initiale homogène isotrope.

T_r : Pression radiale fictive de soutènement sur les parois du tunnel

h : taux de déconfinement tel que $1-h = \frac{T_r}{T_0}$

r_d : rayon de détente (limite de la zone plastifiée)

U_r : amplitude de la convergence à la paroi

E : Module de déformation du terrain dans la phase de comportement élastique.

ν : Coefficient de poisson du terrain dans cette même phase

T_c : résistance en compression simple du terrain

$$\left(T_c = \frac{2C \cos \varphi}{1 \sin \varphi} \text{ dans la cas d'un milieu grenu } \right)$$

C et φ : cohésion et angle de frottement interne
(caractéristique du résistance maximale).

$$K_p = \text{Tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{Coefficient de butée}$$

: Masse volumique du terrain

3.2.2. - Cas du milieu élastique

Dans ce cas on considère les hypothèses suivantes :

- * répartition isotrope des contraintes initiales
- * souterrain (galerie) de forme circulaire
- * le creusement n'entraîne que des déformations de caractère élastique avec $T_0 \left(\frac{T_c}{2} \right)$.

Lorsque $T_0 > \frac{T_c}{2}$ le début de la déformation s'opère de façon élastique

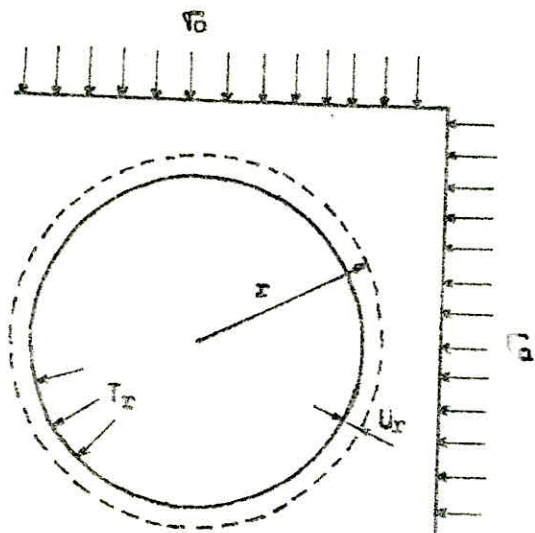
Tant que T_r (pression fictive du soutènement) reste supérieure à une valeur T_{re} pour laquelle les contraintes dans le terrain encaissant atteignent la limite de rupture.

avec $T_{re} = (1 - h_e) T_0$ où h_e : taux de déconfinement

on montre que

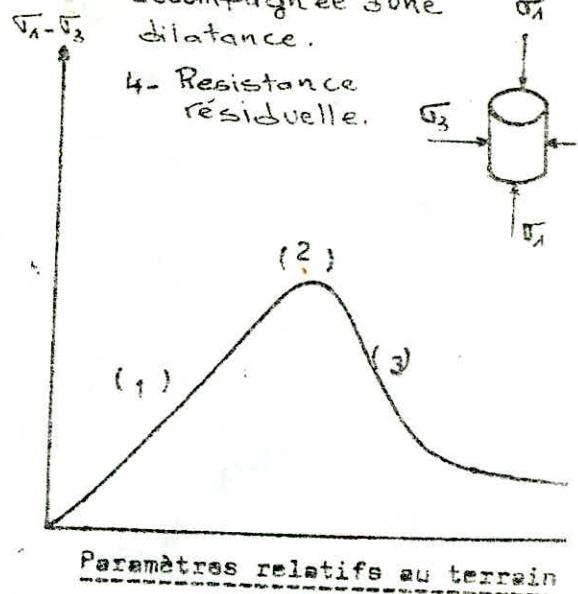
$$h_e = \frac{1}{K_p + 1} \left(K_p - 1 + \frac{T_c}{T_0} \right) \quad (1)$$

FIGURE (8)

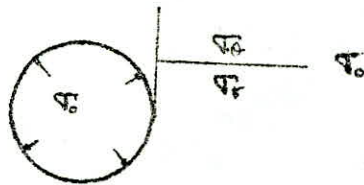
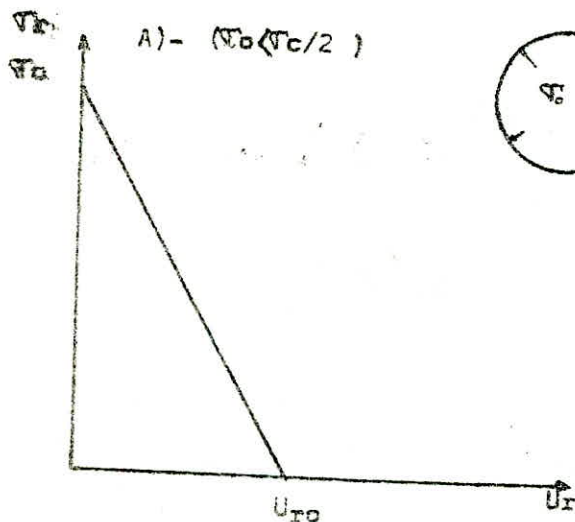


Souterrain circulaire dans un milieu homogène isotrope.

- 1- Comportement pseudo-élast
- 2- Résistance maximale
- 3- Chute de résistance accompagnée d'une dilatance.
- 4- Résistance résiduelle.

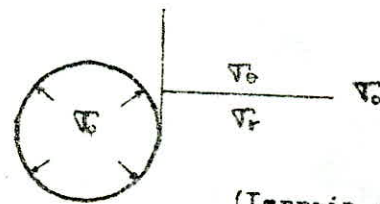
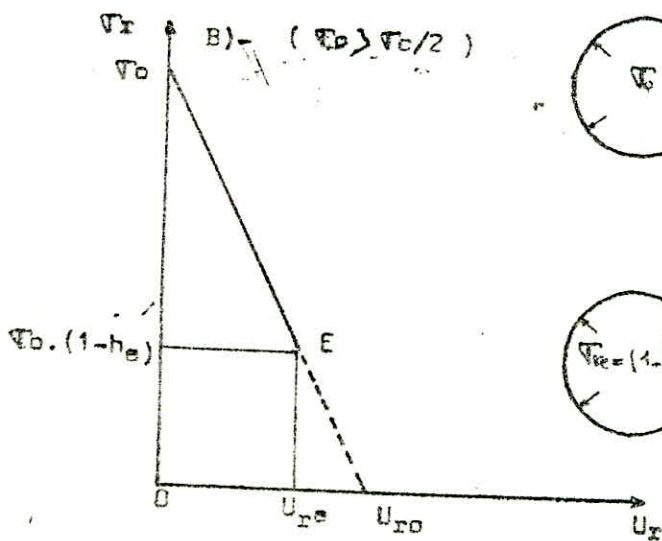


A) - $(\sigma_0 < \sigma_c/2)$

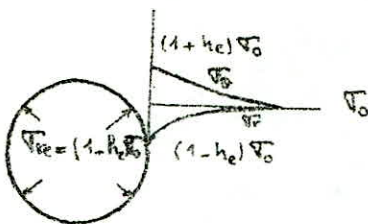


(Terrain à comportement élastique)

B) - $(\sigma_0 > \sigma_c/2)$



(Terrain ayant atteint sa limite élastique (E))



Courbe caractéristique du terrain (déformation élastique)

La courbe caractéristique du terrain relative à la phase élastique de la déformation correspond à une droite qui recoupe l'axe U_r en un point d'abscisse U_{r0} tel que :

$$U_{r0} = \frac{1 + \nu}{E} T_b \cdot r \quad (2)$$

- Si $T_0 > \frac{T_c}{2}$ seule la portion de la droite correspondant à des valeurs de h telle que $0 < h < h_e$ est à prendre en considération.

Le point E ($U_{re}, (1-h_e) T_0$) définit l'état limite élastique ($h=h_e$)

avec : $T_e = (1-h_e) T_0$

$$U_{re} = h_e U_{r0} = \frac{1 + \nu}{E} h_e \cdot T_0 \cdot r \quad (3)$$

3.2.3 - Cas du milieu élastoplastique parfait :

Le comportement du milieu est défini par :

- * Son module de déformation pour la phase élastique.
- * Le critère de résistance maximale, de type Mohr - Coulomb.

$$T_1 = K_p T_3 + T_C \quad (4)$$

qui peut aussi être exprimé en fonction de C et ϕ :

$$T_1 = T_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} + 2C \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5)$$

* Enfin par une relation complémentaire relative à l'amplitude des déformations : (Dilatance).

a) Formules de Labasse : (Etude de la dilatance de la zone plastique).

Dans ce cas, on fixe au départ une augmentation de volume, uniforme et prédéterminée pour l'ensemble de la zone concernée, en se donnant un coefficient de foisonnement K tel que :

$$K = \frac{\text{Volume final de la zone}}{\text{Volume initial}} = \frac{\pi r d^2 - \pi (r - U_r)^2}{\pi (r d^2 - r^2)} \quad (6)$$

(Fig 9a)

on aboutit aux formules de Labasse donnant T_r (pression fictive du soutènement) en fonction de U_r (convergence le long de la paroi), et des paramètres C et ϕ et du coefficient de foisonnement K :

$$T_r = - C \cos \phi + (1 - \sin \phi) \left(T_0 + C \cotg \phi \right) \left[\frac{1}{1 + 2 \frac{U_r - U_{re}}{(K-1) r}} \right] \frac{\sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{Pour } \phi \neq 0 \quad (7)$$

avec " U_{re} " représentant la convergence à la paroi à l'issue de la phase élastique (limite de l'état élastique . " équation N°3 ").

- Le rayon limite r_d de la zone plastique est tel que :

$$\frac{2}{r_d} = r^2 \left(1 + 2 \frac{U_r - U_{re}}{(K-1) r} \right) \quad (8)$$

Ainsi pour toute valeur U_r supérieure à U_{re} , on peut, calculer la valeur correspondante de T_r et de r_d (rayon de détente).

On peut donc tracer la courbe caractéristique du terrain et la courbe de la variation de la limite de la zone en déformation plastique en fonction de la pression fictive du soutènement.

Parmi les paramètres dont la connaissance est nécessaire, les caractéristiques de résistance maximale peuvent être déterminées par des essais simples. Par contre le coefficient de foisonnement, qui est lié à l'ouverture des discontinuités par les efforts de traction et à l'effet de dilatance qui accompagne les déplacements de cisaillement, est beaucoup plus difficile à saisir. L'expérience semble montrer que la déformation plastique se fait à foisonnement croissant et que les déplacements de cisaillement sont souvent prédominants.

On doit également noter que les formules de Labasse suppose que, dans la phase de déformation plastique, $U_{rd} = 0$ le long du cercle limite de rayon r_d (on néglige la déformation au delà de la zone décomprimée).

b) Formules de Panet (1976)

Elles sont établies à partir des équations de définition des déformations radiales E_{φ} et tangentielle E_{θ} dans le cas d'une symétrie cylindrique :

$$E_{\varphi} = \frac{dU}{d\varphi} \quad \text{et} \quad E_{\theta} = \frac{U}{\varphi}$$

et la condition à la limite $\varphi = rd$

$$U_{\varphi} = he \frac{1+V}{E} T_0 rd$$

on considère plusieurs hypothèse

Hypothèse 1 :

Les déformations dans la zone plastique se font à volume constant :
donc en déformation plane.

Dans ce cas

$$U_r = he \frac{1+V}{E} T_0 \frac{(rd)^2}{r} \times r \quad (9)$$

Hypothèse 2 :

Les déformations dans la zone plastique se font avec une augmentation de volume et on suppose que $E_{\varphi} + \alpha E_{\theta} = 0$

ce qui entraîne :

$$U_r = he \frac{1+V}{E} T_0 \frac{(rd)^{\alpha+1}}{(r)^{\alpha+1}} \times r \quad (10)$$

Hypothèse 3 :

Les déformations dans la zone décomprimée qui se produisent après que la résistance maximale ait été atteinte, $\Delta(E_{\varphi})$ et $\Delta(E_{\theta})$

obéissent à la relation : $\Delta(E_{\varphi}) + \alpha \Delta(E_{\theta}) = 0$

$$\text{avec} \quad E_{\varphi} = - \frac{1+V}{E} he T_0 + \Delta(E_{\varphi})$$

$$E_{\theta} = \frac{1+V}{E} he T_0 + \Delta(E_{\theta})$$

Alors

$$U_r = \frac{1+V}{E} he T_0 \frac{1}{\alpha+1} \left[\frac{2}{\alpha+1} \frac{(rd)^{\alpha+1}}{(r)^{\alpha+1}} + \alpha - 1 \right] r \quad (11)$$

Dans le cas d'un milieu élastoplastique que parfait, le rayon r_d est donné pour $\alpha \neq 0$ par

$$\frac{r_d}{r} = \left[\frac{2}{K_p + 1} \times \frac{(K_p - 1) T_o + T_c}{(1-h) (K_p - 1) T_o + T_c} \right] \frac{1}{K_p - 1} \quad (12)$$

Ainsi à toute valeur de T_r correspond une valeur h telle que $T_r = (1-h) T_o$; en fonction de h on peut donc calculer r_d puis U_r qui détermine un point de la courbe caractéristique que l'on peut ainsi tracer point par point.

On remarque que r_d ne dépend pas de α , pour $\alpha = 1$, on a que :

$$U_r = U_{re} \frac{\left(\frac{r_d}{r}\right)^2}{\left(\frac{r}{r}\right)^2} \quad (13)$$

C) comparaison entre les formules de Labasse et de Panet.

La formule de Labasse est la plus classique. Son emploi est lié aux débuts de la méthode convergence. Confinement. Les incertitudes sont dues à la détermination du coefficient de foisonnement qui ne correspond pas toujours à une réalité physique.

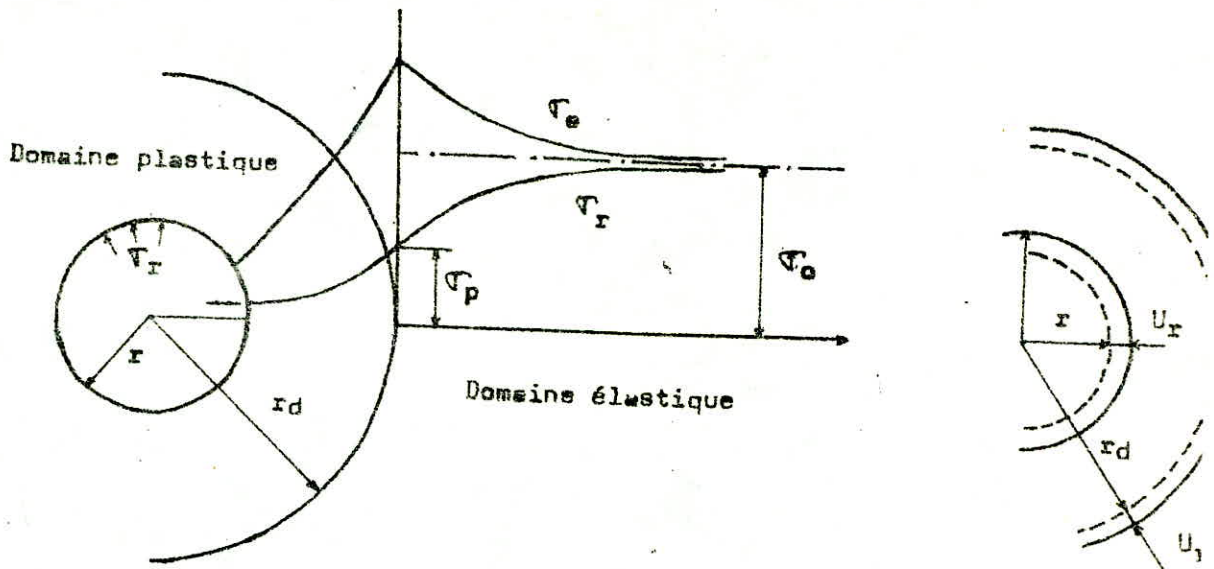
Des études récentes semblent en effet, montrer que le foisonnement du terrain n'est pas généralement le phénomène prédominant dans la manifestation de la convergence qui serait essentiellement due à des déplacements de cisaillement. Dans ce cas, les formules de Panet devraient être en mesure de mieux représenter les phénomènes réels bien qu'elles ne dispensent évidemment pas par l'intermédiaire du coefficient α , du choix d'une hypothèse préalable concernant la dilatance du terrain encaissant.

4) Prise en compte du facteur temps (Fig.9 b).

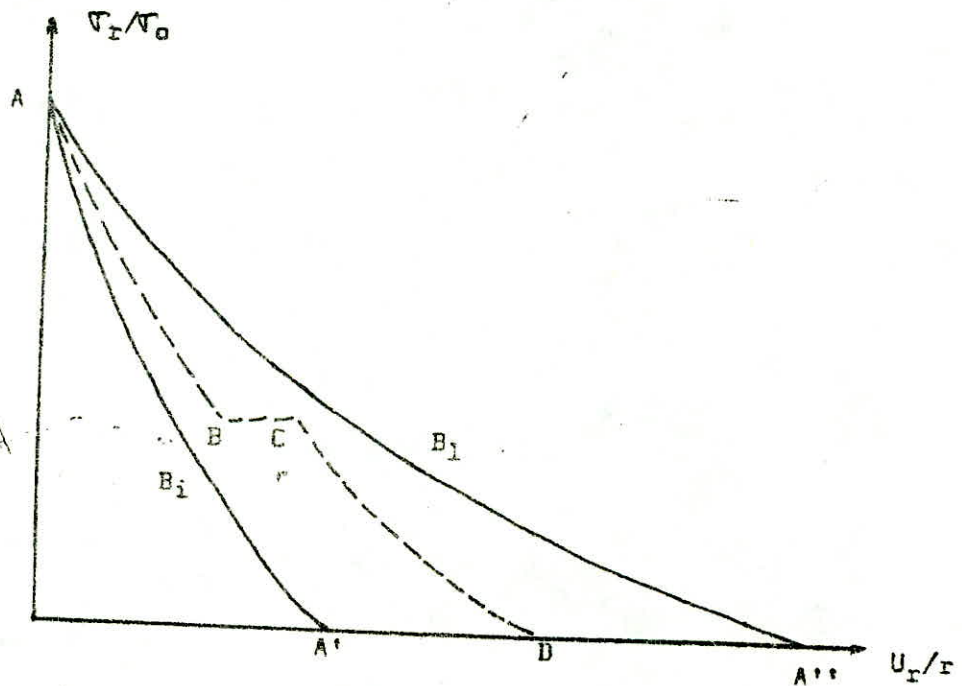
Etant donné que généralement on a des déformations non instantanés (différées). Cependant la convergence de la paroi peut se poursuivre pendant longtemps, même si le Front de taille est très éloigné ou il n'y a pas d'avancement.

Le temps intervient de deux façons dans le tracé de la courbe de convergence du terrain c'est-à-dire tenant compte de :

- Vitesse de creusement et délai d'installation du soutènement .
- Propriétés rhéologiques du matériau caractérisé, le plus souvent par un temps de relaxation τ .



a)- Schema classique élastique- équilibre élastoplastique



b)- Courbe caractéristique du terrain en fonction du temps

On regroupe ces deux facteurs en un paramètre, appelé index de viscosité K (sans dimension).

$$K = \frac{D}{V \cdot \tau} \quad (14)$$

D : Diamètre de la galerie

V : Vitesse d'avancement

τ : Temps de relaxation

Selon les valeurs de K on peut voir l'importance de la prise en compte du facteur temps, lorsque $K > 0,10$ on peut dire que le facteur temps peut jouer un rôle non négligeable.

AA'A'' - Correspondant au comportement instantané (Courbe Bi) qui représente la convergence relative des parois si l'ouvrage était creusé " instantanément ".

AA''. Représente le comportement à très long terme (Courbe B₁) de la convergence relative des parois si le creusement était mené assez lentement pour la totalité des déformations puissent se produire dans chaque phase d'équilibre et notamment avant la mise en place du soutènement.

-La courbe du milieu représente plusieurs phases de creusement- soutènement, on la prend à titre d'exemple car elle permet de mettre en évidence la convergence correspondant à un tunnel non soutenu creusé avec arrêt du chantier dans la zone d'influence du Front de taille.

AB - : **creusement à vitesse constante**

BC - : Arrêt de chantier

CD - : Creusement à vitesse constante

DA'' - : Convergence liée uniquement aux propriétés rhéologiques et qui se produit hors de la zone d'influence du Front de taille.

Généralement du fait du manque de connaissance dans ce domaine précis, il est donc recommandé, d'utiliser les courbes extrêmes pour prendre en compte le temps dans le dimensionnement de la galerie.

5) - ANALYSE DE LA CONVERGENCE EN FONCTION DE LA DISTANCE AU FRONT DE TAILLE :

Cette analyse est indispensable, pour définir la position relative des courbes caractéristiques du soutènement et du terrain aux stades suivants :

- au cours de l'avant projet
- au cours de la réalisation

On présentera dans tous ce qui va suivre les résultats de calculs effectués sur modèles numériques à symétrie de révolution, confortés par l'observation du comportement de galeries au voisinage du front, puis les règles mises à l'oeuvre dans le cadre de l'application de la méthode convergence / confinement.

5.1) - LES CHAMPS DE CONTRAINTES ET DE DEPLACEMENTS DANS LE TERRAIN AU VOISINAGE DU FRONT :

Le comportement d'une galerie près du front de taille est essentiellement tridimensionnel.

La Fig. (10) présente le champ des contraintes principales et leur état après passage du front de taille et avant dans un plan passant par l'axe de la galerie. Les directions principales du tenseurs des contraintes, initialement parallèles aux axes de coordonnées du modèle, subissent une rotation de 90° au fur et à mesure de la progression de la galerie. Ainsi les contraintes de cisaillement sur une facette perpendiculaire à l'axe de la galerie sont négligeables à une certaine distance de part et d'autre du front, ce qui justifie la considération plane du problème, mais elles sont maximales au niveau du front de taille.

La Fig. (11) présente la variation des contraintes selon l'axe "aa".

On voit l'évolution de la contrainte de cisaillement (T_{rx}), l'annulation de contrainte radiale (T_r) et le doublement progressif de la contrainte tangentielle (T_{θ}). La contrainte longitudinale T_x reste sensiblement constante.

Les figures (12 et 13) montrent le champ des déplacements.

La première représente la déformée de profils caractéristiques, et en particulier, celle du front de taille. La seconde donne l'évolution exacte des composantes radiale et longitudinale des déplacements.

Le long de l'axe «aa». On note sur ces deux figures la valeur relativement forte de la composante longitudinale devant le front de taille.

5.2) LA CONVERGENCE ET LA PRESSION FICTIVE DE SOUTÈNEMENT EN FONCTION DE LA DISTANCE

AU FRONT :

D'après la définition même du taux de déconfinement h , la pression fictive de soutènement T_r en un point de la paroi du tunnel est telle que :

$$T_r = (1 - h) T_0$$

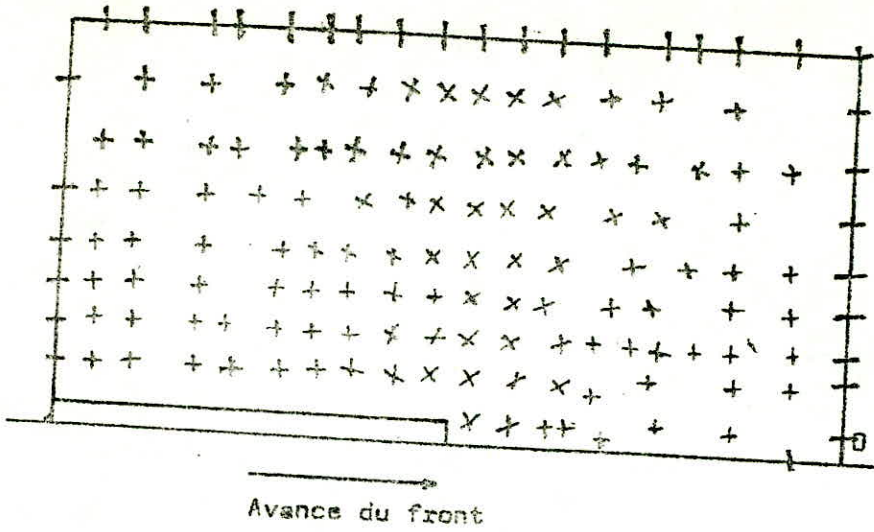


Fig. 10 Champ des contraintes principales

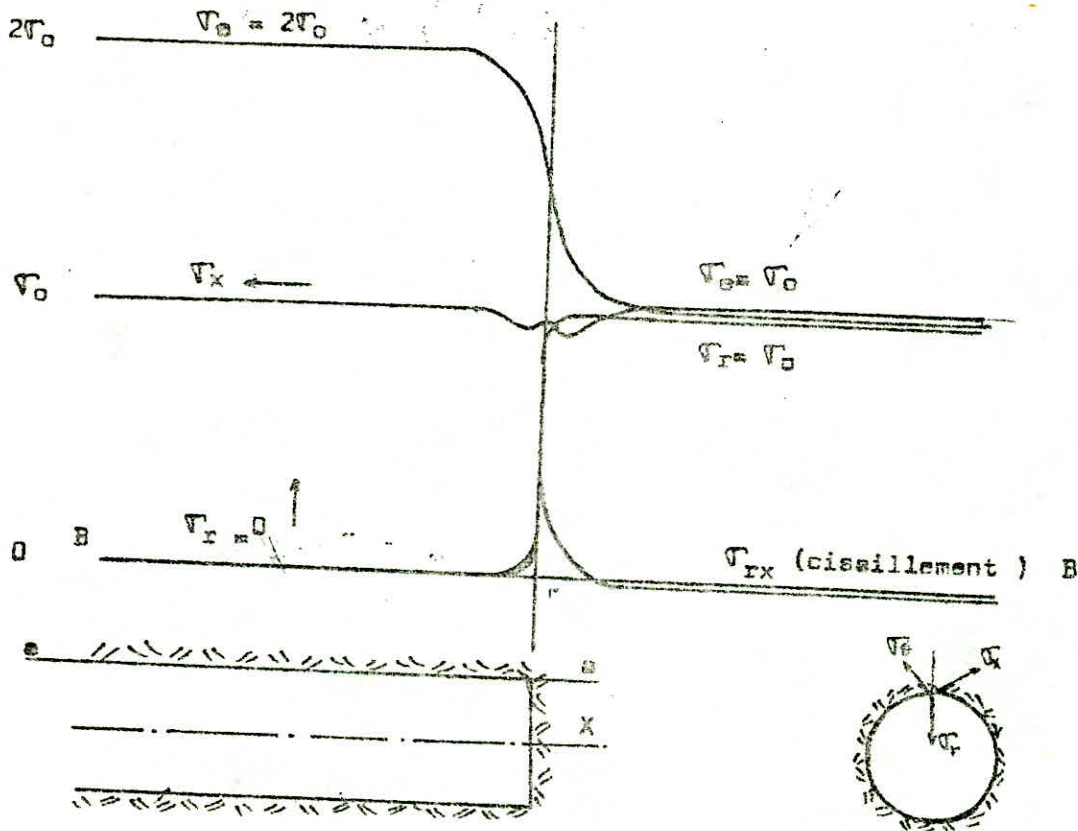


Fig. 11 - Contraintes de part et d'autre du front
(au niveau de la voûte du tunnel "galerie")

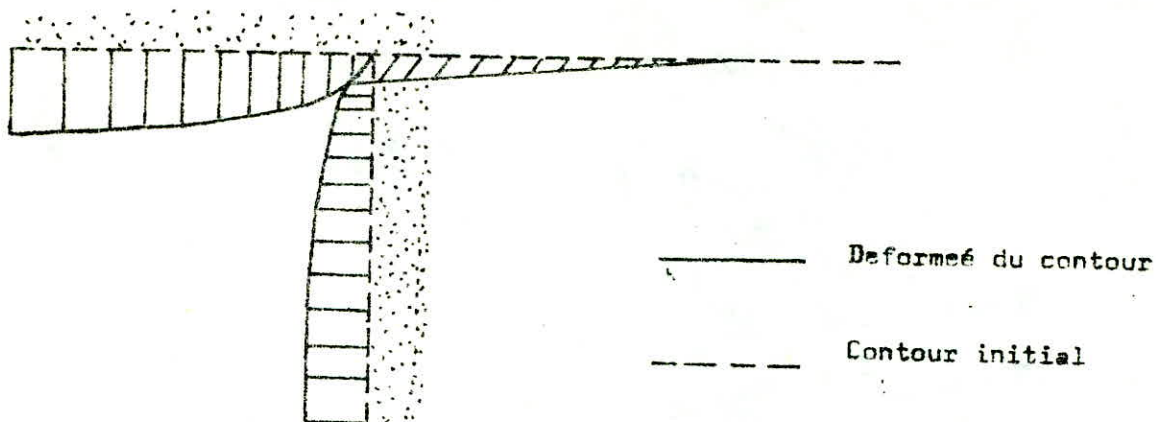


Fig 12 Deformation du profil longitudinal de la galerie

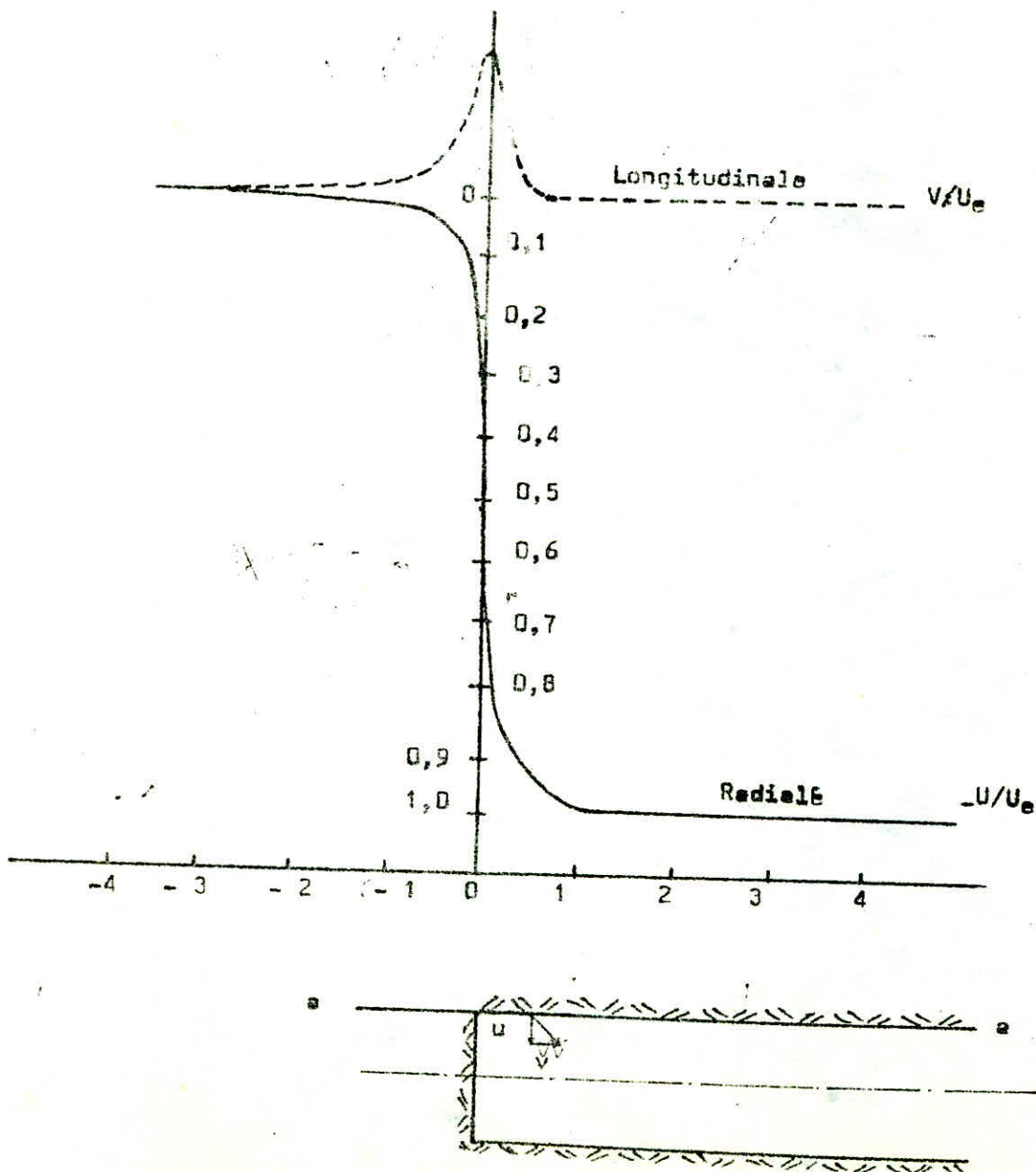


Fig 13 Composantes radiales et longitudinales du déplacement au voisinage

La convergence U_r correspondant à ce taux de déconfinement se déduit grâce aux formules données aux paragraphes précédents (3.2.1) pour un mode de déformation bien définie élastique ou élastoplastique parfait).

Si donc on connaît la loi de variation de h en fonction de la distance d de la section considérée par rapport au front, on en déduira la variation de T_r ou de U_r en fonction de cette même distance.

5.2.1- TERRAIN A COMPORTEMENT ELASTIQUE :

Si T_0 ($\frac{1}{2}$ c'est-à-dire le déconfinement du terrain n'entraîne que des déformations élastiques, la courbe $h = f (d)$ est conforme à la figure 14.

On constate qu'à l'aplomb du front de taille, le taux de déconfinement $h = 0,255$ les points correspondant à 10 % et 90 % de déconfinement sont respectivement situés à d_{10} (au delà du front), tel que $d_{10} = 0,9r$ et d_{90} (après le front) tel que $d_{90} = 2 r$.

La variation de la convergence se déduit immédiatement de la connaissance de h puisque l'on a : $U_r = h U_{r0}$

Où U_{r0} est la convergence finale donnée par l'équation (2).

Dans ce cas, plus de 25 % de la déformation totale se produit en avant du front.

5.2.2 - TERRAIN A COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUE.

Lorsque $T_0 > \frac{T_c}{2}$ le déconfinement du terrain entraîne très généralement le développement d'un champ de contraintes autour du tunnel tel que la résistance du matériau est localement dépassée. Il se forme une zone décomprimée qui subit des déformation de caractère plastique et qui peut englober le front d'avancement (taille) lui même, diminuant ainsi l'effet de soutènement.

D'après EGGER (1978) l'allure de la courbe taux de déconfinement h en fonction de la distance au front x ($h = h (x)$) dépend des caractéristiques géomécaniques du terrain.

Une étude effectuée par Panet et Guenot (1982) a fourni des courbes représentatives des variations de la pression fictive du soutènement en fonction de x ($T_r = f (x)$), pour différentes conditions de plastification d'un milieu purement cohérent ($\phi=0$) (Fig.16). le paramètre indiqué sur ces courbes est le " nombre de stabilité " défini par :

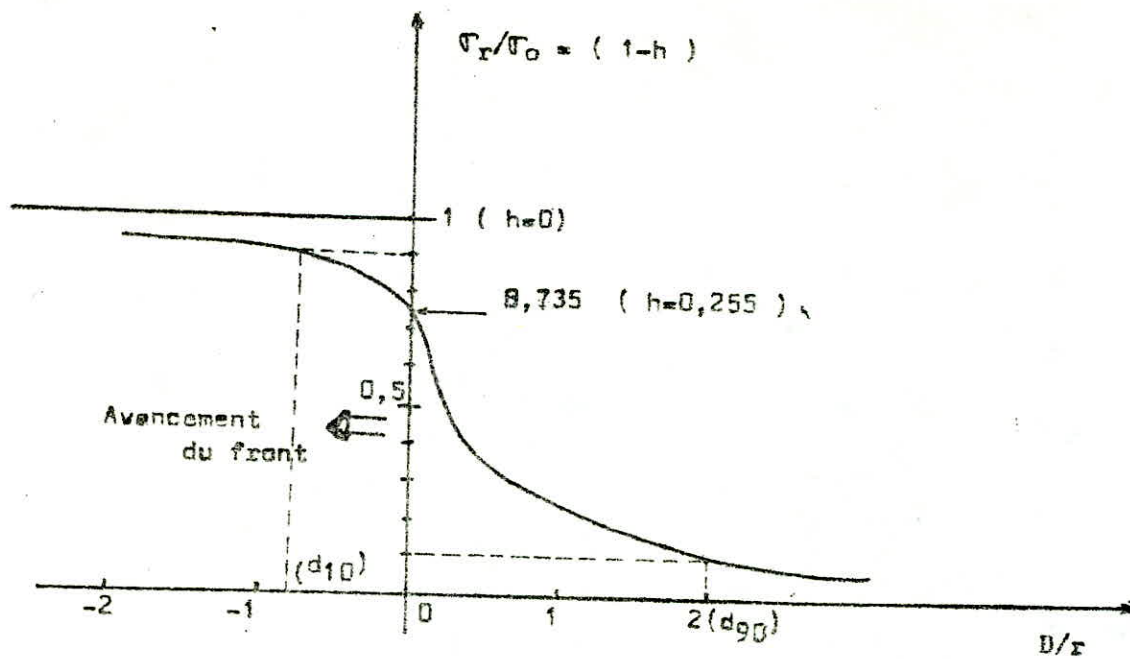


Fig 14 Variation du taux de deconfinement h en fonction de la distance d au front (cas du comportement élastique)

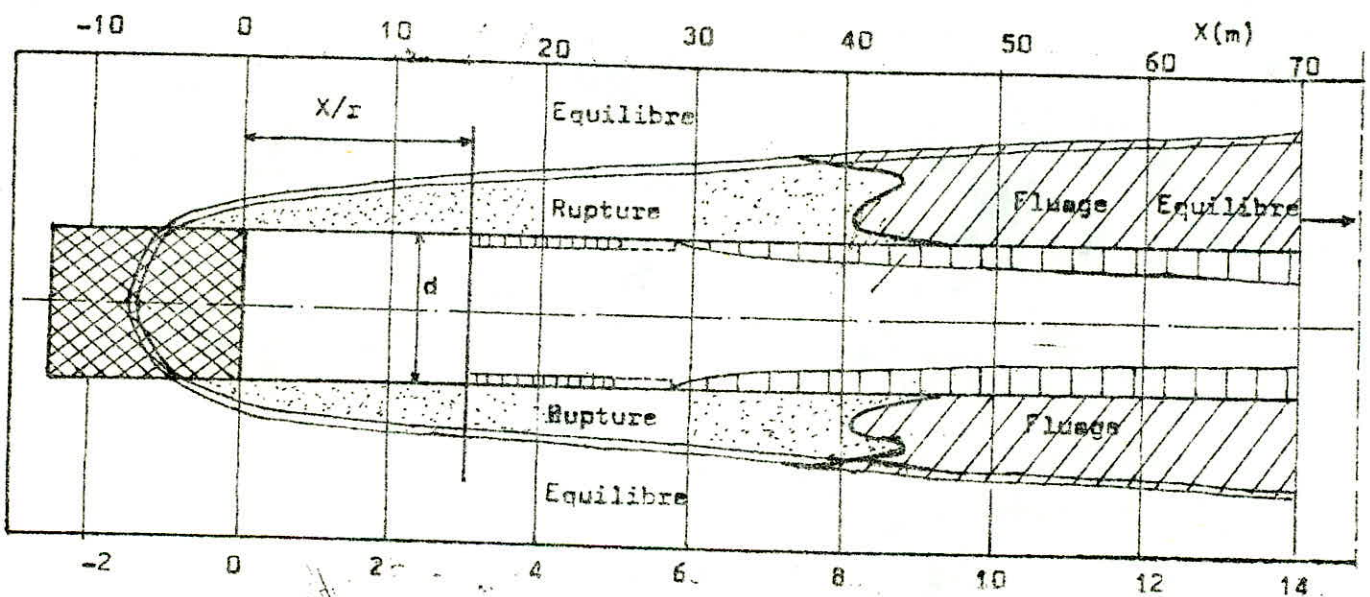


Fig 15 Extension de la zone de ruptures de part et d'autre du front de taille (d'après Lomba (Montroux 1979))

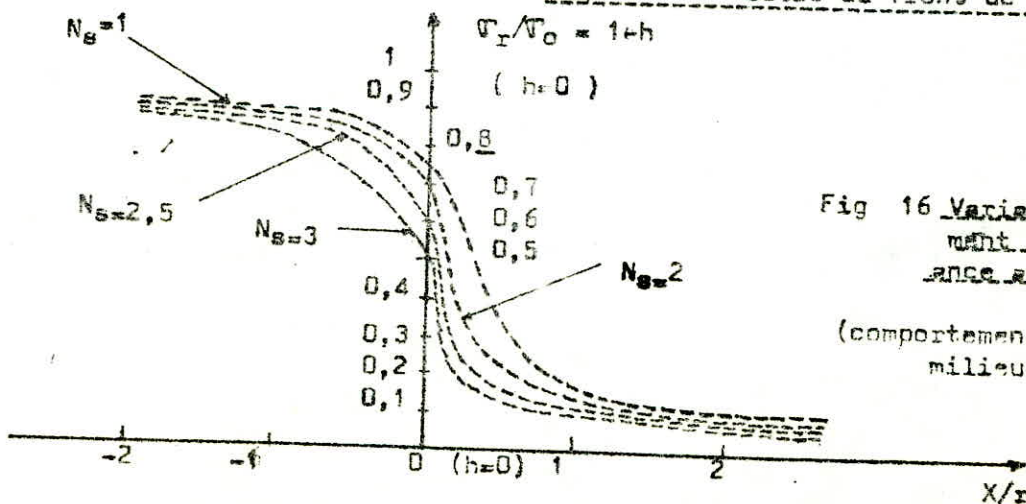


Fig 16 Variation du taux de deconfinement h en fonction de la distance au front (comportement élastoplastique d'un milieu purement cohérent).

$$N_S = \frac{T_0}{C_u} \quad (15)$$

Où T_0 : contrainte initiale

C_u : Cohésion non drainée du matériau

A chaque valeur du paramètre de stabilité " N_S " correspond une courbe de la variation du taux de déconfinement en fonction de la distance au front " x ".

On peut noter que :

| | |
|------------|-------------------|
| $h = 0,25$ | lorsque $N_S = 1$ |
| $h = 0,30$ | lorsque $N_S = 2$ |
| $h = 0,60$ | lorsque $N_S = 3$ |

Si l'on se place à une distance x après le front égale au moins au rayon de la section le fuseau des courbes de déconfinement (Fig. 16) est beaucoup plus resserré et le taux de déconfinement dépend beaucoup moins de N_S .

On a par exemple :

| | |
|----------------|-------------------|
| pour $x/r = 1$ | $0,81 < h < 0,90$ |
| pour $x/r = 2$ | $0,90 < h < 0,95$ |

5.2.3) Règles pratiques

En résumé, les règles permettant d'évaluer le taux de décompression h peuvent se résumer par la table de décision ci-dessous suivant la position de la section étudiée par rapport au front et le mode de comportement du terrain :

| | Terrain à comportement élastique ($T_0 < \frac{T_c}{2}$) | terrain purement cohérent à comportement élastoplastique ($T_0 > \frac{T_c}{2}$) |
|------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|
| $d/r = 0$ | $h = 0,27$ | $U_{rf}/U_{r0} = 0,20$ à $0,30$ |
| $d/r = 1$ | $h = 0,81$ | $h_1 = 0,81$ à $0,90$ suivant N_S |
| $d/r = 2$ | $h = 0,90$ | $h_2 = 0,90$ à $0,93$ suivant N_S |
| autres cas | Figure 16 | Fig. 16 ou modèle numérique |

6) - TRACE DE LA COURBE CARACTERISTIQUE DU REVETEMENT OU DU SOUTÈNEMENT :

6.1) - Généralités

Le tracé de la courbe caractéristique du soutènement (courbe de confinement), dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques des structures mise en place (soutènement).

La loi qui relie le déplacement radial de la structure à la pression de confinement qu'elle oppose au terrain doit tenir compte à la fois du comportement du matériau dont cette structure est constituée (phase élastique, limite élastique, phase plastique, charge de rupture) et des différents facteurs qui peuvent influencer sur l'amplitude de la déformation : plaques de répartition au calages déformables, glissements d'ancrages coulissement des cintres etc...).

Pour certains soutènements (béton projeté ou coffré, cintres métalliques, voissiors) seules sont généralement considérer les déformations élastiques du matériau. Pour d'autres types de soutènements au contraire, que l'on destine précisément au cas des fortes convergences il y a lieu de considérer aussi la phase plastique de la déformation.

Si l'on considère la partie élastique de la déformation radiale, à toute déformation ΔU_r entre deux états successifs correspond un accroissement de pression de confinement ΔT_r tel que l'on ait :

$$\Delta T_r = K_S \frac{\Delta U_r}{r} \quad (16)$$

Avec K_S : caractérisant la raideur du soutènement dans cette déformation.

Si U_{ra} est le déplacement radial initial du terrain au delà duquel la mise en charge du soutènement commence à se produire ($U_{ra} = U_{rs} + SU$), la droite de confinement pour la partie élastique de la déformation a pour équation :

$$U_r = U_{ra} + \frac{r}{K_S} T_r \quad (17)$$

Cette équation s'applique tant que la limite d'élasticité du matériau n'est pas atteinte. Au delà de cette limite, on admet que les déformations ultérieures se produisent à pression de confinement constante T_U .

On obtient donc
une courbe de confinement
du type celle de la figure 17.

Tru, définit donc une pression ultime de soutènement.

Dans les paragraphes suivants nous allons exposer les quelques types de soutènements
et les formules particulières qui leur sont applicables.

6.2) - SOUTÈNEMENT PAR REVÊTEMENT EN BÉTON COFFRE ET EN BÉTON PROJÉTÉ :

Soit, un revêtement en béton coffré ou projeté d'épaisseur "e" est mis en place dans
une excavation de rayon r.

La pression développée par ce soutènement (revêtement)
est donnée par l'équation :

$$\boxed{Tr = Ks \frac{Ur - Ura}{r}} \quad (18)$$

où Ks : raideur du revêtement en béton
est caractérisé par l'équation

$$\boxed{Ks = \frac{Eb}{(1+V)} \frac{(r^2 - r_i^2)}{[(1 - 2V) r^2 + r_i^2]}} \quad (19)$$

où : Eb : Module d'élasticité du béton
V : Coefficient de poisson du béton
ri : Rayon d'intrados du revêtement

Lorsque l'épaisseur du revêtement est faible vis à vis du rayon cette formule peut
s'écrire sous la forme suivante :

$$\boxed{Kb = \frac{Eb \cdot e}{(1 - V^2)r}} \quad (19bis)$$

La pression ultime de soutènement pouvant être engendrée par un revêtement en béton coffré ou projeté peut être calculée à partir de la théorie des tubes creux soumis à une pression radiale externe, à savoir :

$$\boxed{T_{ru} = 1/2 T'_b \left[1 - \frac{r_i^2}{r^2} \right]} \quad \text{ou} \quad \boxed{T_{ru} = T'_b \frac{e}{r}} \quad \left(\begin{array}{l} \text{si } \frac{e}{r} \text{ est faible} \\ \text{revêtement mince} \end{array} \right) \quad (20)$$

où T'_b : résistance de béton coffré ou projeté à la compression simple

REMARQUE :

Cette formule ne s'applique qu'aux revêtements circulaires fermés.

La formule (19) ne s'applique qu'aux revêtements circulaires et l'analyse présentée en généralités, ne peut s'étendre à des revêtements non circulaires ou circulaires mais ouvertes qu'en tenant compte pour leur dimensionnement de la réduction de capacité partante résultat de ces formes.

6.3) - SOUTÈNEMENT PAR CINTRES CALES A LA PAROI .

La raideur d'un cintre calé à la paroi est défini par :

$$\boxed{\frac{1}{K_c} = \frac{e \cdot r}{E_a \cdot S} + \frac{e r^3}{E_a \cdot I} \left[\frac{\phi (\phi + \sin \phi \cdot \cos \phi)}{2 \sin^2 \phi} \right] + \frac{2 e \cdot \phi \cdot d}{E_c \cdot b^2}} \quad (21)$$

r : Rayon de l'excavation

e : Espacement longitudinal des cintres

ϕ : 1/2 angle entre cales (radians)

b : largeur du cintre (et des cales)

S : Section du cintre

I : Moment d'inertie du cintre

E_a : Module d'élasticité de l'acier

d : épaisseur des cales

E_c : Module d'élasticité du matériau de calage

(Voir Fig. 18).

Fig 17 Courbes de confinement type
(matériau elastoplastique)

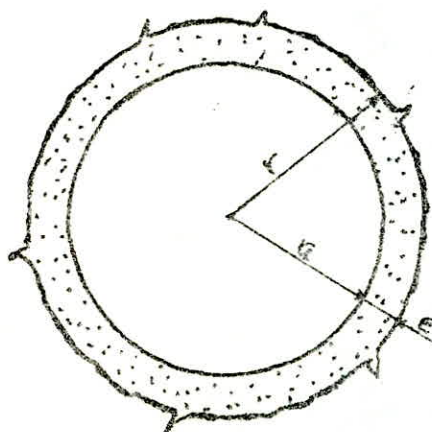
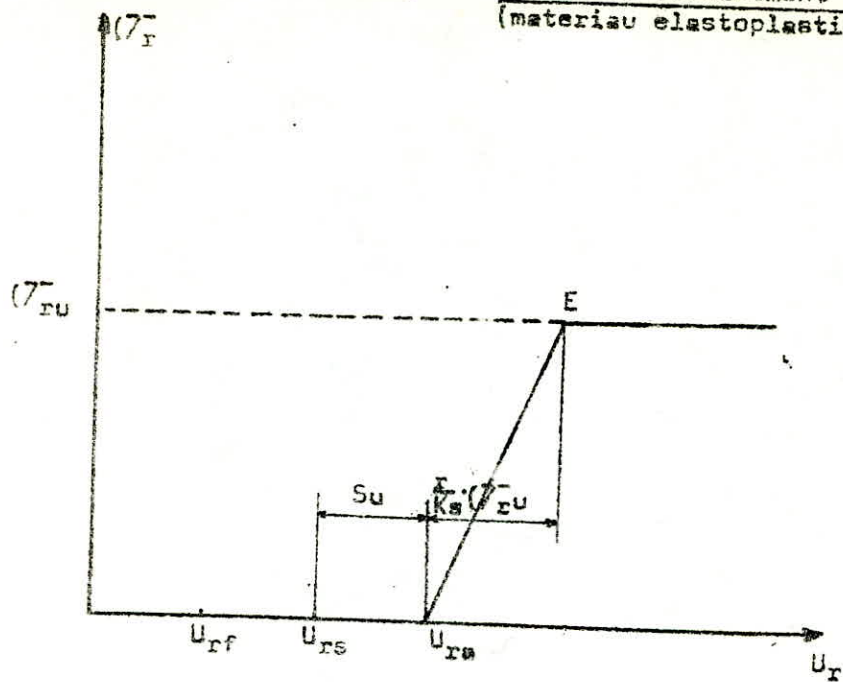


Fig 18 Revêtement en béton coffré ou projeté

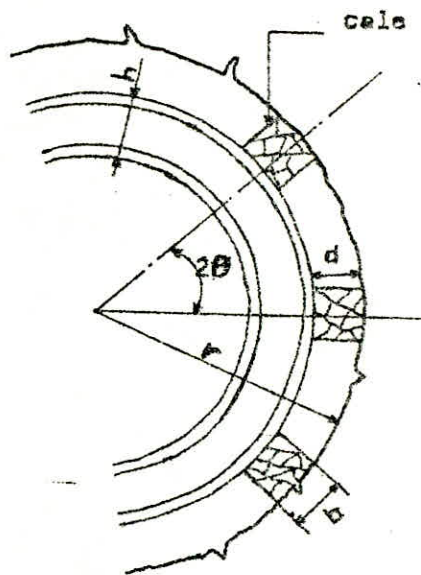


Fig 19 Caractéristique d'un souti-
ment par cintres calés

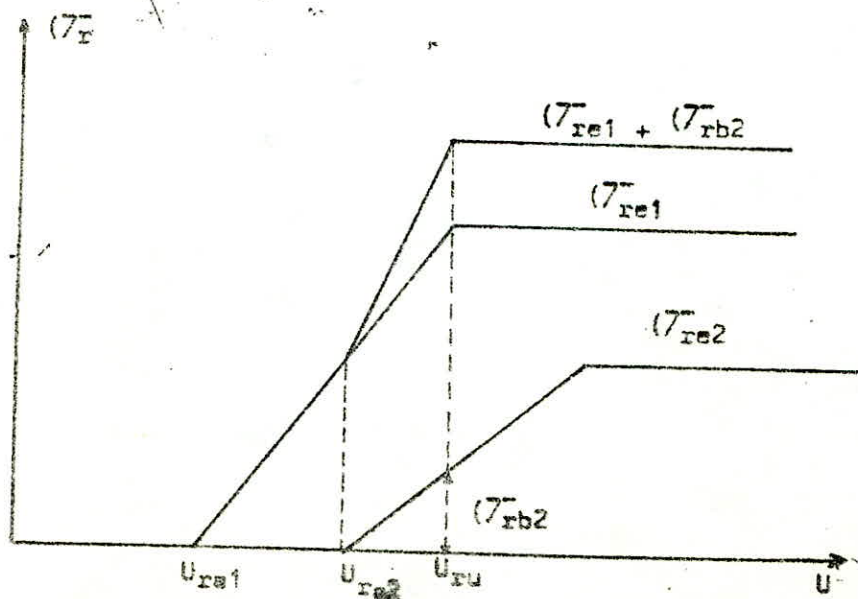


Fig 21 Combinaison de plusieurs éléments de soutènement simultanés ou successifs

Les cales sont supposées être carrées en plan et avoir un côté de dimension b qui est la largeur du cintre.

La pression maximale de soutènement qui peut être développée par un cintre est :

$$\tau_{ru} = \frac{3 \cdot S \cdot I \cdot T_a}{2e \cdot r \cdot \phi \left(3I + h \cdot S \left(r - \left(d + \frac{1}{2} h \right) \right) \left(1 - \cos \phi \right) \right)} \quad (22)$$

où T_a : résistance ultime de l'acier

h : hauteur du cintre

6.4 - COMBINAISON DE PLUSIEURS TYPES DE SOUTÈNEMENT :

On admet que la raideur d'un système de soutènements combinés est égale à la somme des raideurs de chaque soutènement.

$$K'_s = K_{s1} + K_{s2} \quad (23)$$

Si deux soutènements sont mis en place successivement et si l'on appelle U_{ra1} le déplacement radial qui s'est produit lorsque le premier élément de soutènement commence à se mettre en charge et U_{ra2} le déplacement radial correspondant au début de la mise en charge du deuxième type de soutènement, la courbe de confinement est définie par :

$$U_r = U_{ra1} + \frac{r}{K_{s1}} \cdot T_r \quad \text{pour } U_{ra1} < U_r < U_{ra2}$$

$$U_r = U_{ra2} + \frac{r}{K_{s1} + K_{s2}} \cdot T_r \quad \text{pour } U_r > U_{ra2}$$

(24)

- La déformation maximale tolérable est celle qui provoque la rupture de l'élément de soutènement qui, le premier atteint sa limite de déformation maximale.

La pression ultime de confinement correspondante est la somme de la pression ultime de confinement de cet élément de soutènement et des pressions partielles de confinement apportés par les autres éléments dans l'état de déformation correspondant (Fig. 19).

6.5 - CONCLUSION :

Lors de l'étude d'un projet, il s'agit généralement de définir le mode de soutènement le mieux adapté à l'ouvrage (galerie) en fonction des caractéristiques imposées par ses conditions d'utilisation et des caractéristiques géomécaniques du terrain imposées par la nature et connues à travers les résultats des essais des expérimentations, et d'observations (sondages, et reconnaissances) auxquelles on a procédé.

La méthode convergence - confinement peut être utilisée pour comparer le comportement de plusieurs types possibles de soutènement.

Si l'on fait varier les caractéristiques (dimensions et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimension et écartement des cintres) et les hypothèses de pose (distance du front à laquelle ils sont mis en place) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables et des coûts directs et indirects correspondants à chaque mode d'exécution.

Dans ce chapitre nous allons illustrer et donner une description du comportement d'une galerie en présentant un exemple expérimental (d'après Jack Pierre Piguet 1983).

Ce dernier avait pour objectif précis de recueillir des données in-situ sur le comportement, typique d'une galerie située dans un terrain ayant largement dépassé sa limite de résistance (de fait du creusement) sur toute la périphérie de l'ouvrage.

Ces données étaient destinées :

- * à être confrontées avec les résultats de calculs théoriques, utilisant différents modèles rhéologiques, en liaison avec des essais de laboratoire réalisés sur des échantillons du terrain concerné.

- * à permettre une meilleure compréhension du mécanisme élémentaire déterminant le comportement en vraie grandeur de cet ouvrage, et à chercher à en déduire quelques règles pratiques applicables pour la gestion du creusement, du soutènement et de l'entretien.

Ce travail bénéficiant de l'existence de mesures plus anciennes et moins précises, donnant une idée générale sur des phénomènes auxquels on pouvait s'attendre.

Le choix s'est porté sur un chantier placé dans des conditions traditionnellement difficiles une galerie en vierge entièrement creusée au charbon, dans une couche d'épaisseur supérieure à la hauteur de la voie (galerie).

Les mesures ont été réalisées au siège ROZELAY (France) au niveau de la 4ème couche, de puissance relativement plus faible à cet endroit (5m) et à une profondeur de 426 m, les échantillons servant d'étude au laboratoire ont été prélevés dans un autre siège du même bassin (siège Darey) également en 4ème couche.

Le creusement de la voie Titan est effectué au moyen d'une machine " Alpine ", avec un avancement Journalier de 10 à 12 Mètres.

Le soutènement est constitué de cintres coulissants à 5 éléments, profils TH, 21 Kg/m (type THN 470 V).

La distance entre cadre est de 0,75 m et le garnissage est réalisé avec du grillage à maille de 20 mm, fil de 1,5 mm de diamètre.

Cinq stations de mesures ont été installées sur un tronçon de 42 m comme le montre le plan de la figure 22, hors influence d'autres travaux.

Chaque station comporte un ensemble de mesures de convergence et d'expansion (Fig. 23). Les expansions sont mesurées par le déplacement relatif à l'intérieur d'un même trou, entre une coquille spéciale ancrée à l'intérieur du massif aux distances souhaitées (à 1 m, 2,5 m et 5 m à partir de la paroi) et une broche en bois fixée à l'orifice du trou. Ce déplacement est mesurable à l'aide d'un fil d'acier attaché à la coquille et dont l'autre extrémité sortant du trou à travers la broche, est munie d'un repère serti. Les convergences verticales et l'expansion du mur sont mesurées à l'aide de broches de bois assez longues (1 m à 1,50 m).

En pratique, le pendage de la couche dans le sens longitudinal a déterminé la position de la galerie soit près du toit (stations 1 et 2) soit plus près du mur (stations 4 et 5).

La figure 24 montre la configuration des 5 stations de mesure ainsi que leur position relative à la couche de charbon.

Les mesures sont relevées quotidiennement pendant les deux premières semaines après la pose, puis 3 fois par semaine pendant plus de deux mois.

Compte tenu de l'encombrement du chantier, la pose des stations a été effectuée avec environ une journée de retard sur le creusement de la section correspondante, soit à une dizaine de mètres derrière le front.

RESULTATS DES MESURES OBTENUES

a) - Résultats obtenus in-situ pour les convergences

Les convergences enregistrées dans cette galerie n'atteignent pas des amplitudes très grandes compte tenu des valeurs qui sont habituellement constatées dans les ouvrages miniers et tolérées pour ces derniers :

La valeur maximale atteinte est de 14 Cm au bout de 70 Jours et la valeur minimale 5Cm, ce qui représente une moyenne de l'ordre de 2,2% ramenée à la distance séparant initialement les extrémités des broches en fond de trou (à 5,50 m) (Fig. 25).

FIGURE 22

PLAN DU CHANTIER ENSEMBLE DES STATIONS DE MESURE

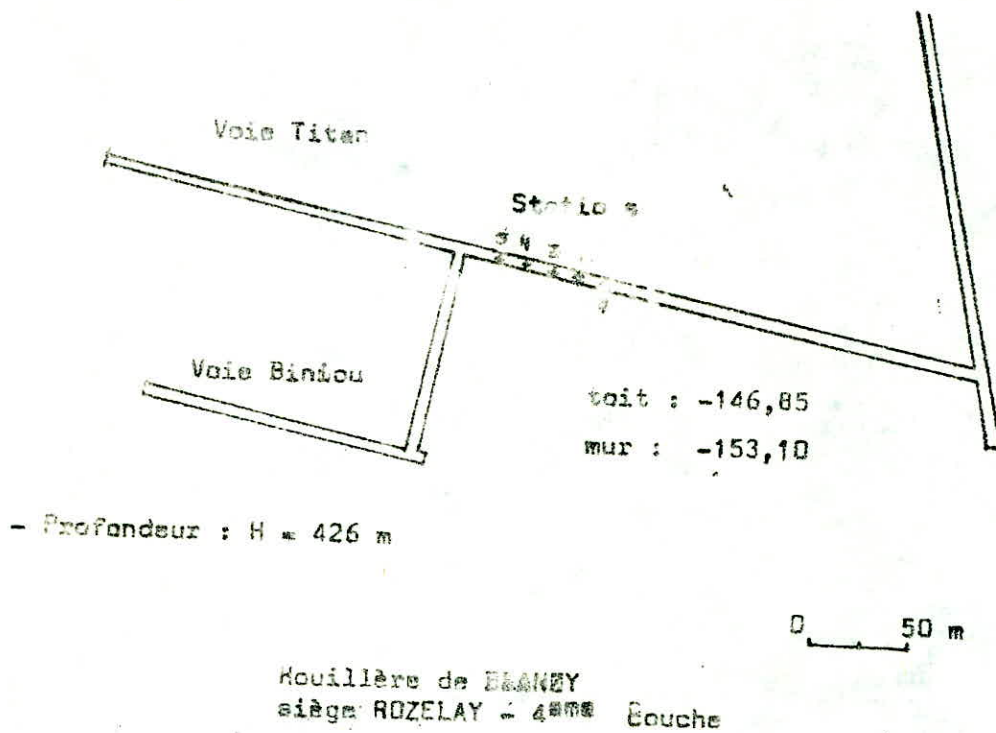
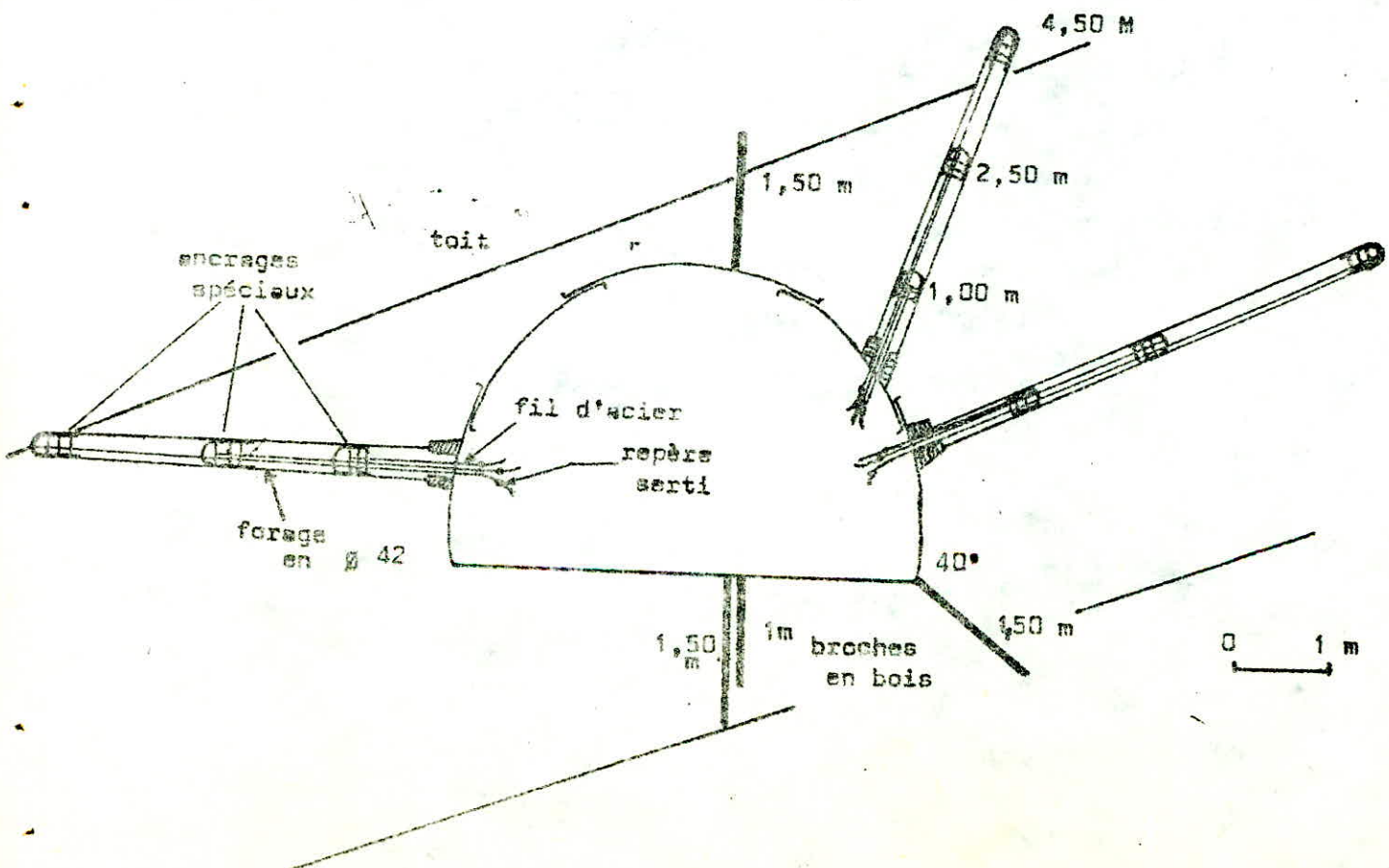


FIGURE 23 SCHEMA D'UNE STATION DE MESURE
EXEMPLE DE LA STATION 3

Voie Titan - siège ROZELAY
Houillère de BLANZY 4^{me} bouche



b) - Résultats des mesures d'expansion.

Les mesures d'expansion relevées au fond représentent le déplacement relatif entre la paroi et des points situés à des distances variables à l'intérieur du massif. Pour pouvoir les comparer entre elles, il est nécessaire de calculer par différence, les déplacements relatifs pour tous les points immédiatement voisins et de ramener cette valeur à la distance séparant ces points. On obtient ainsi un taux d'expansion grandeur sans dimension, que nous assimilerons à une déformation.

Sur la Figure 26, nous pouvons voir la répartition des expansions ainsi déterminées autour de la galerie, obtenues par la moyenne des cinq stations.

Chaque taux d'expansion est affecté à un point situé au centre de l'intervalle sur lequel il a été calculé.

Ainsi le taux d'expansion moyen par exemple entre 1m et 2,50m est-il assimilé à la déformation en un point situé à 1,75 m de la paroi.

La répartition des expansions est établie à différentes dates après le creusement et pour chaque direction instrumentée : mur, parement aval (à gauche en regardant le front) horizontalement, parement amont parallèlement au pandage, parement amont enfin à $\approx 75^\circ$ montant vers le toit.

L'examen de la Fig. 26 inspire plusieurs réflexions :

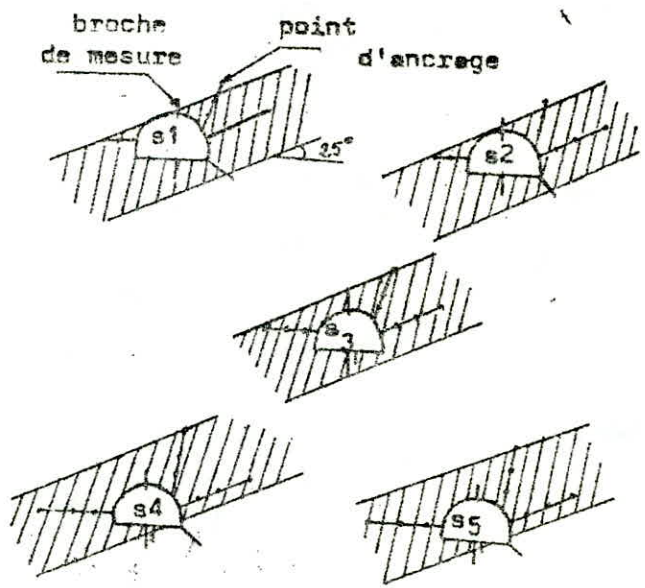
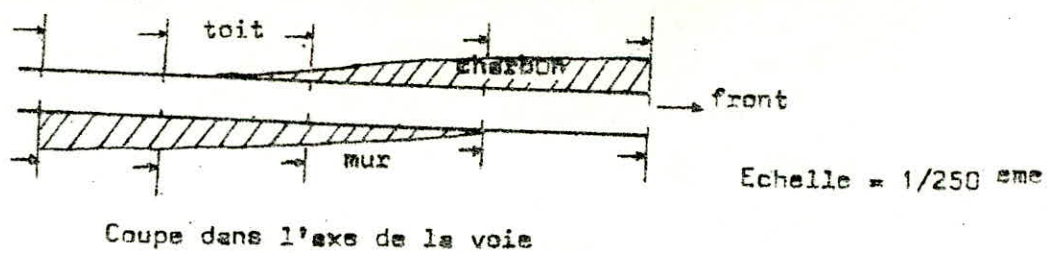
- * Les différences d'amplitude des expansions dans le massif suivant les directions où elles sont mesurées. On note en particulier une nette dissymétrie entre parements amont et aval.
- * La distribution des expansions à l'intérieur du massif suivant une même direction (qui diffère entre le trou montant vers le toit à 75° et les autres.
- * L'évolution de ces expansions en fonction du temps.

c) - Résultats obtenus en laboratoire.

Les mesures ont été effectuées par le laboratoire de mécanique du solide de l'Ecole Polytechnique sur des échantillons de charbon prélevés dans le traçage AXEL (Siège Darcy, 4ème couche).

Le charbon manifeste un comportement à la rupture de type très fragile en compression simple, ce qui signifie une chute brutale de l'effort exercé par la presse lorsque la résistance maximale est atteinte, s'accompagnant de très petites déformations plastiques. Celle-ci commencent à apparaître lorsque le confinement augmente mais elles ne deviennent vraiment sensibles que pour des confinements de l'ordre d'une dizaine de Mpa.

FIGURE 24 Disposition des stations par rapport à la rouche



Coupes au niveau des stations de mesures

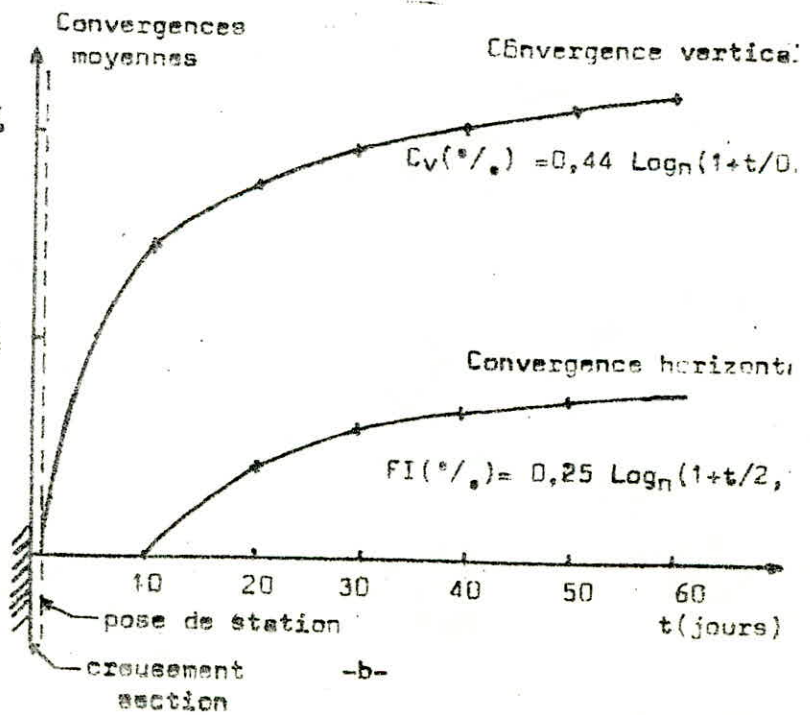
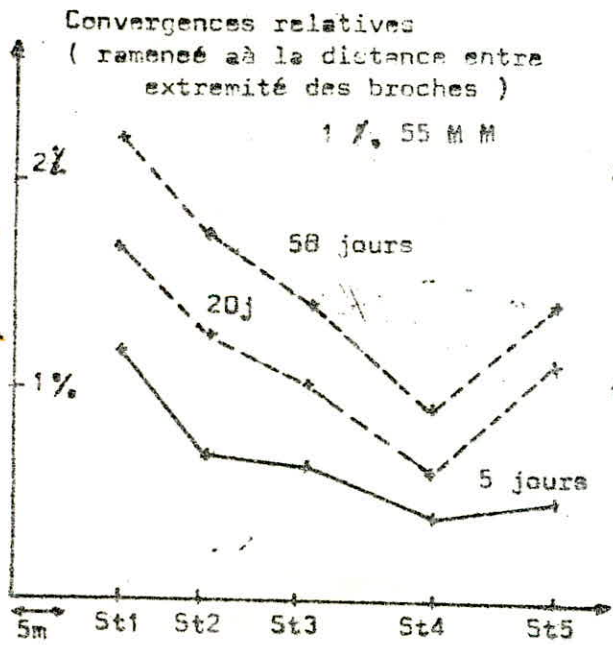


FIGURE 25 Variabilité de la convergence dans l'espace et dans le temps

Des essais de fluage en compression simple et en chargement triaxial mettent en évidence l'existence de déformations différées modérées, mais perceptibles, même sous des charges assez faibles.

La figure 27 présente les résultats des essais réalisés. Les cercles de Mohr tracés sont représentatifs des états de contraintes à la rupture. La résistance à la compression simple moyenne R_c est de 9,5 Mpa et la limite élastique correspondante est évaluée (RE) à 8 Mpa (éprouvette d'éclatement de diamètre égal à 50 mm).

Le module de déformation est élevé pour un charbon ($E = 4000$ MPa) et peu dispersé. Sa valeur reste pratiquement constante en sollicitation triaxiale.

Le coefficient de poisson mesuré sur une éprouvette est de 0,31.

Bien que la valeur de la résistance à la traction était inconnue Mr Piguet a essayé de tracer la courbe intrinsèque.

Les deux courbes de la Figure 27 traduisent la dispersion des résultats d'essais en laboratoire (l'une établie avec les résistances les plus faibles et l'autre avec les plus fortes).

La cohésion correspondante (en assimilant ces courbes à des paraboles et en fixant la résistance à la traction à $0,1 R_c$ ou $0,07 R_c$) vaut 2 ou 2,5 MPa.

L'angle de frottement interne, mesuré sur la tangente à ces paraboles pour les confinements moyens (10 MPa), ressort à 25° ou 30° et à 40° pour les confinements faibles.

La déformation limite élastique est de 0,2 % en compression simple et environ 0,7 % sous un confinement latéral de 2,5 MPa.

d) CONCLUSION :

Si on concluait sans aller plus loin dans l'analyse, on mettrait l'accent sur les points suivants :

- * L'amplitude des mouvements et leurs évolutions dans le temps permettent d'envisager une durée de vie importante pour cette galerie particulière, sans nécessité d'entretien.

- * La présence de charbon au mur apparaît comme un élément défavorable pour l'amplitude des mouvements enregistrés :

La convergence et aussi l'expansion du massif latéralement. On explique par là, la dissymétrie de comportement entre les deux parements et les mouvements plus faibles dans le parement amont (influence du pendage) qui n'était guère prévisibles à priori.

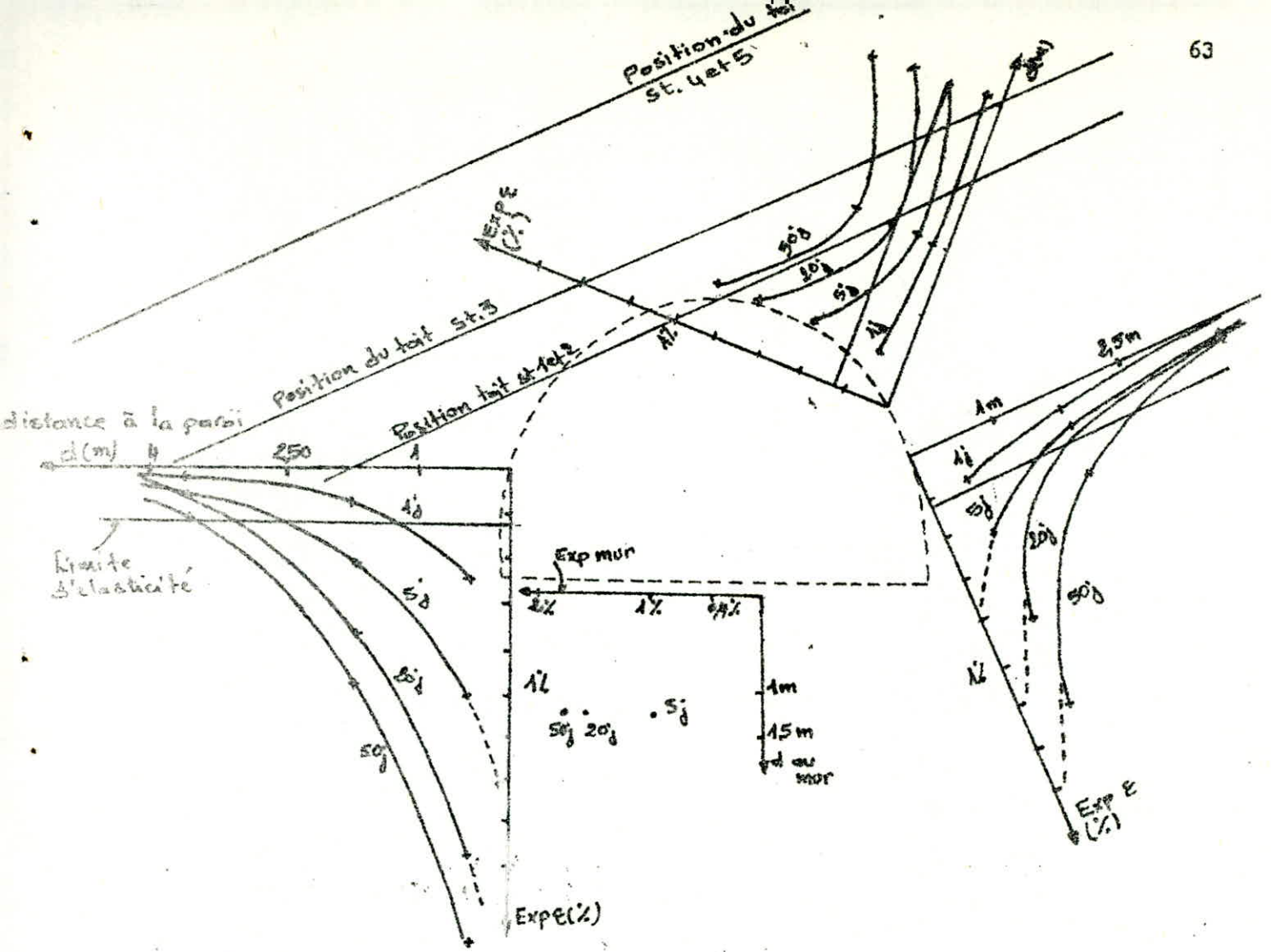


FIGURE 26 Repartition moyenne de l'expansion dans le massif autour de la gèlèrie dans l'espace et dans le temps

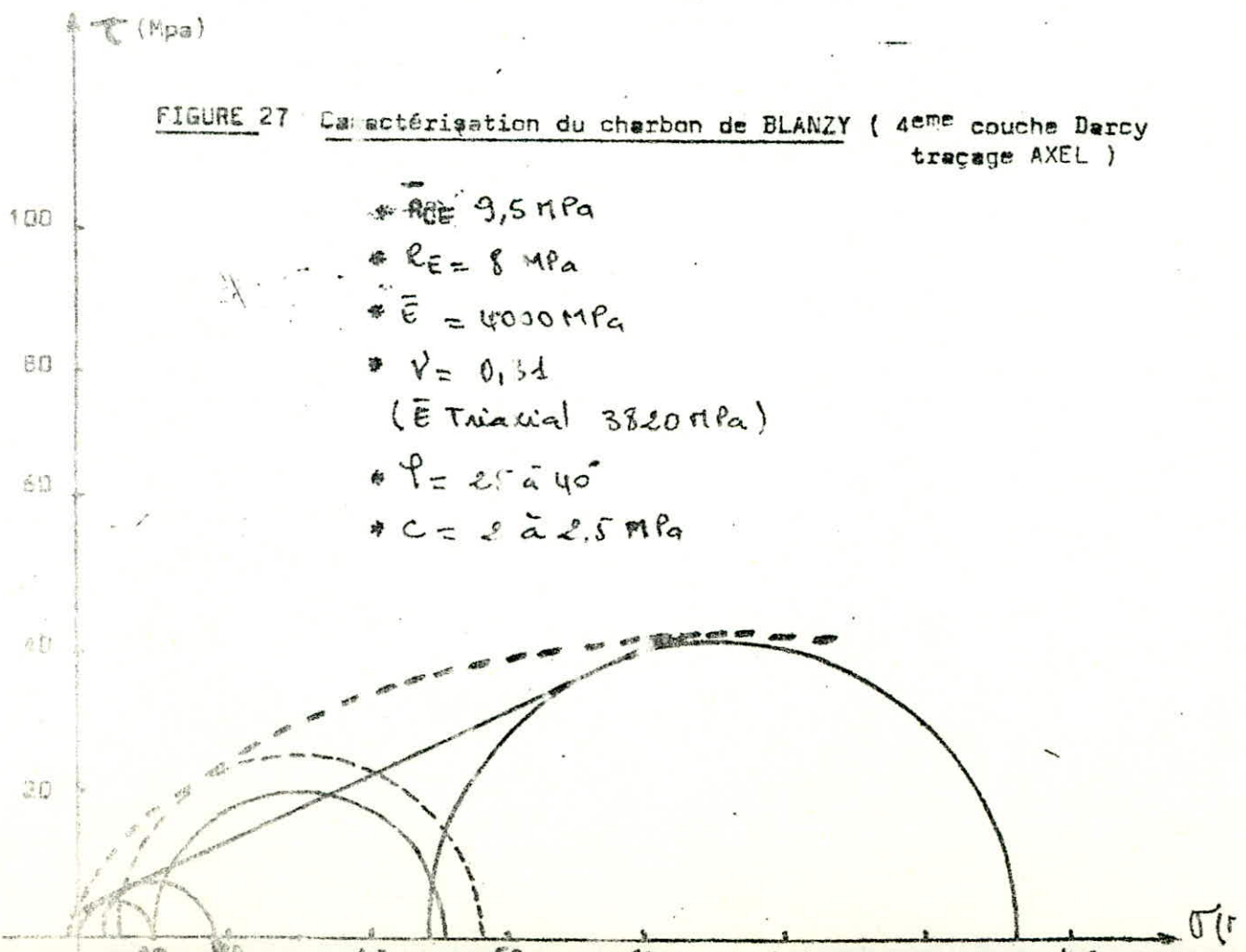


FIGURE 27 Caractérisation du charbon de BLANZY (4ème couche Darcy traçage AXEL)

* La détermination de l'étendue de la zone déconsolidée est possible en admettant que celle-ci commence lorsque la déformation, donc l'expansion mesurée, dépasse un certain seuil. Mais le choix de ce seuil est délicat et on voit sur les courbes de répartition de l'expansion dans le massif que le rayon de la zone déconsolidée y est très sensible (1,75 m à 50 jours au parement aval pour un seuil de 1 %, 2,8 m pour 0,5 %). Il faut ajouter que cette méthode suppose l'assimilation de l'expansion avec une déformation.

VI - ETUDE ET INTERPRETATION DU COMPORTEMENT DES GALERIES
 (MODELES EXPLICATIFS)

Dans ce chapitre nous allons essayer de mettre en évidence les mécanismes régissant le comportement des galeries et son interprétation à l'aide des modèles explicatifs liés à une loi de comportement bien déterminée.

En effet, Les mécanismes en jeu ne sont pas réellement faciles à cerner et l'interprétation des mesures nécessite, presque toujours, quelques hypothèses ou présuppositions simples.

C'est pourquoi on a cherché à mieux interpréter les phénomènes à l'aide des modèles descriptifs (fondés sur l'observation) et explicatifs (basés sur des concepts théoriques).

On peut dire que les modèles explicatifs ont pour fonction d'aider à relier entre eux des faits liés au comportement, tandis que les modèles descriptifs cherchent à faire apparaître ces faits, à leur donner une forme (du point de vue description).

Nous nous proposons de préciser les caractéristiques des premiers.

En première analyse, les modèles qui s'efforcent d'expliquer le comportement des galeries partent tous, de la modification de l'état de contrainte, consécutive au creusement. Mais deux conceptions différentes des phénomènes peuvent se développer à partir de là.

La première s'intéresse surtout aux conséquences limites du nouvel état de contrainte finalement établi autour de l'ouvrage : la fracturation de la roche, désignée comme principale cause des déplacements observés. Les modèles explicatifs correspondants sont d'inspiration physique.

La seconde conception relie les variations des contraintes aux déformations et au déplacements au moyen d'une loi rhéologique, attribué à la roche encaissante. Les modèles correspondants sont d'inspiration rhéologique :

1 - Modèles d'inspiration physique

Plusieurs modèles expliquent l'origine des mouvements de terrain par la dilatance de la roche fracturée.

Ainsi d'après GRAMBERG et SELDENRATH (1969), dans le cas des galeries circulaires, on a que l'expansion de la roche et les déplacements s'effectuent dans la direction radiale, puisque la fracturation induite par le creusement est préférentiellement perpendiculaire à la direction de la contrainte mineures.

D'après H. LABASSE (qui résonnait de la même façon) a précisé en outre que la poussée de la dilatation s'ajoutant à la poussée due au poids des terrains détachés de la masse provoque une poussée sur le soutènement.

Moyennant, quelques hypothèses supplémentaires (comme celle d'un état de contrainte initiale hydrostatique), il est possible d'exprimer la pression sur la paroi de l'ouvrage nécessaire pour assurer l'équilibre, en fonction de l'étendue de la zone fracturée (Figure 28).

Cette zone fracturée possède une forme ovoïde allongée vers le haut car le calcul prend en compte le poids des terrains qui favorise la fracturation dans cette direction.

Les graphiques de la figure 29 illustrent bien l'idée que la poussée d'équilibre pourra être d'autant moins importante que l'on aura permis la détente de se développer dans le massif, autrement dit qu'on aura laissé s'accomplir le déplacement de la paroi. Ce raisonnement conduit à l'utilisation des soutènements coulissants lorsque la mauvaise qualité du terrain nécessiterait, pour limiter la détente, l'application des pressions trop élevées (supérieures à celles qui entraîneraient des déformations permanentes sur un soutènement rigide).

De même H. LABASSE explique par ce modèle la meilleure tenue des galeries après qu'on ait donnée suffisamment le temps pour le terrain de se décompresser afin d'atteindre un équilibre " au moyen d'une poussée moindre ". Il justifie encore le creusement de travers-bancs " en deux stades " avec un soutènement élastique initial qui favorise la détente puis un soutènement plus rigide, par claveaux, par exemple, qui permet l'équilibre.

Cet équilibre n'est (théoriquement) réalisé qu'en supposant mobilisée toute la capacité auto-portante du terrain par l'intermédiaire du frottement interne (Angle de frottement interne).

H.LABASSE a définie le coefficient de foisonnement K :

$$K = \frac{\pi r_p^2 - \pi (U-U_r)^2}{\pi (r_p^2 - r^2)} = 1 + U_r \frac{(2r - U_r)}{(r_p^2 + r^2)}$$

r_p : est le rayon de la zone fracturée (voir méthode convergence confinement)

Fig 28 Role de la dilata

MODELE EXPLICATIFS D'INSPIRATION PHYSIQUE

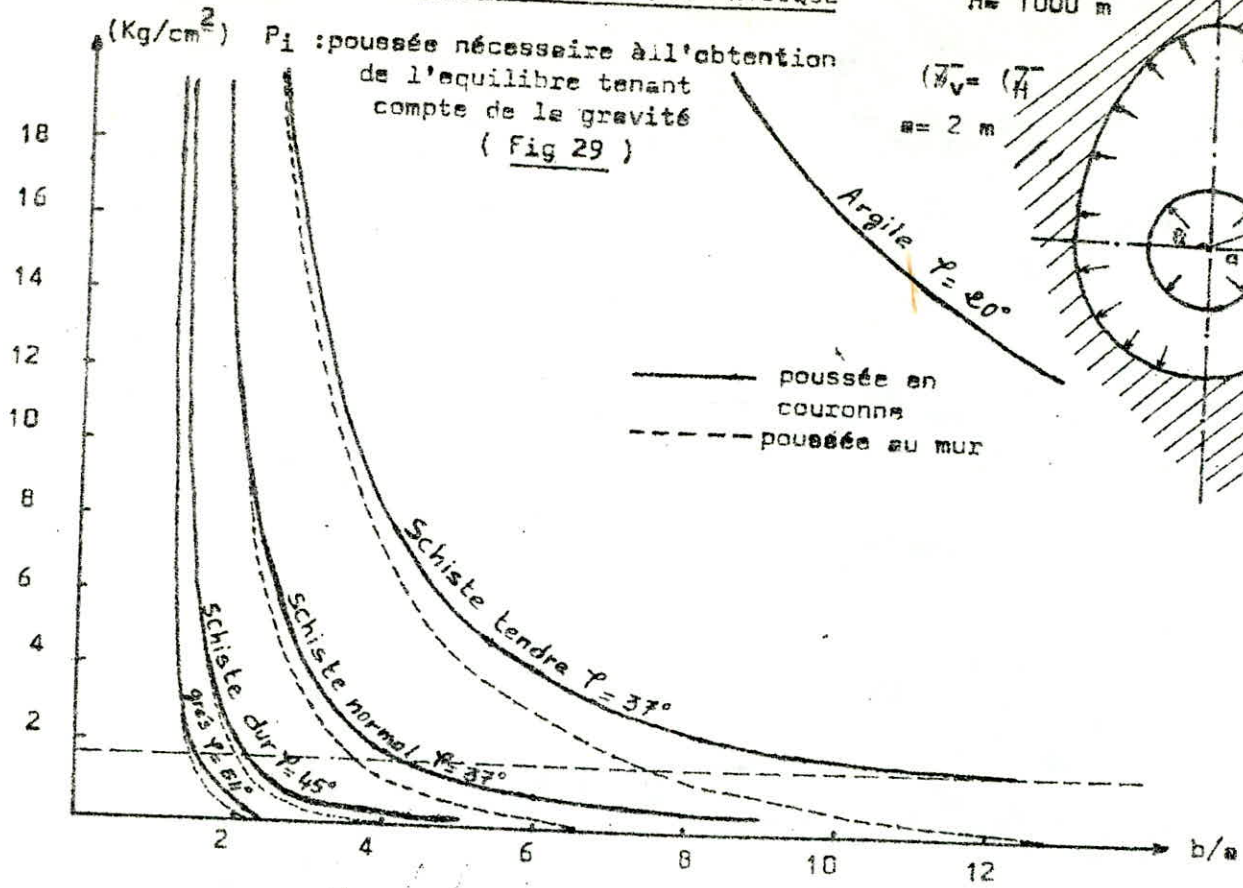
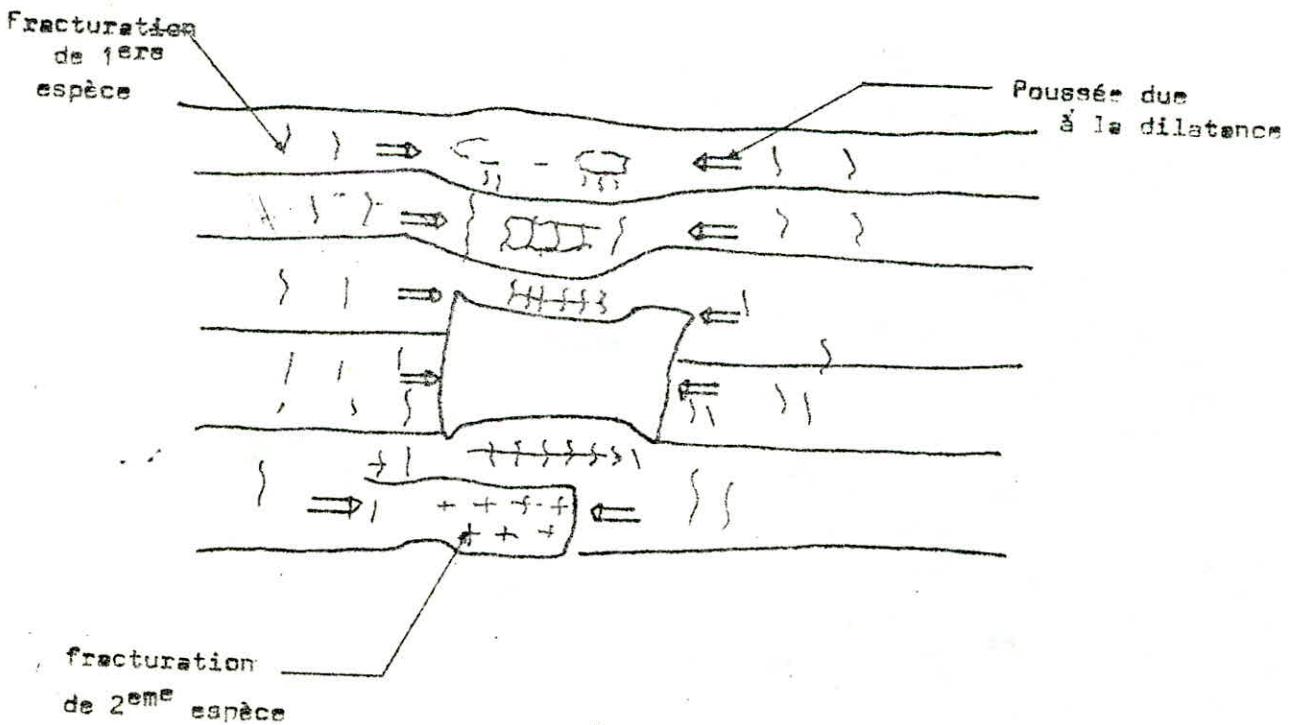


Fig 30 EFFETS DE LA DILATANCE EN MILIEU STRATIFIE

(d'après GRAMBERG et SELDENRATH)



2) - Modèles d'inspiration rhéologique :

Ces modèles peuvent prétendre expliquer :

- * Les directions, les amplitudes, les évolutions des déplacements constatés.
- * Les changements intervenus dans les propriétés des roches, susceptibles de modifier les conditions d'équilibre, ou du moins le comportement de l'ensemble de l'ouvrage (par exemple la diminution de la cohésion après dépassement de la limite élastique).
- * L'influence des facteurs naturels (propriétés initiales des terrains, discontinuités, hétérogénéités...) ou des particularités géométriques (forme, dimensions de l'ouvrage).

Les déplacements des parois de l'ouvrage, peuvent en effet être calculés à partir des déformations des terrains, elles mêmes liées aux variations des contraintes à l'aide de relations mathématiques faisant intervenir le facteur temps (des variations dans le temps). Dans cette conception on considère que la roche encaissante est :

- * continue (ou constituée de grand volumes continus)
- * déformable

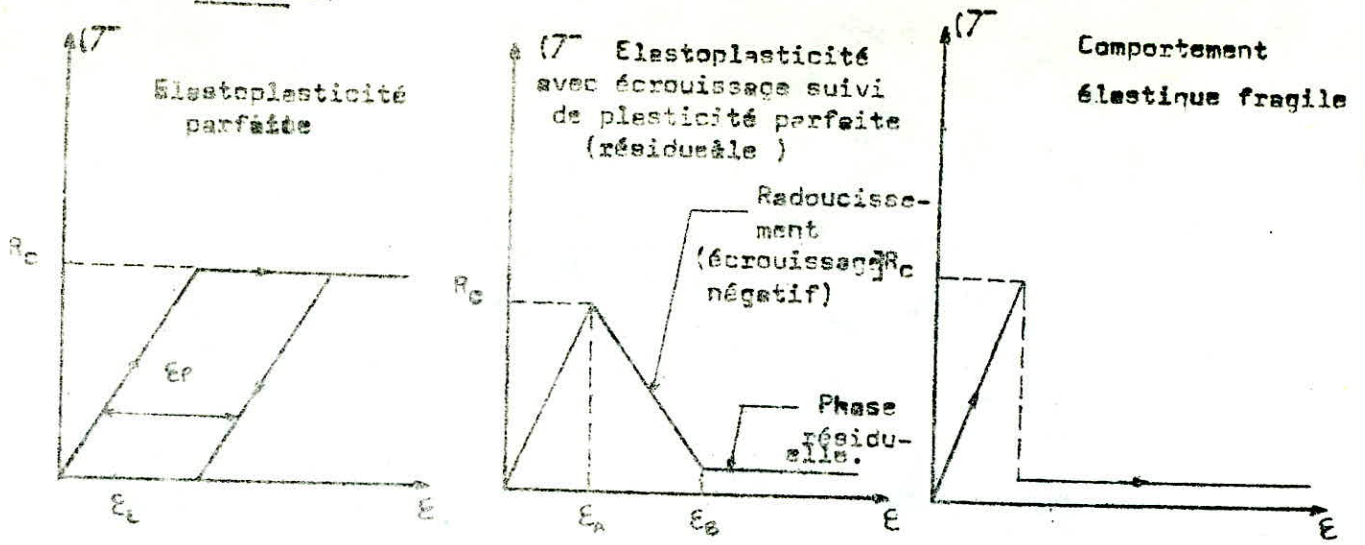
Les relations mathématiques entre grandeurs géométrique (déformation ou déplacements) et les grandeurs mécaniques (contraintes ou forces) dépend de leur domaine de variation :

Par exemple l'élasticité linéaire concerne le domaine des petites déformations ($\leq 10^{-2}$) tandis qu'aux déformations plus importantes ($\leq 10^{-1}$) correspondent les divers comportements plastique; les propriétés de la roche sont susceptibles de changer d'un domaine à l'autre.

Les modèles proprement dits construits avec cette optique se distinguent donc fondamentalement par :

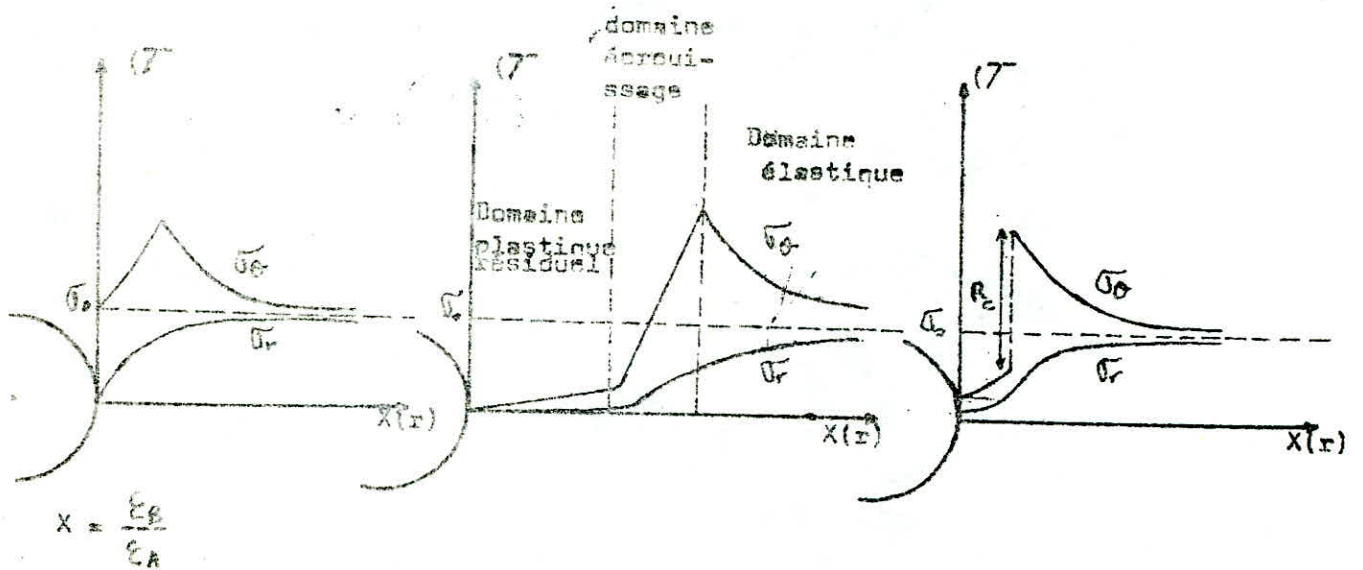
- * Le choix des lois rhéologiques attribuées aux terrains (avec l'introduction quantifiée éventuelle de la dilatance de la roche ou de l'influence du temps, dans certaines phases du comportement).
- * Le choix des critères de passage d'une phase de comportement à une autre.
- * Le traitement réservé aux discontinuités, lorsqu'elles sont prises en compte dans le modèle.

Enfin tous ces modèles pour être mis en oeuvre nécessitent la connaissance d'un certain nombre de données de base obtenues expérimentalement. De même la géométrie de l'ouvrage et la lithologie des terrains, il s'agit :

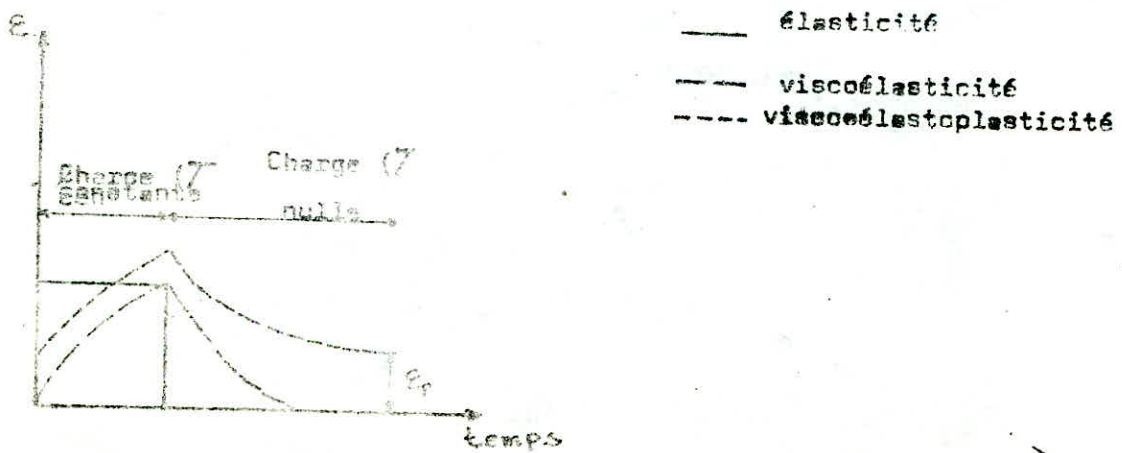


(σ_0 : contrainte initiale)

PRINCIPALES LOIS RHÉOLOGIQUE ET REPARTITION DES CONTRAINTES
AUTOUR DE GALERIE CIRCULAIRES



LOIS DU FLUAGE



- de la détermination des paramètres intervenant dans les lois de comportement (modules, résistances, ...) obtenue le plus souvent à partir des essais de laboratoire sous différents types.

- de l'évaluation des états de contraintes initiaux régnant avant creusement, aujourd'hui mesurables au moyen de différentes techniques.

3) - Les lois de comportement :

La figure 31 nous donne une représentation des principales lois de comportement idéalisés en assimilant à des droites les tronçons de courbes correspondant à chaque phase de déformation - (cette simplification est nécessaire pour la formulation mathématique).

On distingue ainsi après la phase d'élasticité (linéaire) une phase " plastique " au cours de laquelle la contrainte appliquée reste constante tandis que continue d'évoluer la déformation (élastoplasticité parfaite), ou encore décroître avec la déformation (écrouissage négatif ou radoucissement) jusqu'à atteindre une valeur constante (plasticité parfaite résiduelle).

Un cas particulier intéressant est celui du comportement dit " élastofragile " pour lequel la contrainte diminue brutalement au moment du dépassement de la limite élastique. L'influence du temps se manifeste à travers des comportements viscoélastiques, élasto-visco-plastique etc...

REMARQUE :

En pratique, le comportement d'une roche donnée :

* ne constitue pas une caractéristique purement intrinsèque de cette roche. La loi de comportement réelle observée en laboratoire varie suivant les conditions d'essais.

* ne se conforme pas forcément très bien à ces lois, idéales. Les courbes réelles enregistrées en laboratoire se ressentent des difficultés (en particulier l'enregistrement de la courbe effort - déformation après dépassement de la limite élastique), et de dispersion inhérente à toute mesure d'autre part.

Ceci rend difficile l'évaluation des paramètres du comportement et même parfois l'identification du type de loi à prendre en compte :

CONCLUSION :

Donc l'interprétation du comportement des galeries se base sur la loi rhéologique à laquelle obéissent les déformations (modèles) engendrées par le creusement.

Dans le chapitre qui va suivre nous allons mettre en évidence l'application de ces modèles à l'interprétation du comportement des ouvrages.

VII- APPLICATION DES MODELES

A L'INTERPRETATION DU COMPORTEMENT DES GALERIES

Dans ce chapitre nous allons tenter d'expliquer le comportement des galeries (lors du creusement) situées dans un terrain obéissant à une loi rhéologique donnée, et cela en résumant cet ensemble (terrain encaissant - galerie) en un modèle rhéologique d'interprétation (explicatif).

a) Le modèle élastique linéaire

Le modèle consiste à attribuer aux terrains une loi rhéologique élastique linéaire ($T = E \cdot \epsilon$). c'est-à-dire le creusement de la galerie n'engendre que des déformations élastique où l'accroissement des déformations est lié proportionnellement à la contrainte exercée sur le matériau.

Dans ce cas si on considère qu'on est en présence de déformations planes " (la déformation associé à la troisième dimensions, considérée comme direction principale, est supposée nulle) on a :

$$\epsilon_h = \frac{V}{1-\nu} \cdot T_v$$

- T_H : contrainte horizontale
- T_V : contrainte verticale
- ν : coefficient de poisson

b) Le modèle élastoplastique parfait

Le recours à l'élastoplasticité parfaite est classique lorsqu'on souhaite étudier un problème où les déformations sortent du domaine élastique (état post-rupture).

R' : rayon de la zone plastique est donnée par :

$$R' = R \frac{2}{1 + K_p} \left(\frac{P (K_p - 1) + R_c}{R_c} \right)^{1/2} (K_p - 1) \quad - \text{avec } R_c = \frac{2 C \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

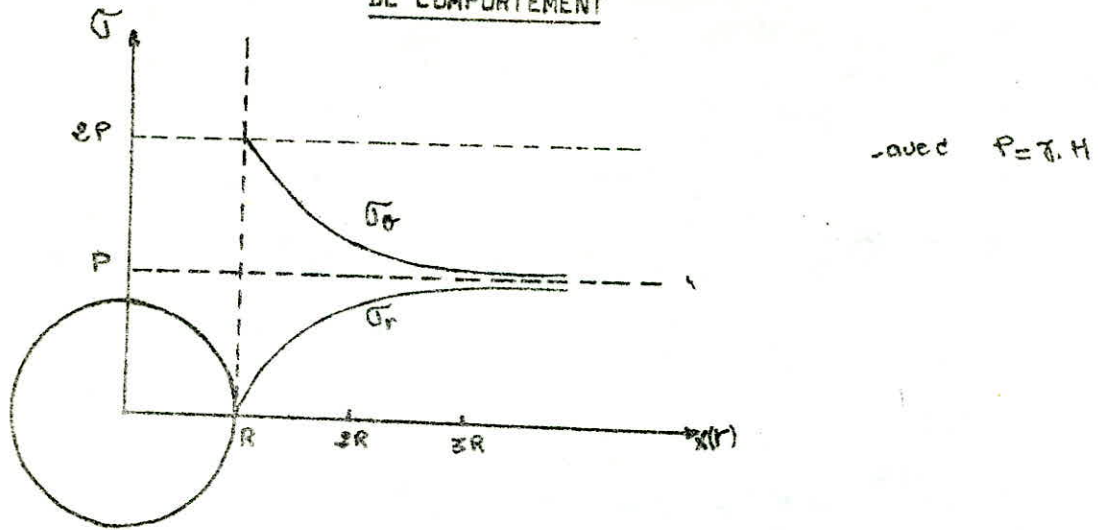
$$\text{Où } K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) : \text{Coefficient débutée}$$

Dans ce cas on considère que R' pourrait tendre vers l'infini pour un terrain sans cohésion, aucun équilibre n'est alors possible sans soutènement, en d'autre terme les déformations engendrées ont tendance à s'accroître infiniment après dépassement de l'état de déformation élastique.

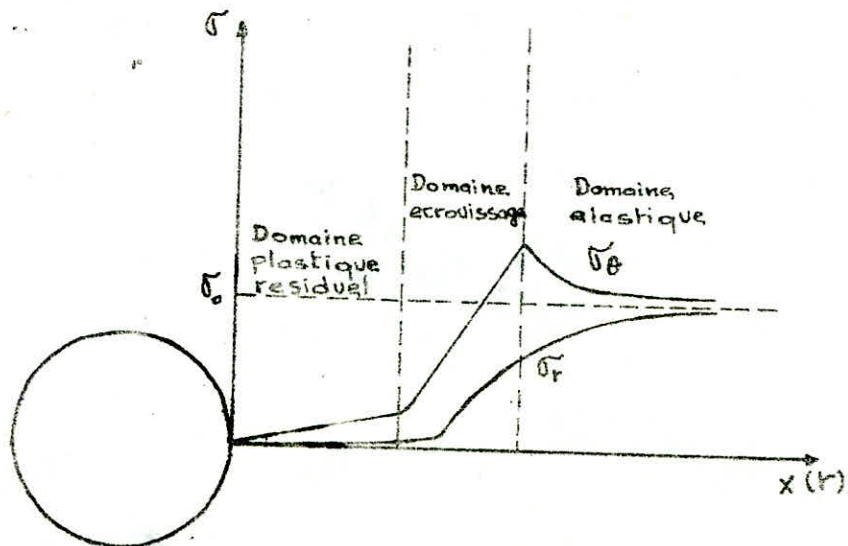
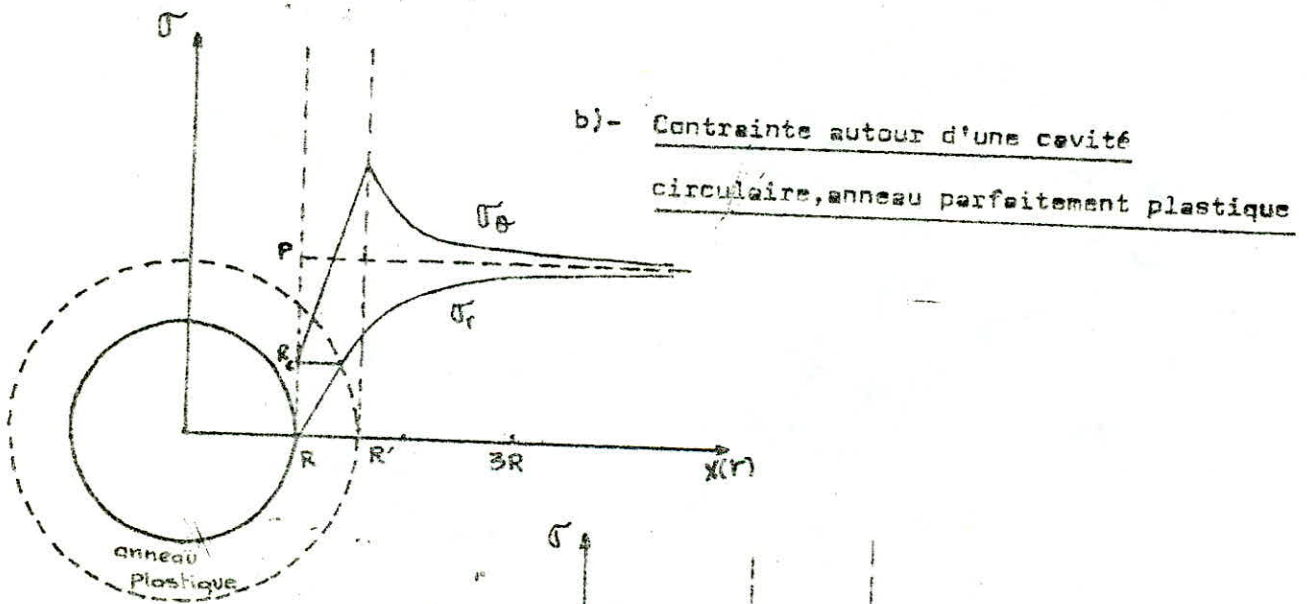
c) Le modèle élastofragile

Dans ce modèle la déformation plastique s'entame avec une chute brutale de résistance d'ou il y a changement des caractéristiques du terrain apparition de la phase résiduelle (changement des paramètres plastiques), c'est le cas d'un terrain à comportement élasto-fragile avec cohésion résiduelle. (proposé par WILSON " 1980 " qui l'a appliquée au cas du charbon.

FIGURE 32 REPARTITION DES CONTRAINTES POUR DIFFERENTS MODES DE COMPORTEMENT



a)- Contraintes en regime élastique autour d'une cavité circulaire en contrainte initiale hydrostatique



c)- Contraintes autour d'une cavité circulaire avec un comportement élastoplastique suivi d'un adoucissement

D'après Wilson, le rayon de la zone plastique est donnée par :

$$R_p = R_o \left\{ \frac{2 T_o - R_c + C' \cotg \phi \cdot (K_p + 1)}{(P + C' \cotg \phi) \cdot (K_p + 1)} \right\} \frac{1}{K_p - 1}$$

T_o : contrainte hydrostatique initiale

C' : Cohésion résiduelle du matériau après rupture

R_c : Résistance à la compression simple

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} :$$

K_p : Coefficient de butée

P : Pression exercée à la paroi de la galerie par soutènement

R_o : Rayon initial de la galerie

Le déplacement de la paroi est donné par :

$$u = R_o \cdot \frac{1 + \nu}{E} \cdot \left(\frac{(K_p - 1) T_o + R_c}{(K_p + 1)} \right) \times \frac{(2T_o - R_c + C' \cotg \phi (K_p + 1))}{(P + C' \cotg \phi (K_p + 1))} \frac{2 + \epsilon}{K_p - 1}$$

Avec " ϵ " coefficient d'expansion ($0 \leq \epsilon \leq 0,5$) (d'après WILSON)

$$\epsilon = 0,2$$

Le déplacement à la frontière des domaines élastique et fracturé (plastique) :

$$\bar{u} = R_p \times \frac{(1 + \nu)}{E} \times \left(\frac{(K_p - 1) T_o + R_c}{K_p + 1} \right)$$

On peut en déduire la déformation radiale en ce point :

$$\epsilon_r = - \frac{u}{R_p} (1 + \epsilon)$$

d) Le modèle élastoplastique avec radoucissement

Les modèles de type radoucissant (ou à écrouissage négatif) présentent l'avantage de refléter assez fidèlement des roches en compression au delà de leur résistance maximales et sous des confinements faibles ou moyens, ce qui correspond généralement aux sollicitations auxquelles sont soumis les terrains au voisinage des ouvrages.

Ces modèles font intervenir un nombre important de paramètres, difficilement mesurables avec précision en laboratoire.

En effet, aux paramètres déjà évoquée pour les autres modèles, s'ajoutent ceux qui sont spécifiques à cette loi de comportement à savoir :

* X caractérisant la pente de la courbe effort - déformation longitudinale de l'éprouvette après dépassement de la limite de résistance maximale. On définit $X = \frac{B}{A}$, rapport de la déformation correspondant au début de la phase de plasticité parfaite résiduelle, à la déformation correspondant au pic de résistance (Voir Fig. 31).

* On définit de la même manière X' caractérisant la pente de la courbe effort - déformation latérale après dépassement de la résistance maximale $X' = \frac{B}{A}$

* C' La cohésion résiduelle, caractérisant la phase de plasticité parfaite, après l'écroutissage.

* B représentatif de la dilatance du matériau. Si on adopte un critère Mohr Coulomb pour distinguer le passage du domaine radoucissant, les valeurs de B sont tel que :

$$1 \leq B \leq K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

K_p = représente la dilatation maximale

En régime de face (c'est-à-dire lorsque les trois contraintes principales ont des amplitudes différentes) on a :

$$B = V \cdot \frac{X' - x}{X - x} \quad (x = \frac{C'}{C})$$

Les autres paramètres à fournir sont, Comme dans les cas précédents, liés :

* à la phase de comportement élastique : Module de young E, coefficient de poisson V (Paramètres élastiques).

* Au critère de passage du comportement élastique au comportement plastique (paramètres plastiques), cohésion initiale C et angle de frottement interne. En adaptant le critère

Mohr Coulomb on a $R_c = \frac{2 C \cos \phi}{1 - \sin \phi}$

La résistance
à la compression
simple

* aux conditions de contraintes initiales

$$\left| T_r \right| - \left| T_z \right| \leq \left| T_\theta \right|$$

T_r : Contrainte radiale

T_z : Contrainte longitudinale

T_θ : Contrainte tangentielle

* à la géométrie de la galerie

- Rayon intérieur

- Rayon extérieur

* Aux conditions de soutènement : pression développer sur la paroi intérieure par la soutènement.

CONCLUSION :

Pour comprendre les phénomènes naturels, on fait recours aux modèles explicatifs, mais le choix du modèle adéquat est lié (c'est-à-dire celui qui nous décrit le vrai comportement de notre galerie lors du creusement) aux résultats qu'il nous donne et est ce qu'ils sont conformes aux résultats recueillis in-situ.

En premiers lieu, il convient toujours de s'orienter d'abord vers le modèle le plus simple. Si le modèle pris n'est pas conforme à la réalité, dans ce cas il faut changer de modèle jusqu'à qu'on ait une approche des résultats liés aux modèles à ceux recueillis expérimentalement in-situ. Si on trouve pas un modèle explicatif convenable dans ce cas ci il faut jouer sur les paramètres caractéristiques du terrain.

Cette technique d'interprétation s'est développer au cours de ces 10 dernières années en donnant d'excellent résultat grace à l'utilisation de l'outil informatique (programmes de calcul), de l'analyse mathématique, combiné avec les progrès réalisés dans l'application à la mécanique des roches des sciences des matériaux, qui ont assurés le succès actuel des modèles rhéologiques.

VIII- LE RÔLE ET LE DIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT
ET LES MODELES DE MECANIQUE DES TERRAINS.

Dans ce chapitre nous allons mettre en évidence le vrai rôle de soutènement en tant qu'élément interactif associé aux terrains et essayer d'intégrer ce dernier aux différents modèles de comportement.

Dans ce cas, la mission du soutènement se résume à supporter les parties du massif déconsolidées.

Mais il faut lui adjoindre les actions de confinement à la paroi, et renforcement de l'aptitude des terrains à rester autostables (voir théorie convergence - confinement). Ces trois actions se combinent et définissent le rôle du soutènement, autrement dit ces trois aspects du rôle du soutènement on ne peut les séparer.

Examinons par exemple l'action de confinement : la faible pression radiale exercée par le soutènement, lorsque la galerie est située dans un terrain qui a dépassé sa limite élastique, provoque des contraintes dont l'intensité résulte d'un effet multiplicateur de P_s .

Ainsi la contrainte tangentielle à la paroi, T_t dans un terrain pulvérilant, est telle avec le seul jeu du frottement interne $T_t = K_p \times P_s$ ou $K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$ (Coef. de)

Quand φ varie de 30 à 50° K_p varie de 3 à 7,5 c'est par conséquent, pour une valeur donnée de confinement P_s , la capacité portante du massif fracturé qui est augmenté dans cette proportion ($\sqrt{K_p}$, au parement, étant verticale), par exemple $P_s = 0,1$ MPa correspond à une capacité portante de 30 à 75 Tonnes/M². Ce qui est plus important que celle assurée par la plupart des soutènements classiques en galeries, décrits précédemment, dans leur rôle porteur. Il apparaît, en d'autres termes, que " confiner " c'est aussi " renforcer " et, indirectement, aider à " supporter ".

De même, on a que la pression radiale croît à l'intérieur du massif fracturé jusqu'à la limite avec le domaine élastique, où elle atteint une valeur qui permet la stabilisation de cette frontière (soit, aux profondeurs habituelles pour les ouvrages miniers, plusieurs dizaines de fois P_s). Toutefois, l'extension de la zone déconsolidée est plus ou moins sensible à P_s , (dans la gamme de variation où elle se situe), suivant une loi rhéologique adoptée.

a) - Le modèle " convergence - confinement " (Voir chap. IV)

Le principe de cette méthode consiste à représenter en fonction du déplacement radial U de la paroi, les variations du rapport pression radiale de confinement exercée par le soutènement " P_s " et contrainte initiale " T_0 ".

D'après la fig. (33), la première courbe fait intervenir la raideur du soutènement représenté par la pente $P_s = F(U)$, généralement assimilée à des troçons de droite et limité par la résistance maximale, ou l'apparition du coulisement (Fig. 33a). La seconde courbe établit la relation qu'il y aurait, en l'absence de soutènement, entre, d'une part, l'évolution de la convergence et d'autre par la diminution de la contrainte radiale. Celle-ci varie depuis une valeur originelle avant creusement (appliquée alors sur le contour fictif de la future galerie), jusqu'à son annulation complète ($P_s = (1 - h) T_0$) avec $0 \leq h \leq 1$) après creusement (fig. 33.b) . Sa décroissance est linéaire tant que le terrain reste élastique. Elle peut tendre asymptotiquement vers 0 (le déplacement tend vers l'infini) pour certaines loi de comportement. Au delà d'une certaine valeur U_1 , correspondant à une déconsolidation importante du massif, d'où la prise en compte de la gravité qui induit alors l'augmentation de P_s , P_s peut même augmenter lentement, ce qui traduit une nouvelle sollicitation sur le soutènement, obligé de supporter la charge croissante due à cette déconsolidation.

Le point d'intersection de deux courbes est représentatif $\left\{ \begin{array}{l} \text{Offre du soutènement} \\ \text{- demande du terrain.} \end{array} \right.$
d'un équilibre stable, si son abscisse est inférieure à U_1

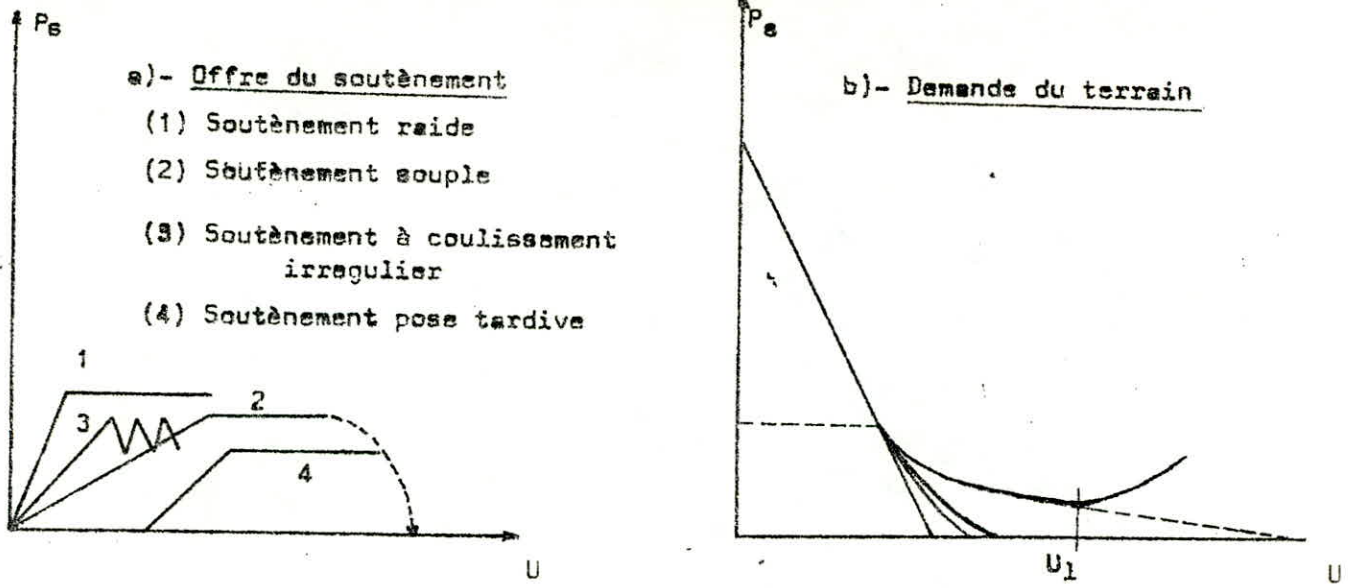
L'abscisse à l'origine de la courbe d'offre du soutènement représente le déplacement qui a précédé sa pose, et le début de la mise en charge.

Ce modèle se comprend et s'utilise plus aisément avec la représentation donnée par PANET (1976) (Voir Chap. IV)

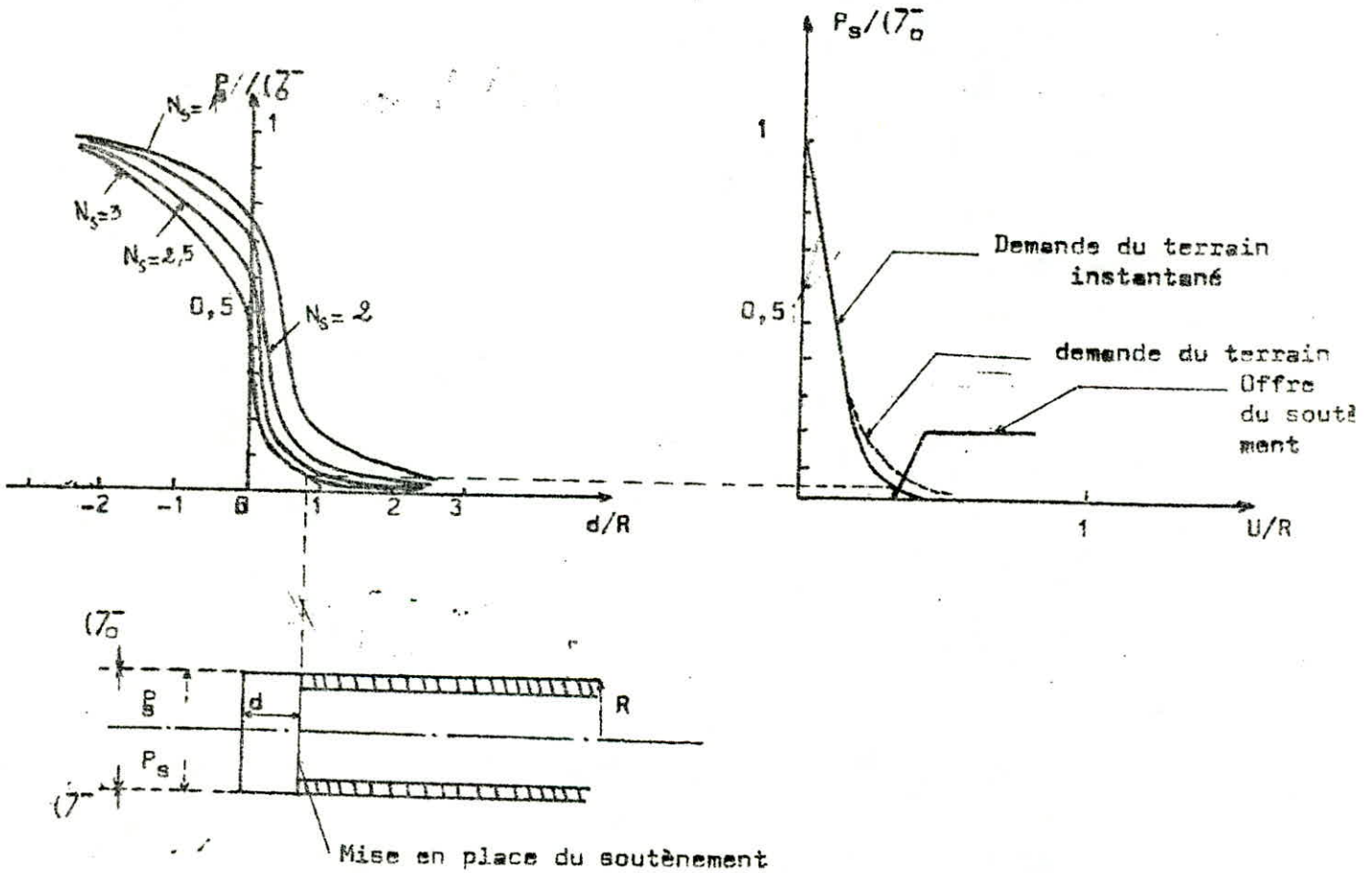
La décroissance de la pression de confinement est rattachée, d'une part à la position du front de creusement (partie gauche de la fig. 33 c). Ceci permet de déterminer graphiquement la convergence préalable à la mise en place du soutènement, connaissant la position du front à ce moment.

Les courbes caractéristiques du terrain sont construite en utilisant un modèle de comportement lié à une loi rhéologique bien définie, qu'il soit analytique (dans ce cas on peut avoir la relation fonctionnelle $P_s = F(U)$ ou numérique (les courbes sont définies point par point, en faisant varier P_s dans le calcul).

LA METHODE CONVERGENCES & CONFINEMENT



c)- Influence de la distance au front de creusement (d'après PANET et GUENI



Il est possible de distinguer deux courbes de " demande de terrain " :

- * Courbe de demande immédiate (instantané) qui ne tient pas compte de l'influence du facteur temps dans le modèle comportement.
- * Courbe de demande à long terme qui prend en compte l'influence du facteur temps et la variation des caractéristiques mécanique du terrain.

Ce modèle a le mérite de fournir une vision synthétique claire des rapports entre terrain et soutènement, au moins pour un aspect essentiel de son action. Ses résultats comme en témoigne leur succès quantitativement très positifs, si un contrôle rigoureux est simultanément mis en oeuvre, au moyen de mesures in-situ systématiques accompagnant le creusement et interprétés sur le champ, en vue d'interventions précoces, si nécessaires sur certains paramètres du soutènement .

Mais ceci, ne doit pas perdre vue les autres rôles du soutènement, qui doivent être remplis au même temps que celui de confinement, et, autant que possible, de façon optimale.

b) - Le dimensionnement pour " soutenir " et " renforcer ", et ses rapports avec les modèles.

Le soutient des parties fracturées du massif, est, nous l'avons vu, la condition préalable indispensable à l'action de confinement. Pour déterminer la charge statique que le soutènement est susceptibles d'avoir à supporter, on peut se référer au modèles de voûtes d'éboulement (fig.34).

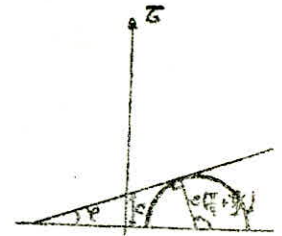
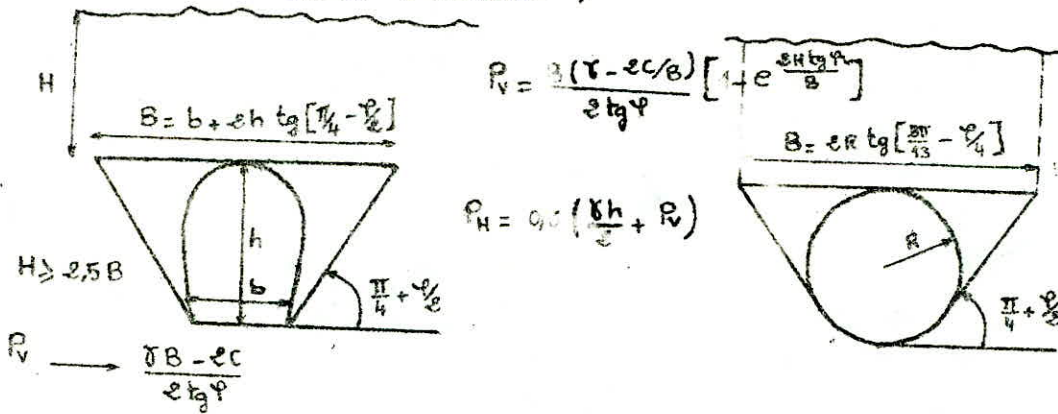
Le volume de terrain délimité par le contour de ces différentes " cloches ", ainsi que le poids correspondant, étant déterminés, (par unité de longueur de galerie). On peut en tenant compte des performances nominales des soutènements : soit choisir un type de soutènement approprié, soit fixer les paramètres optimaux d'un soutènement (distance entre cadres, densité de boulonnage etc...). D'autre part, dans le cas du boulonnage, la forme géométrique de la voûte permet également de choisir l'orientation et la longueur des boulons de façon à ce que leur extrémité puisse être ancré solidement dans le terrain non fracturé (fig.35).

En pratique, bien que les modèles de ce type paraissent nombreux, on vérifie que les résultats différent assez peu les uns des autres.

Ainsi les hauteurs de voûte d'éboulement dépassent rarement la valeur de la largeur (ou diamètre) de l'ouvrage.

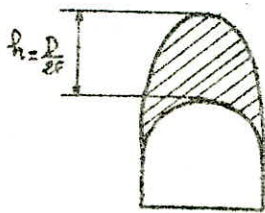
FIGURE 34 MODELES DE REPRESENTATION DU DOMAINE DECONSOLIDÉ POTENTIELLEMENT INSTABLE AUTOUR DES GALERIES

a) - Cas des sols pour les tunnels
à faible profondeur (<100 m)
d'après (TERZAGHI)



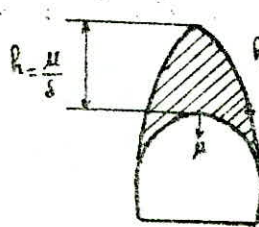
Description :
par le jeu de frottement interne dans le plan de (MOHR)

b) - Cas des roches (pour les ouvrages profonds)



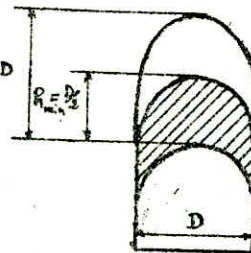
Parabole de PROTODIANKONOV

- $f = \operatorname{tg} \varphi$ (terrain pulvérulent)
- $f = \operatorname{tg} \varphi + c/R_c$ (terrain cohérent)
- $f = \frac{\sqrt{k}}{100}$ (roches)

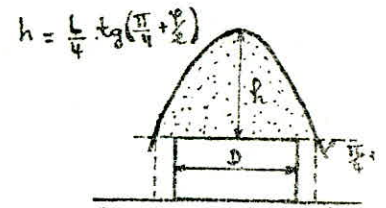


Ellipse de KOMMEREL

- u déplacement en chef autorisé par le soutènement
- s variable de 0,01 (terrain pulvérulent) à 0,15 (roches compactes)

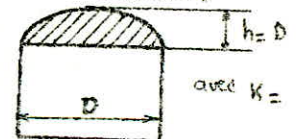


Cloche d'éboulement empirique d'après MRDE
 $D/2 < h < D$

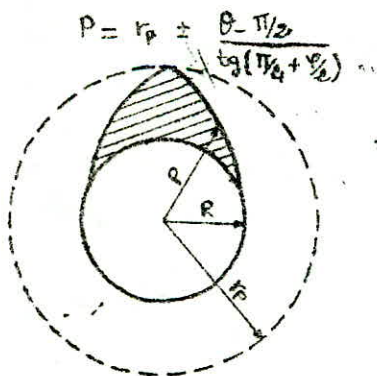


Cloche d'éboulement parabolique

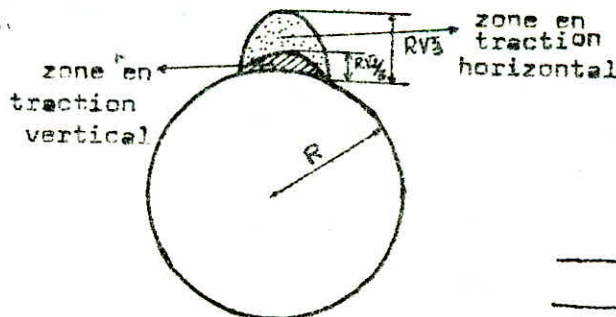
(d'après RAFOUX DE JEAN)



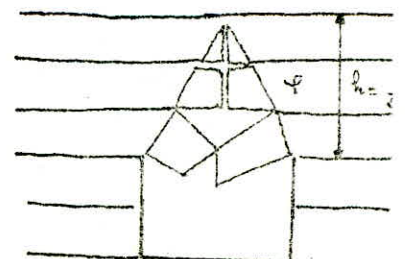
Cloche d'éboulement elliptique si la roche ne supporte aucune traction



Modèle élastique (d'après PANET)



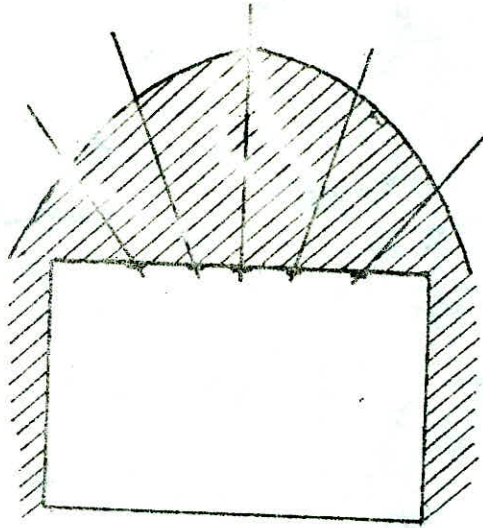
Cont. initiales (γH_0)
Modèle élastique (d'après DUFFAUT)



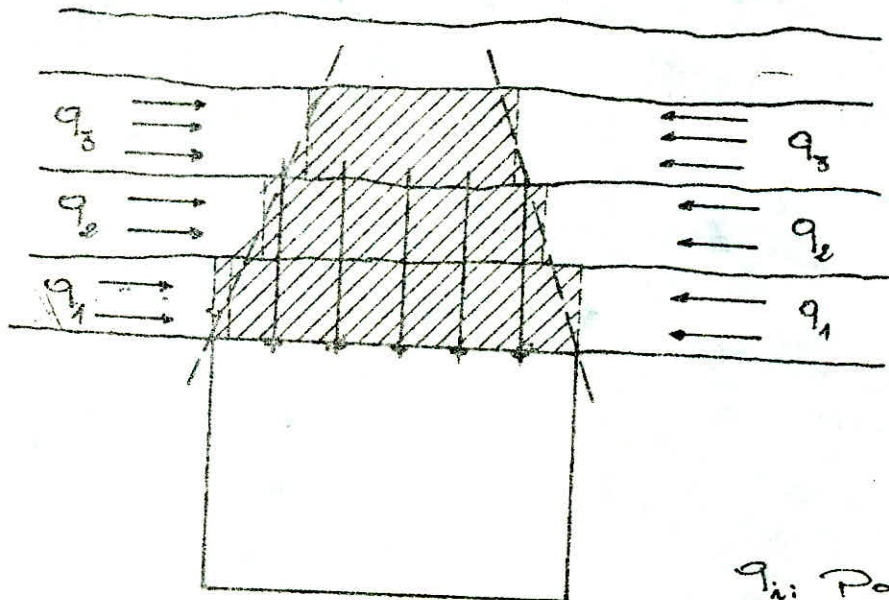
Voute d'éboulement à milieu stratifié (d'après AIREY et WILSON)

Fig 35 DIFFERENTS ROLES DU SOUTÈNEMENT ET LEUR RAPPORTS
AVEC LES MODELES

a) - Soutènement de soutien



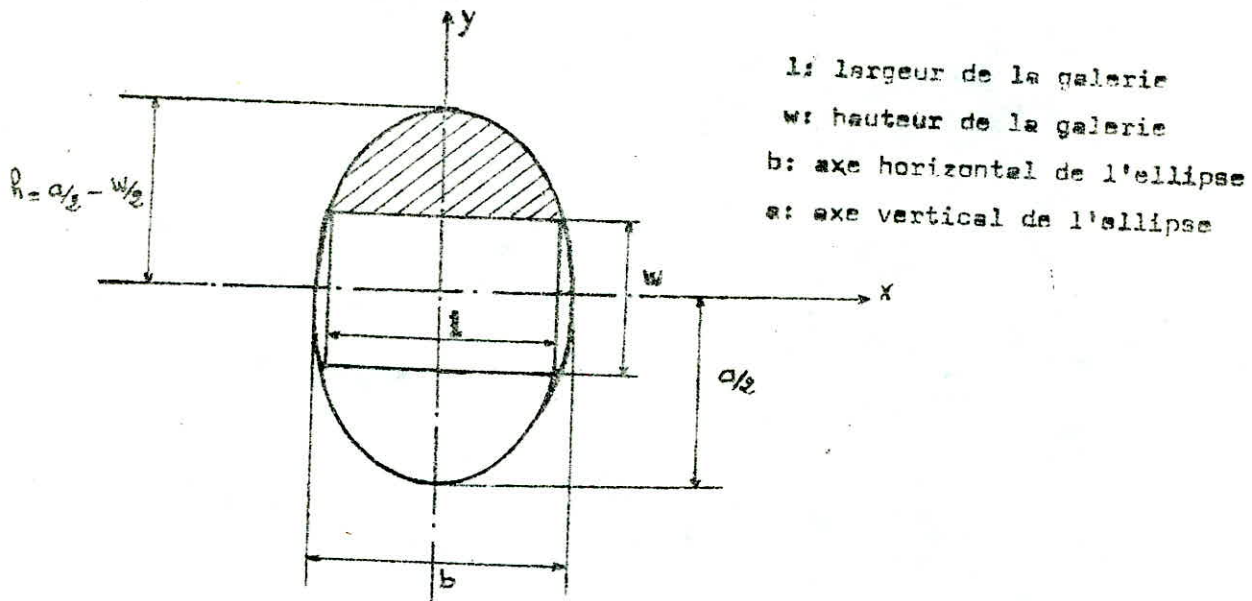
b) - Soutènement de renforcement (armature)



q_i Pousses horizontales.

DETERMINATION DE LA HAUTEUR DE LA VOUTE NATURELLE D'EQUILIBRE
SE FORMANT AUTOUR DE LA GALERIE

(D'après la méthode de SALUSTOVICH)



Dans cette théorie, on suppose que la zone déconsolidée du massif forme une ellipse autour de l'ouvrage avec:

$$n = \frac{a}{b}$$

$$\text{ou } a/b = \frac{R_{tr} + P_z - P_x}{2 \cdot P_x}$$

- Au point M l'équation de l'ellipse devient : on a $x=l/2$; $y=w/2$

$$\left(\frac{x/b/2}{a/2}\right)^2 + \left(\frac{y/a/2}{b/2}\right)^2 = 1 \quad \Rightarrow \quad (n \cdot l/2/a/2)^2 + (w/2/a/2)^2 = 1$$

$$\text{on a que: } a = \sqrt{(nl)^2 + w^2} \quad \text{et} \quad b = \sqrt{l^2 + (w/n)^2}$$

- La hauteur de la voûte est donné par:

$$h = a/2 - w/2 \quad \text{avec } a = F(H) \quad \Rightarrow \quad h = F(H)$$

ou,

- R_{tr} : résistance à la traction du massif
- P_z : pression verticale exercée sur l'ouvrage ($P_z = \gamma \cdot H$)
- H : profondeur de l'ouvrage
- P_x : pression horizontale exercée sur l'ouvrage ($P_x = P_z \cdot \frac{\nu}{1-\nu}$)
- ν : coefficient de Poisson

Les données nécessaires à leur utilisation sont à peu près les mêmes pour tous, la plus fréquente est l'angle de frottement interne du terrain, sa cohésion ou sa résistance à la compression simple. On a aussi besoin d'informations sur l'état de contrainte original, pour calculer par exemple, les dimensions de la zone plastique autour de la galerie.

On peut illustrer le troisième rôle assigné au soutènement: le renforcement, par le boulonnage qui remarquablement peut l'assurer, en apportant une armature au terrain (une certaine reconfortation). Mais cet aspect est en même temps, le plus difficile à traduire quantitativement dans le cadre d'un modèle.

On peut donc souligner le fait qu'aucun des modèles choisis n'échappe de sa marge de validité. On peut dire, plus généralement, que les méthodes de détermination et de dimensionnement à priori du soutènement ayant recours à ces modèles, ne peuvent passer d'un contrôle in-situ. Celui-ci peut orienter les interventions et à réajuster les différents paramètres.

C'est en partant de ce point que les praticiens et chercheurs se sont tournés vers les méthodes empirique ou semi-empirique en relation plus ou moins étroites avec les modèles théorique.

Enfin, on peut citer l'influence du facteur temps et l'éventualité de déformations différés et examinés dans chaque cas de comportement soit en raisonnant à partir de l'expérience de chantier analogues, soit au moyen d'essais de laboratoire à intégrer également dans un modèle de comportement de l'ouvrage.

CONCLUSION :

Le dimensionnement du soutènement tient compte uniquement de la partie déconsolidée au niveau de la cloche d'éboulement. D'après la fig.34 on peut voir les différentes théories permettant le calcul de sa hauteur; toutes ses théories ne prennent pas en considération l'influence de la profondeur (théories classiques) et d'autres paramètres cités dans le modèle " convergence - confinement " et dans d'autres méthodes de calcul (par exemple Méthode de SALUSTOVICH).

La détermination de la hauteur de la voûte de décharge permet d'évaluer ainsi la masse du terrain de consolidés et par la suite au dimensionnement du soutènement et à sa disposition P.ex : la distance entre intercadre).

Dans ce qui va suivre nous allons voir le comportement terrain soutènement et vis versa (l'interaction des deux) à l'aide d'un exemple d'application (Métro d'Alger).

VIIII) INTERACTION DU SOUTÈNEMENT ET DU TERRAIN

Le calcul des éléments du soutènement (ou du revêtement) doit prendre en compte :

- Le comportement du terrain autour d'une cavité tel qu'il a été traité dans les chapitre VI et VII;
- Le comportement de la " construction " tenant lieu de soutènement, qui ressortit à la résistance des matériaux classiques ;
- Le délai écoulé (distance au front) entre le creusement et le soutènement ;
- Eventuellement les post - contraintes introduites par la mise en compression des cintres ou vousoirs, ou par mise en tension des boulons :

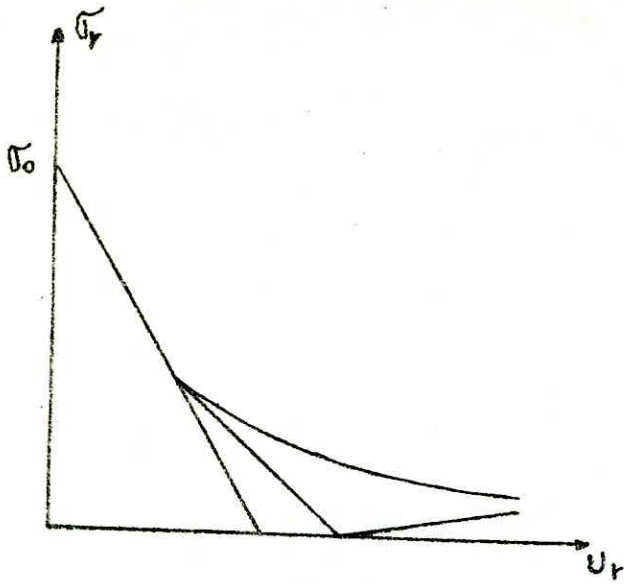
L'équilibre qui s'établit, si le soutènement est assez résistant, et très précisément l'équilibre entre la demande radiale de la part du terrain et l'offre de pression radiale de la part du soutènement. On tracera donc sur un même graphe les deux courbes représentant la pression radiale (σ_r) en fonction du déplacement radiale U_r (courbes de la demande du terrain et celle de l'offre du soutènement.).

Si on superpose ces deux familles de courbes, sans tenir compte d'abord d'un retard de mise en place du soutènement (Fig.36), on constate que l'équilibre s'établit pour une charge d'autant plus élevée que le soutènement est plus rigide mais inférieure au maximum σ_0 (contrainte initiale).

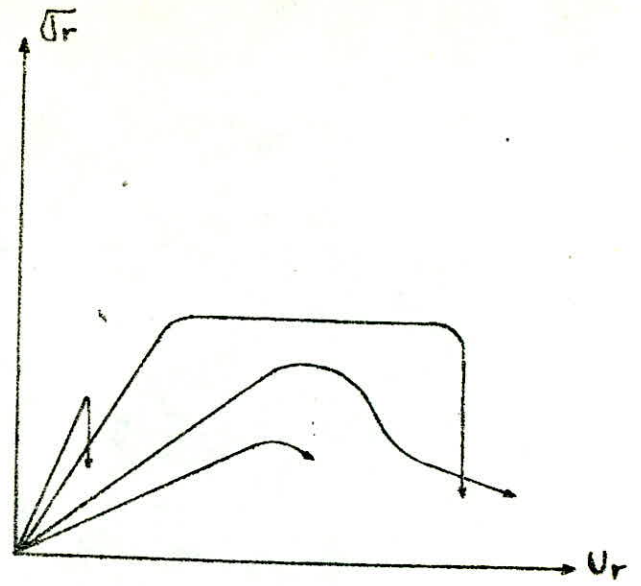
Comme la déformation du terrain a commencé avant même le passage du front et qu'un certain délai supplémentaire est nécessaire avant que le soutènement soit en état de travailler, il convient de décaler vers la droite l'origine de la courbe de l'offre; par analogie avec la précontrainte, ceci pourrait être appelé une pré-déformation. On constate alors que le soutènement porte d'autant moins qu'il est plus tardif. On peut dire que le rôle du soutènement est d'empêcher la dégradation du terrain au cours de la déformation.

La déformation du terrain est utile, puisqu'elle abaisse la pression d'équilibre, elle est nuisible seulement lorsqu'elle diminue brutalement la résistance du terrain. Le soutènement idéal devrait permettre la déformation la plus compatible avec une dégradation modérée.

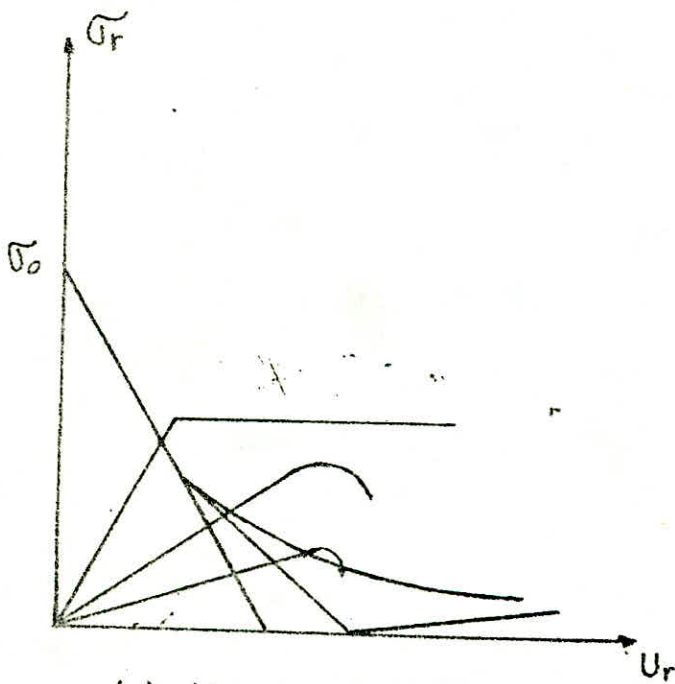
FIGURE 36



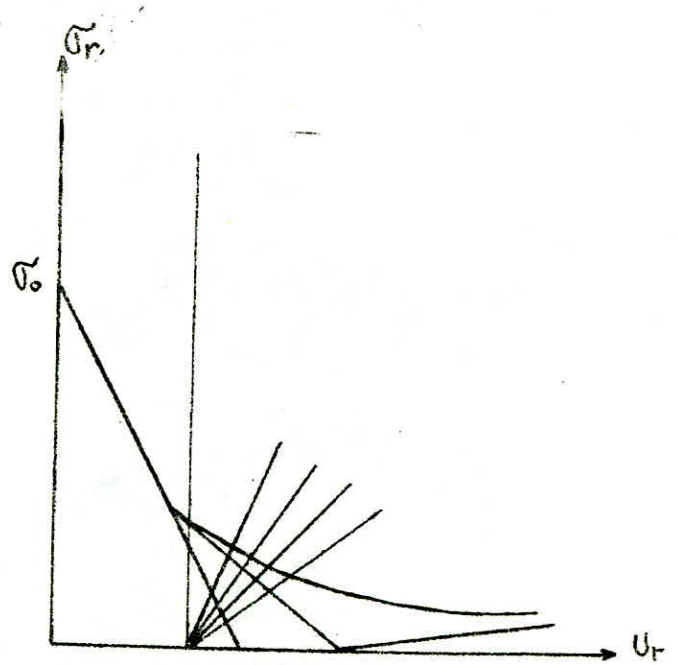
(a) Demande du terrain



(b) L'offre du soutènement



(c) L'équilibre entre l'offre et la demande, supposée immédiatement disponible



(d) Cas où l'offre est tardive

APPLICATION DE LA METHODE CONVERGENCE CONFINEMENT

 POUR LE CREUSEMENT DU " METRO D'ALGER ".

Tenant compte des différents paramètres du terrain:

- * Poids volumique du terrain : $\rho = 0,0258 \text{ MN/m}^3$
- * Rayon de la galerie (assimilée à une galerie de forme circulaire) :
 $R = 5,12\text{m}$
- * La profondeur de la galerie : $H = 20 \text{ m}$
- * La résistance à la compression simple de l'échantillon :
 $\sqrt{\sigma}_{\text{comp}} = 20,6 \text{ MPa}$
- * La résistance à la traction de l'échantillon : $\sqrt{\sigma}_{\text{tr}} = 1,66 \text{ MPa}$
- * Le module d'élasticité : $E = 18570 \text{ MPa}$
- * Le coefficient de poisson : $U = 0,37$

On procède à :

a) Calcul des vraies grandeurs des paramètres du terrain (massif)

D'après le programme de calcul qu'on a établi et utiliser

On trouve que :

- La résistance à la compression simple du massif (R_{comp}).

$$R_{\text{comp}} = 4,02 \text{ MPa} \quad (R_{\text{comp}} = \sqrt{\sigma}_{\text{comp}} K_c \xi)$$

$$\xi = 0,65 \text{ (roche fragile)}; K_c = 0,3 \text{ (roche très fracturée)}$$

K_c et ξ : Coefficient de réduction respectif de la fracturation et des paramètres à longue durée.

- La résistance à la traction du massif (R_{tr}):

$$R_{\text{tr}} = 0,32 \text{ MPa} \quad (R_{\text{tr}} = \sqrt{\sigma}_{\text{tr}} K_c \xi)$$

- L'angle de frottement interne (ϕ) : $\phi = 40,41$

$$(\text{tg } \phi = \frac{R_{\text{comp}} - R_{\text{tr}}}{R_{\text{comp}} + R_{\text{tr}}})$$

- La cohésion du terrain (C) : $C = 0,57 \text{ MPa} \quad (C = \frac{\sqrt{R_{\text{tr}} R_{\text{comp}}}}{2} \text{ "théorie Mohr " coulomb})$

b) Application de la méthode

Sur la base du programme de calcul, en prenant la profondeur de l'ouvrage $H = 20$ mètres, le terrain présente un comportement élastique, c'est-à-dire le creusement de la galerie n'engendre que des déformations à caractère élastique.

On déduit alors que :

* Le déplacement radial maximal de la paroi de la galerie :

$$U_{ro} = 1,94 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

* La convergence maximale des parois ($C_V = 2 \cdot U_{ro}$) :

$$C_V = 3,88 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

* La déformation radiale (convergence relative) :

$$\overline{D}_o = 3,80 \cdot 10^{-5}$$

* La contrainte initiale : $\overline{\sigma}_o = 0,516 \text{ MPa}$

* La profondeur critique (à partir de laquelle le terrain atteint sa limite)
 (élastique et le creusement n'engendre que des)
 $H_{crit} = 77,848 \text{ m}$ (déformations plastiques.)

1) - TRACAGE DE LA CARACTERISTIQUE DU TERRAIN : (Voir figure 37)

Etant donné qu'on a un comportement élastique le traçage de cette caractéristique se traduit par le traçage de la droite taux de déconfinement en fonction du déplacement ($(1-h) = f(U_r)$).

Cette droite peut être tracer à partir de deux points remarquables, le point (1,0) et (0, $\overline{\sigma}_o$).

Si on tient compte de l'influence du facteur temps, cette courbe sera tracé en tenant compte de l'augmentation du déplacement de 20 % environ, nous aurons par la suite la caractéristique du terrain à long terme.

on a que

$$U_{ro} \text{ (à long terme)} \approx 1,2 U_{ro} \text{ (à court terme)}$$

Dans notre cas : * $U_{ro} = 2,32 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ et $C_V = 4,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}$
 On aura : (à long terme) (à long terme)

$$*\overline{D}_o = 4,53 \cdot 10^{-5}$$

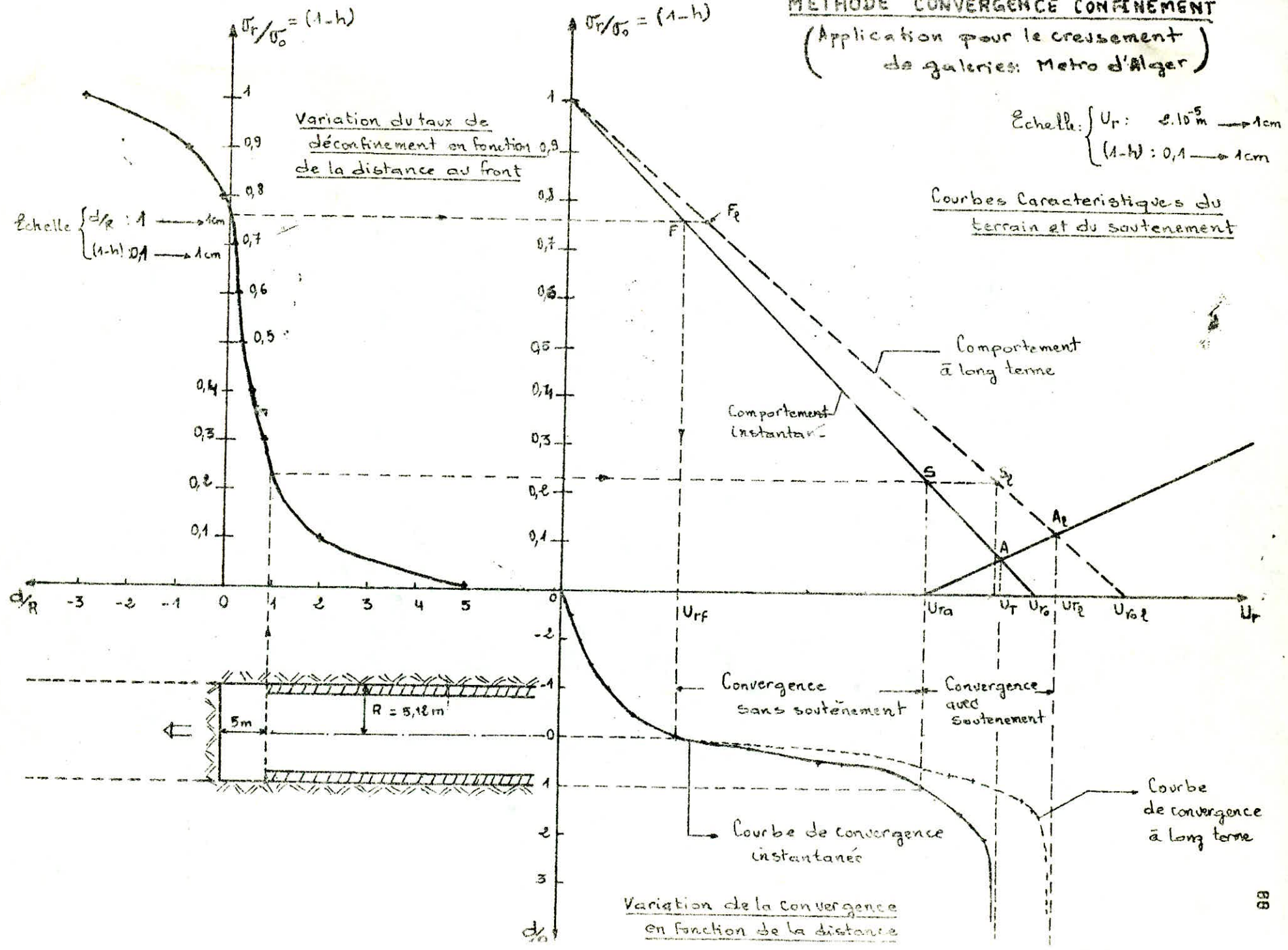
(à long terme)

2) - TRACAGE DE LA COURBE DE VARIATION DU TAUX DE DECONFINEMENT EN FONCTION DE LA DISTANCE AU FRONT POUR UN COMPORTEMENT ELASTIQUE :

À partir du tableau ci-dessous on trace point par point la courbe ($1 - h$) = $f(d/R)$ (Voir figure 37).

FIGURE 37

METHODE CONVERGENCE CONFINEMENT
(Application pour le creusement de galeries: Metro d'Alger)



| TERRAIN A COMPORTEMENT ELASTIQUE | | | TERRAIN A COMPORTEMENT PLASTIQUE | |
|----------------------------------|-----|------|----------------------------------|--------|
| 1 - H | h | d/R | d/R | |
| | | | Ns = 1 | Ns = 3 |
| 1 | 0 | -3,0 | - 2,4 | - 3,0 |
| 0,9 | 0,1 | -0,9 | - 0,8 | - 1,34 |
| 0,8 | 0,2 | -0,1 | - 0,13 | - 0,77 |
| 0,7 | 0,3 | +0,1 | + 0,06 | - 0,4 |
| 0,6 | 0,4 | +0,2 | + 0,11 | - 0,17 |
| 0,5 | 0,5 | +0,3 | + 0,2 | - 0,03 |
| 0,4 | 0,6 | +0,5 | + 0,31 | + 0,03 |
| 0,3 | 0,7 | +0,8 | + 0,5 | + 0,1 |
| 0,2 | 0,8 | +1,1 | + 0,8 | + 0,3 |
| 0,1 | 0,9 | +2,0 | + 2,1 | + 1,45 |
| 0 | 1,0 | +5,0 | + 4,5 | + 3,5 |

Tenant compte du mode de creusement de la galerie (abattage par explosif). On prend la distance au front à partir de laquelle notre soutènement est en place comme étant $d = 5$ mètres (avec $d/R = 0,97$).

Par extrapolation, utilisant les graphes $(1 - H) = f (d/R)$ et $(1-h) = f (U_r)$; on déduit qu'aux points :

* S représente l'état de la déformation lorsque le soutènement est mis en place (à 5 mètres en arrière du front).

Le déplacement U_{rs} correspond à ce point est tel que : $U_{rs} = U_{ra} + S_u$

S_u : déplacement radial tenant compte de la durée de mise en charge. Dans notre cas $S_u = 0$, car on suppose que le soutènement en béton se met en charge automatiquement après sa mise en pose; d'où : $U_{rs} = U_{ra}$ (on ne tient pas compte de l'effet de prise complète du béton.)

A partir du point d'abscisse U_{ra} on trace la caractéristique de notre soutènement.

4) TRACAGE DE LA CARACTERISTIQUE DU SOUTENEMENT :

La caractéristique du soutènement est définie par la relation :

$$1 - h = \frac{KS}{R} \frac{U_r}{\sqrt{0}} \quad \text{avec} \quad \frac{KS}{R\sqrt{0}} : \text{Pente de la droite} \\ (1 - h) = f (U_r)$$

- CHOIX DU SOUTENEMENT

Vue la destination de l'ouvrage et son utilité publique, il doit donc assurer une durée maximale de service.

(Métro : Ouvrage de nécessité, nous devons lui assurer une bonne stabilité sans qu'on a recours à son entretien : " ouvrage à grand investissement ")

Tenant compte de l'importance qu'il joue et les conséquences fâcheuses qui peuvent naître à partir de son arrêt, on a opter pour le soutènement en béton car c'est un revêtement (rigide, étanche, et résistant à l'altération souterraine etc...). permettant la conservation de l'état de l'ouvrage et lui assurant une longue durée de vie. Ce choix est lié du fait aussi que le terrain n'est pas sujet à de grandes déformations (mouvements).

En utilisant le programme de calcul on peut déterminer :

- * la pente de la droite $(1 - h) = f(U_r)$
- * la résistance ultime du soutènement \overline{U} , en prenant comme coefficient de sécurité pour calcul $G_s = 3$ (c'est à dire on diminue 3 fois les risques en prenant le tier de capacité maximale du soutènement).

Pour le traçage de la caractéristique nous avons pris comme données :

- * Rayon intérieur de la galerie : $R_1 = 4,92$ m
- * Epaisseur du béton : $M = 0,20$ m (minimum technologique)
- * Module élastique du béton : $E_b = 33625$ MPa (on utilise la formule ci-dessous)

$$E_b = 12000 \cdot (F_{ej})^{1/3} \quad (\text{D'après ouvrage de traité de béton})$$

avec $F_{ej} = 20$ à 25 MPa (résistance à la compression correspondant après 28 Jours)

- * Coefficient de poisson du béton (béton non fissurée $U_b = 0,2$)
- * La résistance à la compression simple du béton : $R_c \text{ béton} = 25$ MPa

A partir de ces données on déduit :

- * La raideur du soutènement : $K_s = 1408,93$ MPa
- * La pente de la droite $(1 - h) = f(U_r)$: $\frac{K_s}{R_G}$ (dépend de la nature du comportement)
- * La résistance ultime du soutènement :
 $\overline{U} = 0,32$ MPa avec $G_s = 3$

c) - Interprétation des résultats obtenus :

1) - A la profondeur $H = 20$ m

A cette profondeur le creusement entraîne que des déformations à caractère élastique.

On peut résumer les résultats obtenues dans le tableau ci-dessous.

Les différents facteurs
résumant le comportement

Comportement élastique
H = 20 m et d = 5 m

| | Comportement à court terme | comportement à long terme |
|-------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|
| * Déplacement radial maximal des parois | $U_{ro} = 1,94 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ | $U_{ro} = 2,32 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ |
| * Convergence maximale des parois | $C_V = 3,88 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ | $C_V = 4,64 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ |
| * La déformation radiale | $D_o = 3,78 \cdot 10^{-5}$ | $D_o = 4,53 \cdot 10^{-4}$ |
| * Contrainte initiale | $\sqrt{\sigma} = 0,516 \text{ MPa}$ | |
| * La profondeur critique | $H = 77,848 \text{ m}$ | |
| * Le déplacement lors du passage au front | $U_{rf} = 0,49 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ | $U_{rf} = 0,58 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ |
| * Le déplacement lorsque le soutènement est mis en place | $U_{ra} = U_{rs} = 1,50 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ | $U_{ra} = U_{rs} = 1,78 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ |
| * Le déplacement et la contrainte radiale de confinement au point d'équilibre | $U_{Tt} = 1,80 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ $\sqrt{r_t} = 0,036 \text{ MPa}$ | $U_{Tt} = 2,03 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ $\sqrt{r_t} = 0,064 \text{ MPa}$ |

On déduit aussi que :

- * La pente de la droite (caractéristique du soutènement) :

$$\frac{K_s}{R \sqrt{\sigma}} = 533 \text{ m}^{-1}$$

$$R \sqrt{\sigma}$$

- * La résistance ultime du soutènement : $\sqrt{u} = 0,32 \text{ MPa}$

On utilise dans ce cas seulement le dixième ou le cinquième de la capacité portante du soutènement respectivement dans les deux cas comportement à long terme ou à court terme du terrain.

2) - Influence de la profondeur sur le comportement de l'ouvrage.

Pour voir la variation du comportement en fonction de la profondeur pour les mêmes paramètres du terrain on a pris une valeur supérieure à la valeur de la profondeur critique (c'est à dire $H = 100 \text{ m}$).

Dans ce cas, les déformations s'opèrent de manière élastique jusqu'au point définissant la limite élastique.

Au delà de ce point E ($U_{re}, (1 - h_e) \overline{\sigma}_0$) elles s'opèrent de manière plastique. on trouve que :

* le déplacement maximal correspond à la phase élastique :

$$U_{re} = 8,98 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

* la convergence maximale correspondante :

$$CV_e = 2 U_{re} = 1,796 \cdot 10^{-3}$$

* la contrainte initiale : $\overline{\sigma}_0 = 2,58 \text{ MPa}$

* Pression radiale de confinement :

$$\overline{\sigma}_{re} = (1 - h_e) \overline{\sigma}_0 = 0,20 \text{ MPa}$$

Au delà de ce point nous pouvons tracer le caractéristique du terrain dans la phase des déformations plastiques ; en utilisant le programme de calcul on obtient les résultats résumant le comportement dans les tableaux ci-dessous.

Tenant compte du coefficient de dilatance B ($1 < B < K_p$) à partir de cette limite élastique nous pouvons représenter le comportement dans la phase plastique par deux états de comportement :

a) - Comportement élastoplastique parfait ($B = 1,5$)

| Pression radiale de confinement $\overline{\sigma}_r$ (MPa) | Déplacement U_r (m) | Déformation U_r/R | Rayon de la zone de détente r_d (m) | Taux de déconfinement $(1-h) = \overline{\sigma}_r/\overline{\sigma}_0$ |
|-------------------------------------------------------------|-----------------------|----------------------|---------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------|
| 0,20 | $8,98 \cdot 10^{-4}$ | $1,75 \cdot 10^{-4}$ | 5,12 | 0,077 |
| 0,16 | $9,14 \cdot 10^{-4}$ | $1,78 \cdot 10^{-4}$ | 5,16 | 0,062 |
| 0,12 | $9,30 \cdot 10^{-4}$ | $1,81 \cdot 10^{-4}$ | 5,21 | 0,046 |
| 0,08 | $9,40 \cdot 10^{-4}$ | $1,85 \cdot 10^{-4}$ | 5,25 | 0,031 |
| 0,04 | $9,66 \cdot 10^{-4}$ | $1,88 \cdot 10^{-4}$ | 5,30 | 0,015 |
| 0 | $9,86 \cdot 10^{-4}$ | $1,92 \cdot 10^{-4}$ | 5,36 | 0 |

| Pression radiale de confinement (σ_r) (MPa) | Déplacement $U_r/$ (m) | déformation U_r/R | rayon de la zone de détente R_d (m) | taux de déconfinement $(1-h) = \sigma_0/\sigma_r$ |
|----------------------------------------------------|------------------------|----------------------|---------------------------------------|---------------------------------------------------|
| 0,20 | $8,98 \cdot 10^{-4}$ | $1,75 \cdot 10^{-4}$ | 5,12 | 0,077 |
| 0,16 | $1,01 \cdot 10^{-3}$ | $1,98 \cdot 10^{-4}$ | 5,43 | 0,062 |
| 0,12 | $1,19 \cdot 10^{-3}$ | $2,33 \cdot 10^{-4}$ | 5,88 | 0,046 |
| 0,08 | $1,51 \cdot 10^{-3}$ | $2,96 \cdot 10^{-4}$ | 6,56 | 0,031 |
| 0,04 | $2,31 \cdot 10^{-3}$ | $4,52 \cdot 10^{-4}$ | 7,91 | 0,010 |
| $2,10^{-4}$ | 0,66 | 0,129 | 31,22 | 10^{-4} |

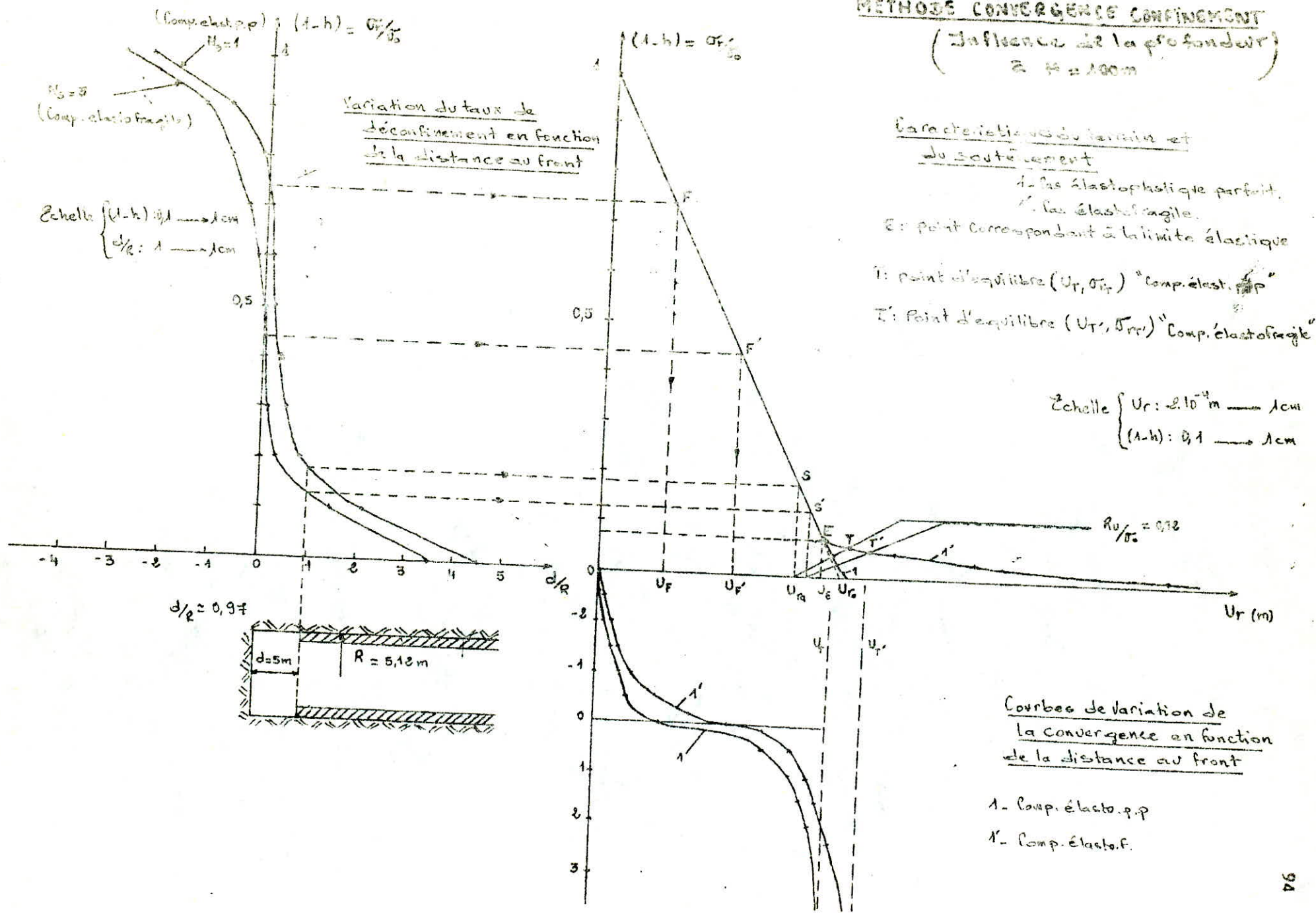
A l'aide de ces résultats nous pouvons tracer la courbe représentant les déformations plastiques au delà de la limite élastique.

Ces deux comportements du terrain donnent la marge nécessaire de la variabilité du comportement dans le domaine plastique ce qui nous a amené à traiter ces deux cas de comportement.

En utilisant la même démarche que dans le cas élastique on obtient les valeurs représentatives **suyvantes** du comportement :

| Facteurs représentant le comportement | Comportement élastoplastique parfait | comportement élasto fragile |
|----------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|
| Déplacement lors du passage au front | $U_F = 2,60 \cdot 10^{-4}$ m | $U_{rF}' = 5,4 \cdot 10^{-4}$ m |
| Déplacement après la mise en charge de soutènement | $U_{ra} = 7,90 \cdot 10^{-4}$ m | $U_{ra}' = 8,4 \cdot 10^{-4}$ m |
| Déplacement correspondant à la limite élastique | $U_E = 8,98 \cdot 10^{-4}$ m | |
| Déplacement maximal correspondant à la phase élastique de déformation | $U_{ro} = 9,70 \cdot 10^{-4}$ m | |
| Déplacement correspondant au point d'équilibre | $U_T = 9,40 \cdot 10^{-4}$ m | $U_{rT}' = 1,08 \cdot 10^{-3}$ m |
| Pression de confinement développée par le soutènement au point d'équilibre | $\sigma_{rT} = 0,11$ MPa | $\sigma_{rT}' = 0,13$ MPa |

FIGURE 39



On déduit aussi que :

* La pente de la droite (caractéristique du soutènement) :

$$\frac{K_s}{R \sqrt{\sigma}} = 106,45 \text{ M}^{-1}$$

* La résistance ultime de soutènement est la même au'au paravent.

(Voir figure 38)

CONCLUSION :

Cette méthode d'analyse permet l'analyse du comportement avant le creusement et lors du creusement, ce qui montre son efficacité dans la prévision du comportement avant et pendant le creusement.

Les résultats obtenus (théoriques) par l'application de cette méthode doivent être confrontés aux résultats trouvés in-situ (expérimentaux).

Si l'écart s'avère relativement important nous devons procéder aux changements des paramètres du terrain (paramètres physico-mécaniques) afin de mieux analyser le vrai comportement de l'ouvrage au cours du creusement et par la suite prendre cette analyse comme base pour la prévision du comportement lors du creusement des tronçons futures ou pour le creusement d'autres galeries sous les mêmes conditions (mêmes paramètres du terrain).

Cette méthode a aussi l'avantage d'étudier le comportement sous un aspect tridimensionnel ce qui la rend plus complète et efficace par rapport aux méthodes classiques de calcul du soutènement.

Enfin elle permet le choix du soutènement le plus conforme à l'ouvrage et le plus acceptable par l'investisseur. Ce choix peut être éventuellement basé sur la comparaison de plusieurs types de soutènements du point de vue limitation de la convergence au minimum possible ainsi qu'à la stabilité qu'il offre pour l'ouvrage et tenant compte évidemment des quatre facteurs qui orientent notre choix cités dans le chapitre I :

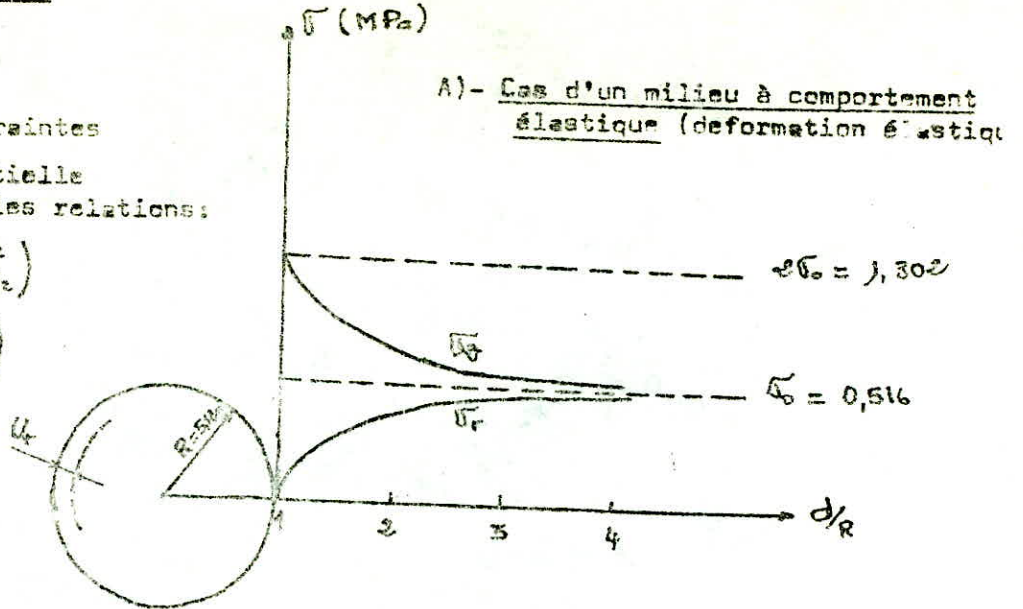
- * Prix de revient
- * Commodité d'emploi
- * Sécurité
- * Sa mission (destination).

Fig 89 REPARTITION DES CONTRAINTES
AUTOUR DE L'OUVRAGE

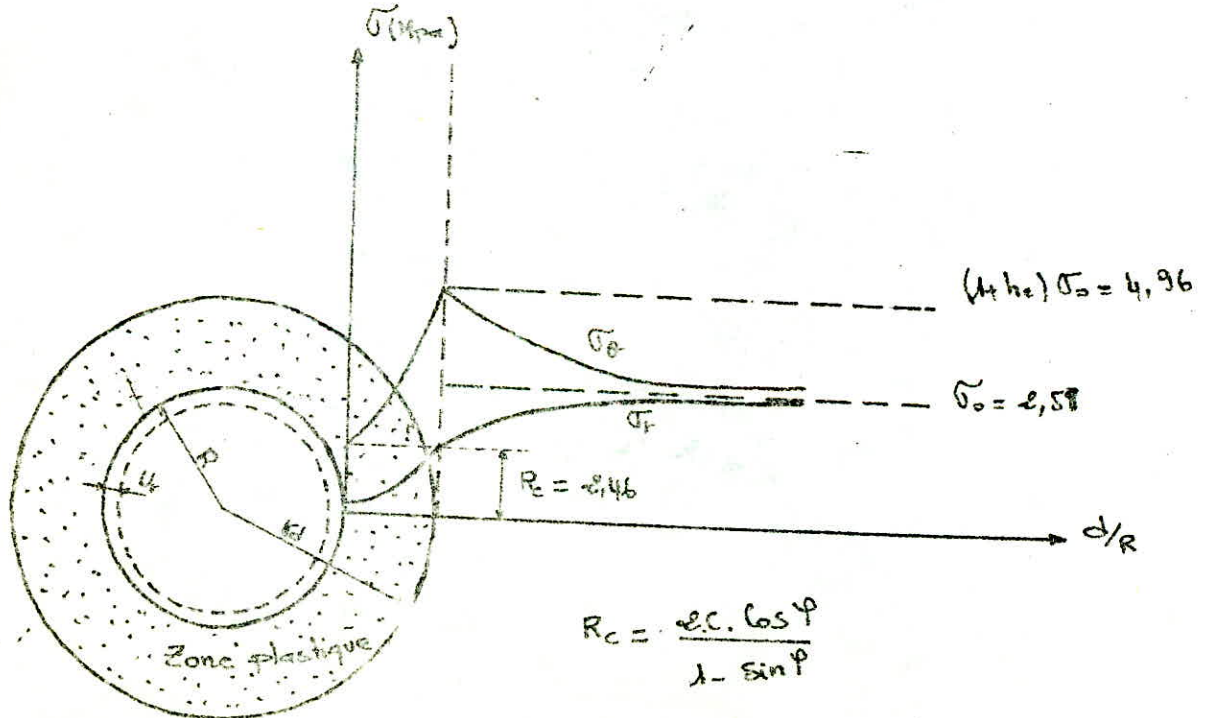
On a que les contraintes radiale et tangentielle sont données par les relations:

$$\sigma_{\theta} = \sigma_0 \left(1 + \frac{R^2}{d^2} \right)$$

$$\sigma_r = \sigma_0 \left(1 - \frac{R^2}{d^2} \right)$$



B) - Cas d'un milieu à comportement élastoplastique parfait (terrain ayant largement dépassé sa limite élastique)



Le soutènement n'est pas toujours une opération préventive pour laquelle on dispose de tout son temps. Deux difficultés principales en compliquent l'exécution, bien souvent liées d'ailleurs : le début d'éboulement et les venues d'eau.

Dans les terrains argileux ou les roches argileuses pendant la phase de détente (formation et extension de la zone plastique), l'absorption d'eau dans les pores et interstices créés par cette dernière provoquent la naissance de poussée due au gonflement qui va par la suite se répercuter sur le comportement de l'ouvrage, elle sera prise en compte lors de l'estimation de la contrainte initiale totale régnant au sein du massif.

Poussée due au gonflement :

Selon Ferzaghi, de tels gonflements sont provoqués, comme dans les argiles, par la détente des roches possédant des propriétés particulières.

L'eau s'écoule en direction des masses d'étendues (déplacement de l'eau interstitielle), ce qui entraîne leur gonflement, mais diminue leur résistance et accroît leur compressibilité. Ce genre de poussée peut se manifester au niveau du front, des pieds droits ainsi que le radier et même engendre l'éboulement de la zone de détente au niveau du toit.

L'apparition de cette poussée provient donc moins de l'influence de l'humidité atmosphérique que de la modification survenue dans la répartition des pressions. L'importance de la poussée de gonflement est tout à fait imprévisible, elle peut en effet atteindre des ordres de grandeurs très élevés, et le temps nécessaire pour qu'elle arrive au terme de son évolution peut varier entre quelques semaines à plusieurs mois, son influence est négligeable, puis le phénomène s'accroît pour diminuer ensuite.

Des indications relatives à la présence de la poussée de gonflement sont les importantes pressions verticales et latérales rencontrées dans des roches relativement stables dès l'exécution des tranchées d'approche dans les secteurs des entrées, où pourtant la couverture du terrain reste encore modeste. Pour le reste, la détermination exacte du genre de poussée devra se faire sur la base d'examen géophysiques. D'une façon générale on peut dire, que toutes les argiles, les roches et les marnes argileuses ainsi que les calcaires marneux peuvent représenter certains dangers dans ce domaine.

Parmi les causes chimiques pouvant être à l'origine de la poussée résultant du gonflement, la plus connue est due à la transformation de l'anhydrite (CaSO_4) en gypse, au contact de l'eau ($\text{CaSO}_4 + 2\text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) de même pour les minéralisations ferrugineuses lors du passage de la forme oxyde à la forme hydroxyde ainsi que pour les phyllosilicates, etc.....

Notons que l'évolution de la poussée due au gonflement permet de suivre la formation de la zone détente naturelle.

Le mode d'excavation, la forme, la largeur, la hauteur du profil ainsi que le genre de soutènement exercent une influence déterminante sur la pression souterraine réelle (répartition des contraintes autour de la galerie dépend de la forme du profil).

La pression géologique secondaire agissant sur le soutènement après la formation de la zone de détente variera entre deux valeurs limites, l'une étant la poussée géostatique totale, l'autre la charge nulle qui caractérise les massifs rocheux de bonne tenue, dans lesquels la roche est à elle seule capable de supporter les surcharges, et ceci sans manifester de signes extérieurs, déformations rémanentes ou écaillage, le phénomène se limitant à un regroupement des tensions internes.

CONCLUSION :

On peut dire que le choix du soutènement est orienté selon la grandeur de la pression s'exerçant sur l'ouvrage après creusement, tenant compte bien sûr de la pression due au poids des terrains de recouvrement ainsi que de la pression due à l'eau contenue dans les pores du massif, et des poussées dues au gonflement. Dans ce cas notre choix s'opte vers un soutènement compressible, résistant à l'effet de corrosion (attaque des eaux) afin d'assurer une durée de vie optimale pour l'ouvrage et garder une section plus ou moins homothétique à celle initialement prévue (limitant au maximum les déformations).

- CONCLUSION :

Dans la présente étude, on a tenté d'exposer les différentes méthodes d'analyses du comportement fondées sur la base des connaissances en mécanique des terrains, l'application des modèles et le choix du modèle interprétant le mieux le comportement d'une galerie au cours du creusement.

Et enfin, on a essayé de faire le point des possibilités pratiques d'application de la méthode convergence confinement à la prévision et à l'analyse du comportement du soutènement en traitant un exemple réel d'application (Métro d'Alger).

Finalement, on peut dire que le choix du soutènement le plus convenable à un ouvrage souterrain donné (galeries) est fondé sur la collection des résultats théoriques et expérimentaux obtenus lors de l'analyse du comportement de l'ouvrage.

Vu que les méthodes de calculs ne reflètent pas le vrai comportement (calculs des déformations, des déplacements....ect.

du fait des hypothèses simplificatrices prises dans ces méthodes; dans ce cas on doit procéder aux méthodes de mesures in-situ qui nous permettent d'évaluer les paramètres décrivant le comportement et par la suite confronter ces résultats à ceux obtenus théoriquement afin d'entreprendre les corrections nécessaires (changer les paramètres de calcul, faire intervenir d'autres facteurs qu'on a pas pris en considération lors de nos calculs).

Sur ce fait, on conclut que l'analyse du comportement d'une galerie ne peut se faire sans l'aide des essais in-situ qui nous reflètent plus ou moins le vrai comportement de l'ouvrage tenant compte bien sûr du facteur temps, de l'effet de l'exploitation dans la zone et des différents changements qui peuvent prendre naissance après le creusement etc....

-000- ANNEXE -000-
PROGRAMME DE CALCUL (Methode convergence confinement)

```

10 REM ***** APPLICATION DE LA METHODE *****
20 REM ***** CONVERGENCE CONFINEMENT *****
30 REM * Terrain homogene
40 REM * Repartition isotrope des contraintes
50 REM * Galerie circulaire suffisamment profonde(on neglige la variat.de S)
60 LET A$="0" : LET N=1 : DIM Y(11) : DIM X(11) : DIM Z(11) : DIM W(11) : DIM RD(11)
70 IF N>1 THEN STOP
80 INPUT "Masse volumique du terrain:";G
90 INPUT "Rayon de la galerie:";R
100 INPUT "Profondeur de la galerie:";H
110 LET So=G*H
120 PRINT "VOULEZ-VOUS TRAVAILLER AVEC LES VRAIES"
130 INPUT "GRANDEURS DES PARAMETRES DU TERRAIN";A$
140 IF A$="0" THEN GOTO 1190
150 PRINT "PARAMETRES PLASTIQUES DU TERRAIN"
160 PRINT "*****"
170 INPUT "Cohesion du terrain:";C
180 INPUT "Angle de frottement interne:";FI
190 LET SC=C*COS(FI*3.14/180)/(1-SIN(FI*3.14/180))
200 PRINT "PARAMETRES ELASTIQUES DU TERRAIN:"
210 PRINT "*****"
220 INPUT "MODULE elastique:";E
230 INPUT "Coefficient de Poisson:";NU
240 LET Kp=(1+SIN(FI*3.14/180))/(1-SIN(FI*3.14/180)): PRINT "Kp=";Kp
250 IF So>SC/2 THEN 450 ELSE 260
260 LET LAM=(1/(Kp+1))*(Kp-1+(SC/So))
270 RC=R1*KC*KS:F=R1/10:SC=RC:FI=ATN((F-1)/(F+1))*180/3.14
280 UO=(1+NU)*So*R/E
290 LET D=(1+NU)*So/E
300 LET HCR=SC/(2*G)
310 PRINT "Notre terrain se presente en un modèle élastique"
320 PRINT "-----"
330 PRINT "Si le taux de confinement:0 < lam < 1"
340 PRINT "LES DIFFERENT PARAMETRES MONTRANT LE COMPORTEMENT:"
350 PRINT "* Le deplacement radial maximal de la paroi de la galerie:Uo=";UO
360 PRINT "* La deformation radiale maximale:Do=";D

```

```

370 PRINT "La profondeur critique Hcr=";HCR
380 PRINT "La pression développée par le soutènement Sr:"
390 PRINT "Sr=";So;"pour Uo=";0;"AVEC lam=";0
400 PRINT "Sr=";0;"pour Uo=";UO;"AVEC lam=";1
410 INPUT "VOULEZ-VOUS REFAIRE LES CALCULS?:(O/N):";A$
420 IF A$="O" THEN 80
430 GOTO 1000
440 STOP
450 PRINT "ON EST EN PRESENCE D'UN TERRAIN QUI A ATTEIND SA LIMITE ELASTIQUE"
460 PRINT "Les deformations s'oppèrent de manière élastique jusqu'à"
470 PRINT "UO après elles s'oppèrent de manière plastique on a:"
480 LAM=(1/(Kp+1))*(Kp-1+(SC/So))
490 UO=((1+NU)*So*R)/E
500 UE=LAM*UO
510 SR=(1-LAM)*So
520 PRINT "Le déplacement UO=";UO
530 PRINT "La contrainte initiale So=";So
540 PRINT "Donnons le point L de coordonnées:(Ue,(1-lam)*So)"
550 PRINT "L(";UE";";SR;");" lam=";LAM; " (1-lam)=";SR/So
560 INPUT "VOULEZ-VOUS REFAIRE LES CALCULS?:(O/N):";A$
570 IF A$="O" THEN 80
580 INPUT "VOULEZ-VOUS PASSER A L'ETAT PLASTIQUE?:(O/N):";A$
590 IF A$="N" THEN STOP
600 PRINT "NOTRE GALERIE SE TROUVE DANS UN TERRAIN A COMPORTEMENT"
610 PRINT "***** ELASTOPLASTIQUE PARFAIT *****"
620 PRINT "Kp=";Kp;" So(Sigma0)=";So
630 INPUT "COEFFICIENT DE DILATANCE :1<B<Kp";B
640 IF B<1 AND B>Kp GOTO 630
650 PRINT "Les parametres caracteristiques du comportement:"
660 PRINT "-----"
670 PRINT "Sr(MPA)          Ur(M)          D=Ur/r          rd(M)          (1-lam)"
680 FOR P=LAM TO 1 STEP (1-LAM)/5
690 Y(P)=(1-P)*So;Z(P)=((2*(Kp-1)*So+2*SC)/((Kp+1)*So*(1-P)*(Kp-1)+SC*(Kp+1)))^
(1/(Kp-1))
700 RD(P)=R*Z(P);X(P)=(UE/(B+1))*(2*Z(P)^(B+1)+B-1);W(P)=Y(P)/So;Z(P)=X(P)/R
710 PRINT Y(P);"          ";X(P);"          ";Z(P);"          ";RD(P);"          ";W(P)
720 NEXT P
730 PRINT " Y(P): VALEURS DE LA PRESSION DE CONFINEMENT (sigmaR)"

```

```

740 PRINT "X(P): VALEURS DU DEPLACEMENT RADIAL (Ur)"
750 PRINT "Z(P): VALEURS DES DEFORMATIONS D=(Ur/r)"
760 PRINT "RD(P): VALEURS DES RAYONS DE LA ZONE PLASTIQUE (rd)"
770 PRINT "W(P) : VALEURS DU RAPPORT (Sr/So)"
780 INPUT "VOULEZ-VOUS REFAIRE LES CALCULS:(O/N):";A$
790 IF A$="O" THEN GOTO 80
800 INPUT "VOULEZ-VOUS FAIRE LES CALCULS/COMPORTEMENT ELASTOFRAGILE:(O/N):";A$
810 IF A$="N" THEN STOP
820 PRINT "NOTRE GALERIE SE TROUVE DANS UN TERRAIN A COMPORTEMENT "
830 PRINT "***** ELASTOFRAGILE *****"
840 PRINT "Les parametres caracterisant le comportement:"
850 PRINT "=====
860 PRINT " Sr(MPA)          Ur(M)          D=Ur/r          rd(M)          (1-lam)=Sr/So
870 FOR P=LAM TO (.9999-LAM)/5
880 Z(P)=((2-SC/So)/((Kp+1)*(1-P)))^(1/(Kp-1))
890 X(P)=(UE/(B+1))*(2*Z(P)^(1+B)+B-1)
900 Y(P)=(1-P)*So:W(P)=Y(P)/So:RD(P)=Z(P)*R:Z(P)=X(P)/R
910 PRINT 'Y(P); "          "; X(P); "          ";Z(P);"          ";RD(P);"          ";W(P)
920 NEXT P
930 PRINT "Y(P):VALEURS DE LA PRESSION DE CONFINEMENT (Sr)"
940 PRINT "X(P): VALEURS DU DEPLACEMENT RADIAL (Ur)"
950 PRINT "Z(P): VALEURS DE DEFORMATION RADIAL (Ur/r)"
960 PRINT "RD(P): VALEURS DES RAYONS DE LA ZONE PLASTIQUE (rd)"
970 PRINT "W(P): VALEURS DU RAPPORT(Sr/So)"
980 INPUT "VOULEZ-VOUS REFAIRE LES CALCULS:(O/N):";A$
990 IF A$="O" THEN GOTO 80
1000 INPUT "VOULEZ-VOUS PASSER AU SOUTENEMENT";A$
1010 IF A$="O" THEN GOTO 1030
1020 STOP
1030 INPUT "CHOIX DE VOTRE SOUTENEMENT";A$
1040 IF A$="CINTRE" THEN GOTO 1070
1050 IF A$="BETON" THEN GOTO 1400
1060 IF A$="BOULON" THEN GOTO 1580
1070 PRINT "CALCUL DES Def=F(Sigma) SOUTENEMENT EN CINTRE"
1080 PRINT "*****
1090 PRINT "CAS :d'un cintre TH"
1100 INPUT "Section du cintre:S";S
1110 INPUT "La charge maximale supportée par le cintre:Fmax";F

```



```

1120 INPUT " La distance entre cadres:L";L
1130 INPUT " La deformation maximale supporté par le cintre:umax";U
1140 R=(S/3.14)^.5:SMAX=F/(6.28*R*L):KS=SMAX/U:SMAX=SMAX/FS
1150 PRINT "Smax=";SMAX;"          umax=";U;"          KS=";KS;"PENTE KS/R=";KS/R
1160 INPUT "VOULEZ-VOUS CHANGER LES PARAMETRES:(O/N)";A$
1170 IF A$="O" THEN GOTO 1070
1180 STOP
1190 PRINT "CALCUL DES VRAIS PARAMETRES DU TERRAIN"
1200 INPUT "Resistance à la compression simple de l'echantillon";R1
1210 PRINT "Roche très fracturée taper 1"
1220 PRINT "Roche peu fracturée taper 2"
1230 PRINT "Roche moyennement fracturée taper 3"
1240 INPUT "DONNEZ LE CODE";A
1250 IF A=3 THEN KC=.5
1260 IF A=1 THEN KC=.3
1270 IF A=2 THEN KC=.8
1280 PRINT "Roche plastique taper 1"
1290 PRINT "Roche fragile taper 2 "
1300 INPUT "DONNEZ LE CODE ";N
1310 IF N=1 THEN KS=.85
1320 IF N=2 THEN KS=.65
1330 INPUT "VOULEZ-VOUS DONNER Rtraction DE L'ECHATILLON?:(O/N):";A$
1340 IF A$="N" THEN GOTO 1260
1350 INPUT "Resistance à la traction de l'echantillon Rtr";R2
1360 RC=R1*KC*KS:F=RC/10:SC=RC:RT=R2*KC*KS:FI=ATN((RC-RT)/(RC+RT))*180/3.14
1370 PRINT "KC=";KC;"KS=";KS;"RC=";RC;"F=";F;"FI=";FI;"RT=";RT
1380 GOTO 200
1390 STOP
1400 PRINT "CALCUL POUR SOUTENEMENT EN BETON "
1410 PRINT "*****"
1420 INPUT "Rayon interieur R1:";R1
1430 INPUT "Épaisseur du beton:M";M
1440 INPUT "Module élastique du béton:Eb";EB
1450 INPUT "Coefficient de poisson:u";MU
1460 KS=EB*((R1+M)^2-R1^2)/((1+MU)*(1-2*MU)*(R1+M)^2+(1+MU)*R1^2)
1470 INPUT "REsistance à la compression simple du béton Rc";RBE
1480 RU=.5*RBE*(1-R1^2/(R1+M)^2)
1490 INPUT "VOULEZ-VOUS INTRODUIRE LE COEFF.DE.SECURITE:(O/N):";A$

```

```

1500 IF A$="N" THEN GOTO 1530
1510 INPUT "Coefficient de sécurité GS";GS
1520 RU=RU/GS
1530 PRINT "Radeur: KS=";KS;"           pente: KS/R=";KS/(R1+M)
1540 PRINT "La résistance ultime du soutènement:RU=";RU
1550 INPUT "VOULEZ-VOUS CHANGER LES PARAMETRES DE CALCUL:(O/N):";A$
1560 IF A$="O" THEN GOTO 1400
1570 STOP
1580 PRINT "CALCUL POUR SOUTÈNEMENT PRR BOULONNAGE"
1590 PRINT "*****"
1600 INPUT "Longueur libre du boulon:L";L
1610 INPUT "Charge agissante sur boulon:Tb";TB
1620 INPUT "Diametre du boulon:d";D
1630 INPUT "MÓdula de Young:Eb";EB
1640 INPUT "Coeff.(charge-deformation):Q";Q
1650 INPUT "Espacement circnférentiel des boulons:Ec";EC
1660 INPUT "Espacement longitudinal des boulons:El";EL
1670 DL=(4*L*TB)/(3.14*D^2*EB):DS=EC*EL*(DL/TB+Q)/R:KS=1/DS
1680 PRINT "L'allongement élastique de la tige DL=";DL
1690 PRINT "La raideur du soutènement KS=";KS
1700 INPUT "VOULEZ-VOUS CHANGER LES PARAMETRES:?(O/N):";A$
1710 IF A$="O" THEN GOTO 1580
1720 STOP
1730 END

```

- 1) - JACK PIERRE FIGUET
THESE DE DOCTORAT ES-SCIENCE (LA MODELISATION EN MECANIQUE DES TERRAINS
ET SON APPLICATION A L'EXPLOITATION MINIERE
(1983).
- 2) - EDITION DU MONITEUR PRECIS (1981)
LA PRATIQUE DES SOLS ET FONDATIONS
- 3) - K. SZECECHY
TRAITE DE CONSTRUCTION DES TUNNELS
ED. DUNOD (1970)
- 4) - RICHARDSON (H.W) ET R.S MAYO
PRATIQUE DU PERCEMENT DES TUNNELS
ED. DUNOD (1953)
- 5) - REVUE DE L'INDUSTRIE MINERALE
-SOUTÈNEMENT EN GALERIE (1960)
SOUTÈNEMENT EN BOIS (1960)
- 6) - PUBLICATION (N°59 SEPTEMBRE/ OCTOBRE 83)
GROUPEMENT L'ATTES

APPLICATION DE LA METHODE CONVERGENCE CONFINEMENT
POUR LE CALCUL DU SOUTÈNEMENT ET REVETEMENT DES
OUVRAGES SOUTERRAINS
- 7) - G.BARDOUT ET P. BERNY
CONSTRUCTION DES TUNNELS, GALERIE ET SOUTERRAIN
ED. EYROLLES (1954)
- 8) - B. BOKY
EXPLOITATION DES MINES (1968)

