

# THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES  
DE L'UNIVERSITÉ DE NANCY

POUR OBTENIR

LE GRADE D'INGÉNIEUR-DOCTEUR

PAR

**Edouard TINCELIN**

---

**1<sup>re</sup> THÈSE. — Pressions et Déformations de Terrain  
dans les Mines de Fer de Lorraine.**

**2<sup>e</sup> THÈSE. — PROCÉDÉS MODERNES DE PROSPECTION MINIÈRE.**

---

Soutenues le 22 octobre 1955, devant la Commission d'examen

---

MM. L. GAUTHIER, *Président*  
G. GOUDET, } *Examineurs*  
P. OLMER, }

---

PARIS  
JOUVE, ÉDITEURS  
15, RUE RACINE, 15

1958

# UNIVERSITÉ DE NANCY — FACULTÉ DES SCIENCES

<i>Doyen</i> .....	M. URION.
<i>Assesseur</i> .....	M. ECHEVIN.
<i>Doyens honoraires</i> .....	MM. HUSSON, CORNUBERT.

## Professeurs honoraires :

MM. DARMOIS (E.), GUTTON, DARMOIS (G.), RAYBAUD, FALLOT, LAFITTE, BROUIN, LERAY, HUSSON, MAUDUIT, DONZELOT, JOLY, COURTOT, LAPORTE, EICHORN, CAPELLE, CROZE.

## Maîtres de Conférences honoraires :

MM. RAUX, LIENHART.

## Professeurs :

MM. CORNUBERT .....	Chimie organique.
LONGCHAMBON .....	Minéralogie.
DE MALLEMANN .....	Physique.
CHEVALLIER .....	Physique.
URION .....	Chimie biologique.
DELSARTE .....	Analyse supérieure.
REMY .....	Zoologie.
ROUBAULT .....	Géologie.
LETORT .....	Chimie minérale.
GUERIN .....	Chimie industrielle.
GAUTHIER .....	Mathématiques appliquées.
DODE .....	Chimie physique et Electrochimie.
VEILLET .....	Biologie animale.
ECHEVIN .....	Botanique.
WAHL .....	Chimie organique et industrielle.
BARRIOL .....	Chimie théorique.
GOUDET .....	Electrotechnique.
OLMER .....	Physique appliquée.
BIZETTE .....	Physique.
GUILLIEN .....	Physique.

## Maîtres de Conférences :

MM. LEGRAS .....	Mathématiques Générales.
DUBOIS .....	Chimie.
AUBRY .....	Chimie.
WERNER .....	Botanique.
BESSON .....	Chimie minérale.
CHAPELLE .....	Physique.
DAVID .....	Chimie biologique.
FAIVRE .....	Physique de l'état métallique.
GIBERT .....	Physico-chimie industrielle.
DUVAL .....	Physico-chimie industrielle.
BOLFA .....	Minéralogie.
FRUHLING .....	Radiotechnique.
GAYET .....	Physiologie.
DELATTRE .....	Géochimie.
COMOLET .....	Mécanique physique.
AVIAS .....	Géologie de la Lorraine.
BRUHAT .....	Mécanique rationnelle.
MANGENOT .....	Phytopathologie.
LIONS .....	Méthode mathématique de la Physique.
NICLAUSE .....	Génie Chimique.

Secrétaire : M. LAPOINTE.

Que Monsieur L. GAUTHIER, Professeur de Mathématiques Appliquées à l'Université de Nancy, Monsieur G. GOUDET, Directeur de l'Ecole Nationale Supérieure d'Electricité et de Mécanique et Monsieur P. OLMER, Directeur de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines et de la Métallurgie reçoivent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

Enfin, je remercie la Chambre Syndicale des Mines de Fer de France qui a bien voulu me confier l'Etude des Pressions de Terrains et a facilité ainsi la soutenance de cette Thèse.

Je n'oublie pas non plus tous ceux qui m'ont aidé, soit effectivement, soit par leurs conseils. Je me permets de les citer ici, espérant n'oublier personne :

Mes Supérieurs, les Ingénieurs et le Personnel de la Chambre Syndicale des Mines de Fer,

MM. DOSMOND et GUINARD, Présidents de la Commission Technique n° 1 des Mines de Fer et les Membres de cette Commission,

Monsieur SCHWARTZ, Professeur à l'Ecole des Mines de Nancy,

Monsieur LEREBOURS-PIGEONNIÈRE, Professeur à l'Ecole des Mines de Paris,

Monsieur LEONET, mon adjoint, et Monsieur KOUTNY ouvrier mineur chargé de la préparation des essais.

Je dédie cette Thèse à mon épouse qui, malgré les lourdes charges d'une famille nombreuse, a accepté, parfois même avec bonne humeur, les distractions d'un mari « plongé dans les Pressions de Terrains ».

# SOMMAIRE

---

## PREMIÈRE PARTIE LE BASSIN FERRIFÈRE LORRAIN

### INTRODUCTION.

#### CHAPITRE I. — Le Bassin ferrifère Lorrain.

*Aperçu géologique.*

*Aperçu géographique.*

*Aperçu économique.*

- 1) Aperçu géographique et géologique du gisement.
- 2) Importance et superficie du Bassin.
- 3) Composition du minerai de fer et des différentes couches.
- 4) Réserves du Bassin.
- 5) Production annuelle, rendements et effectifs.

#### CHAPITRE II. — Caractéristiques mécaniques des roches constituant la formation ferrifère en Lorraine.

- 1) Série d'essais exécutés par les Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics en 1949.
- 2) Série d'essais effectués par les Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics en 1954.
- 3) Série d'essais effectués par divers Laboratoires.

Conclusions.

#### CHAPITRE III. — Méthodes d'exploitation en usage dans les mines de fer en Lorraine.

- A) Couche unique ou première couche.
  - 1) Stade Découpage du gisement.
  - 2) Stade Traçage des chambres.
  - 3) Stade Dépilage.
- B) Couches superposées.
  - 1) Cas où toutes les couches sont vierges.
  - 2) Cas où l'une des couches inférieures est déjà tracée.

## DEUXIÈME PARTIE

### PRESSIONS DE TERRAINS — MESURES — RÉSULTATS

#### CHAPITRE IV. — Etude des pressions de terrain dans les mines de fer de Lorraine.

Buts poursuivis.

**CHAPITRE V. — Rappel des considérations théoriques.  
Enoncé des lois qualitatives tirées des calculs théoriques.**

- A) Massif non stratifié.
- I) Galeries circulaires. Contraintes.
  - II) Galeries circulaires. Déformations.
  - III) Applications des données du calcul théorique aux galeries circulaires.
  - IV) Galeries de forme elliptique.
  - V) Etudes photoélastiques des galeries de forme quelconque.
    - 1) Galeries semi-elliptiques aux angles non arrondis.
    - 2) Galeries semi-elliptiques aux angles arrondis.
    - 3) Galeries en fer à cheval.
    - 4) Galeries rectangulaires.
    - 5) Comparaison des résultats.
    - 6) Galeries parallèles et superposées.
- B) Massif stratifié.
- 1) Influence du module d'élasticité du toit par rapport à celui de la couche.
  - 2) Influence de la largeur de la galerie.
  - 3) Influence de l'épaisseur du toit immédiat.
  - 4) Influence de la hauteur de la galerie.

**CHAPITRE VI. — Les mesures de pressions de terrain dans les mines de fer.**

**CHAPITRE VII. — Les mesures des déformations et des décollements.**

- 1) Mesures des déformations.
- 2) Mesures des décollements.
- 3) Mesures des déformations principales.

**CHAPITRE VIII. — Mesures à l'aide des vérins plats.**

- I) Description de la mesure à l'aide des vérins plats.
- II) Mesure de la contrainte tangentielle.
  - 1) Les essais et leurs résultats.
  - 2) Interprétation des résultats.
  - 3) Modification de l'essai.
- III) Utilisation des vérins plats comme dynamomètres.

**CHAPITRE IX. — Mesure de la vitesse du son dans la roche.**

**CHAPITRE X. — Exemple d'application des mesures de pressions de terrain.**

- I) Contrainte autour d'un front de dépilage.
- II) Calcul de la longueur d'un front de dépilage.
- III) Règles à observer lors du dépilage en première couche. Caractéristiques du quartier type.
- IV) Stots de protection de bâtiments de surface.
- V) Méthodes d'exploitation des couches superposées.
  - 1) Cas d'un quartier vierge.
  - 2) Cas d'un quartier dont la couche inférieure est déjà tracée.
    - A) Méthodes où l'on crée des pressions de culée permanentes.

- B) Méthodes où les traçages de couche inférieure ne sont soumis qu'aux effets de la culée avant.
  - C) Méthodes où les traçages de couche inférieure sont soumis aux effets de culées avant et arrière.
  - D) Méthodes d'exploitation utilisées pour l'exploitation de 2 couches superposées séparées par un intercalaire mince.
  - E) Choix d'une méthode d'exploitation en tenant compte de la puissance de l'intercalaire.
- VI) Application des données précédentes à la comparaison des méthodes d'exploitation par taille et par chambre et piliers.

## TROISIÈME PARTIE

### ANNEXES

ANNEXE I. — Etude photoélastique des galeries rectangulaires.

- 1) isolées.
- 2) parallèles.
- 3) superposées.

ANNEXE II. — Note sur les appareils destinés à la mesure de la vitesse du son dans la roche.

ANNEXE III. — Les mesures en cours et à entreprendre.

## PREMIÈRE PARTIE

# LE BASSIN FERRIFÈRE LORRAIN

---

## INTRODUCTION

---

Avant d'énoncer les buts poursuivis dans le domaine des pressions de terrain, il est nécessaire de préciser plusieurs points, afin de pouvoir placer dans leur contexte les techniques de mesure utilisées. Ainsi, un lecteur non averti, sera étonné de constater que celles-ci sont souvent très différentes de celles couramment utilisées dans les charbonnages. Partant de cette constatation, on peut hâtivement conclure que nous avons voulu faire preuve d'originalité en laissant de côté la plupart des procédés de mesure utilisés précédemment.

En réalité, la question est beaucoup plus complexe et nous avons été obligés de mettre au point des techniques de mesures adaptées à nos conditions de travail. Ainsi, pour fixer les idées, nous n'avons jamais utilisé d'appareils pour mesurer les charges sous les étaçons. En fait, nous n'utilisons dans les Mines de Fer que les méthodes d'exploitation par « Chambres et Piliers ». Il n'y a donc pas de taille, et partant, aucun étaçon, sauf quelques rares exceptions. De plus, nos mines étant à faible profondeur en l'absence de tout front de défilage, les galeries creusées dans la formation ferrifère restent ouvertes sans aucun soutènement durant de nombreuses années et la roche constituant les parements reste saine.

Nous pensons donc qu'en tout premier lieu il est nécessaire d'informer le lecteur des caractéristiques géologiques et mécaniques des terrains rencontrés dans le bassin ferrifère lorrain, ainsi que des méthodes d'exploitation qui y sont utilisées.

Nous profiterons de cette occasion pour donner quelques chiffres précisant les données essentielles du bassin : Composition du Minerai — Réserves du Bassin — Production annuelle — Rendements effectifs, etc...

---



## CHAPITRE I

### LE BASSIN FERRIFÈRE LORRAIN

#### Aperçu géologique, géographique et économique

---

##### 1<sup>o</sup> Aperçu géographique et géologique du gisement

Le Bassin ferrifère lorrain s'étend à l'Ouest de la Moselle entre les villes de Luxembourg au Nord et de Nancy au Sud. Il subit cependant, au moins pratiquement, une discontinuité de 25 Km à la hauteur de Pont-à-Mousson. Cette discontinuité partage la région minéralisée en deux zones : le Bassin de Longwy — Briey au Nord, le Bassin de Nancy au Sud. Ces deux bassins se trouvent respectivement sous les plateaux de Briey et de Haye (voir figure n<sup>o</sup> 1).

Le gisement de minerai de fer, d'âge aalénien et d'origine sédimentaire, est inséré dans la succession géologique entre le lias et le jurassique. Il affleure dans les escarpements qui bordent, à l'Ouest, la vallée de la Moselle et la plaine de Luxembourg, puis s'approfondit vers le Bassin parisien. Des sondages récents effectués dans la région de Verdun l'ont recoupé à près de 600 mètres de profondeur. Le pendage moyen de ce gisement sédimentaire est de 3% (voir figure n<sup>o</sup> 2).

L'épaisseur de la formation ferrifère peut dépasser 50 mètres. Elle est en moyenne de 30 mètres. Les couches exploitables y sont au nombre de 12, certaines concessions exploitant simultanément jusqu'à 9 couches. En réalité, ces couches sont constituées des bancs les plus minéralisés de la formation ferrifère et quelques mines n'ont à exploiter qu'une seule couche.

Les zones concédées et exploitées n'intéressent qu'une bande relativement étroite (20 à 30 Km) située à l'Ouest des affleurements. En dehors de ces zones, le minerai n'est pas actuellement exploitable, qu'il soit trop pauvre, trop profond ou réparti en couches trop minces.

Les roches stériles situées au-dessus de la formation ferrifère, appelées « morts terrains », ont une épaisseur moyenne de 150 mètres et les mines les plus profondes du bassin exploitent ainsi le minerai à 250 mètres seulement au-dessous de la surface du sol.

La formation ferrugineuse est surmontée de marnes micacées imperméables de 20 à 30 mètres d'épaisseur dont le maintien a des incidences heureuses sur l'exhaure des eaux d'infiltration.

Elle est coupée de quelques failles (rejet variant de 0 à 100 mètres) généralement orientées Sud-Ouest-Nord-Est.

Le minerai en place a une densité voisine de 2,6.

Nous terminerons ce paragraphe par une description plus complète des terrains encaissant la formation ferrugineuse empruntée à l'Atlas de MM<sup>r</sup> BICHELONNE et ANGOT. (Chapitre Préliminaire, pg. 5).

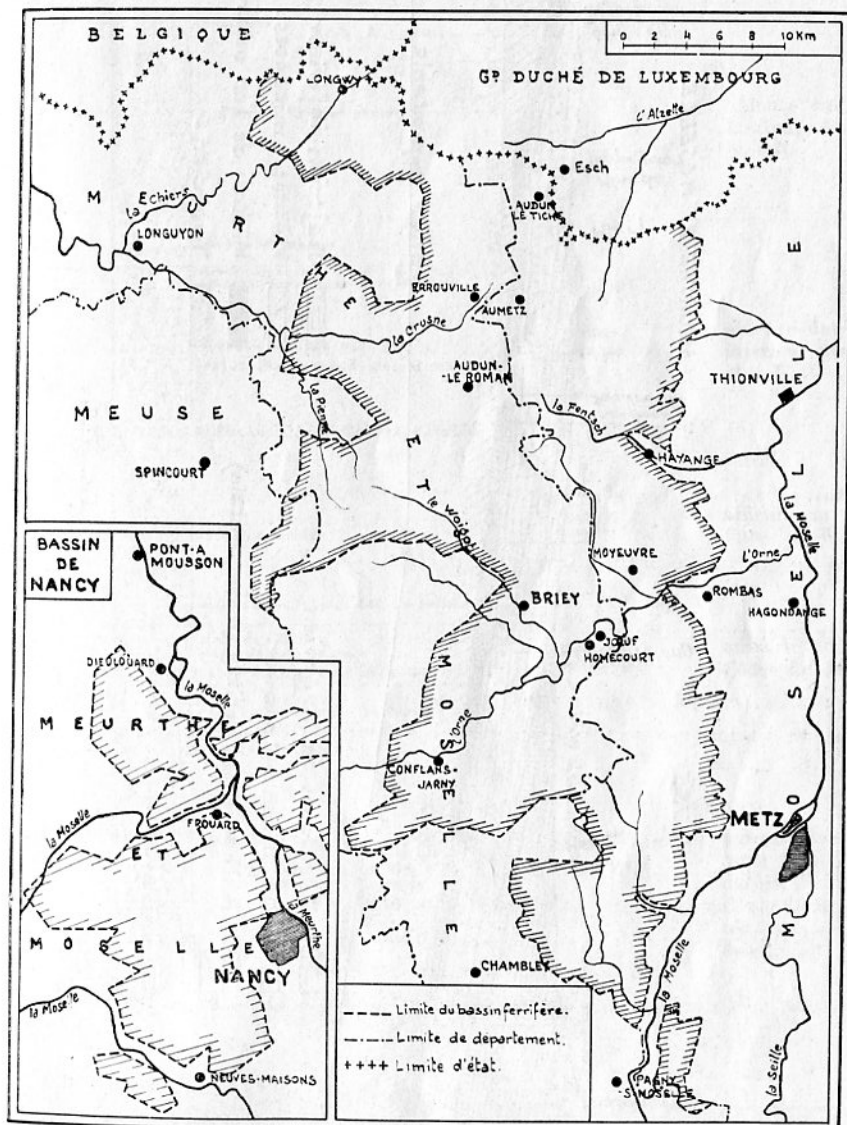


FIG. N° 1

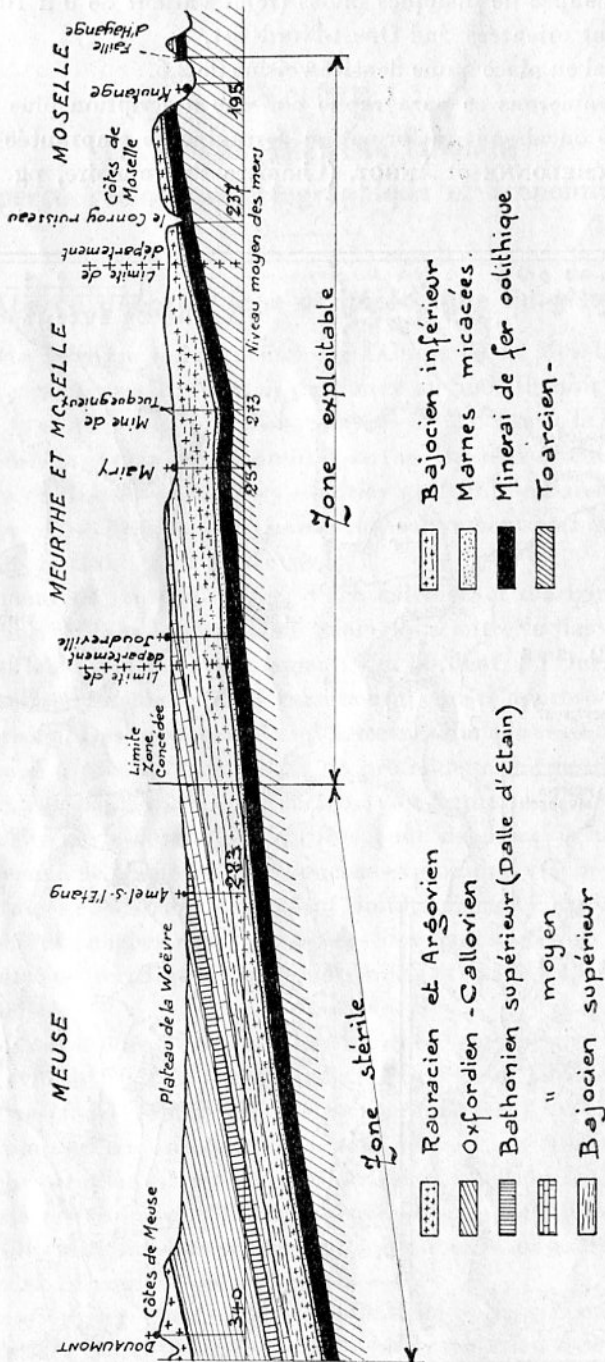


Fig. N° 2

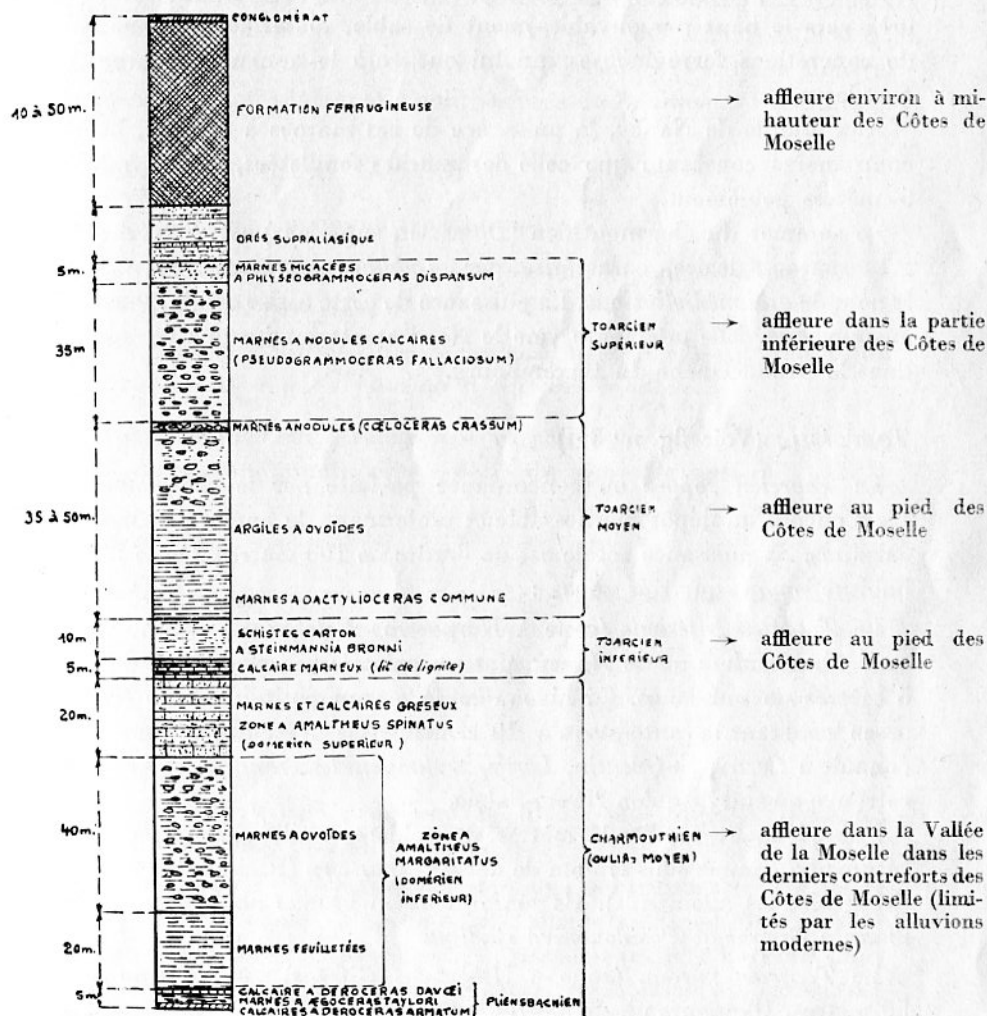
## Description des étages encaissant la formation ferrugineuse

(Fig. n° 3 A — 3 B — 3 C).

FIG. N° 3 A

COUPE SCHEMATIQUE DES TERRAINS SOUS-JACENTS A LA FORMATION FERRUGINEUSE

(Région de Metz-Briey)



**Charmouthien** : (Voir fig n° 3 A).

Le *charmouthien*, ou *lias moyen*, débute à l'ouest de Metz, par une assise calcaro-marneuse de 1 à 5 mètres d'épaisseur comprenant, de

bas en haut, le sommet du calcaire ocreux à *Deroceras Armatum*, des marnes feuilletées gris-bleu à *Aegoceras Taylora* et un calcaire pyriteux gris à *Deroceras Davoei* (Pliensbachien).

A ce complexe succède, aux environs de Metz, une puissante formation marneuse de 60 mètres d'épaisseur moyenne, caractérisée par *Amaltherus Margaritatus* (*Domérien inférieur*). Les marnes des 20 premiers mètres à la base sont bleuâtres, feuilletées et un peu fossilifères. La partie supérieure, formée de marnes plus compactes et tournant au grès vers le haut par envahissement de sable, renferme plusieurs lits de concrétions ferrugineuses qui lui ont valu le nom de « marnes à ovoïdes ».

Aux abords de Nancy, la puissance de ces marnes à ovoïdes, beaucoup moins constante que celle des marnes feuilletées, tombe à 4 ou 5 mètres seulement.

Le sommet du charmouthien (*Domérien supérieur*) est un véritable grès marno-calcaire, caractérisé par *Amaltheus Spinatus*. Il a reçu le nom de *grès médioliasique*. La puissance de cette assise est de 20 mètres en moyenne. Elle augmente vers le Nord et atteint jusqu'à 60 mètres dans le Grand-Duché du Luxembourg.

### **Toarcien :** (Voir fig. n° 3 A)

Le *Toarcien* repose en concordance parfaite sur le *charmouthien*. C'est encore un dépôt marno-sableux renfermant de nombreux ovoïdes calcaires. Sa puissance totale est de l'ordre de 100 mètres. On le divise habituellement en trois zones :

Le *Toarcien inférieur* (zone à *Harpoceras Falciferum*) débute, aux environs de Metz et de Nancy, par un calcaire marneux bleu de 3 à 5 mètres de puissance. Ce niveau renferme un petit blanc de lignite assez constant ayant jusqu'à 10 centimètres d'épaisseur, que l'on connaît à *Corny*, *St-Quentin*, *Lorry*, *Bettange*, *Herserange*... et que l'on retrouve au sud jusqu'en Haute-Saône.

Puis viennent, sur 5 à 10 mètres, des schistes argileux, bruns, souvent bitumeux, connus sous le nom de « *schistes carton* » (*Posidonien Schiefer* des géologues allemands). Ils renferment en grande abondance *Steinmannia Bronni* et *Posidonomya Radiata*.

Le *Toarcien moyen*, (zone à *Hildoceras Bifrons*) est épais de 35 à 50 mètres. Il comprend, de bas en haut :

a) des marnes argileuses feuilletées continuant la série des schistes carton et renfermant *Dactylioceras Commune* ;

b) des argiles bleues ou brunes avec de grands ovoïdes calcaires (sous-zone à *Porpoceras Subarmatum*) ;

c) des marnes à nodules phosphatés (13% au maximum de phosphate de chaux), caractérisées par *Coeloceras Crassum*, et suivies d'un banc ferrugineux peu puissant (0,25 m. à 0,50 m.) très riche en bélemnites.

Le *Toarcien supérieur* (zone à *Pseudogrammoceras Fallaciosum*) comprend une assise marneuse de 30 mètres de puissance à mesure de petits nodules calcaires de plus en plus fréquents de marnes micacées à *Phlyseogrammoceras Dispansum*, renfermant des nodules ferrugineux et passant latéralement, au sud de Nancy, à des argiles sableuses. Vers la colline de *Sion*, on trouve à ce niveau un véritable minerai marno-calcaire qui se charge d'oolithes près de *Bourmont* (Hte-Marne).

**Aalénien :** (Voir fig. n° 3 A et 3 B)

L'étage aalénien comprend trois termes :

- le grès *supraliasique* ou « marne du mur » pour les mineurs ;
- la *formation ferrugineuse* ;
- les *argiles sableuses* dites « marnes micacées » ou « marnes du toit », caractérisées par *Hyperlioceras Discites Waagen*.

Paléontologiquement, l'aalénien se caractérise à son début par l'invasion soudaine de nombreuses espèces du genre *Dumortiera*.

**Bajocien :** (Voir fig. n° 3 B)

Le bajocien, premier terme de l'*oolithe*, succède au lias, sans lacune, ni discordance. Il s'en distingue cependant de façon très tranchée par la prédominance des assises calcaires et la fréquence du faciès corallien. Les polypiers se développent d'ailleurs dans plusieurs horizons, et ne constituent pas d'assises continues. Leur présence ne permet donc pas de dater un dépôt de façon certaine.

Le *bajocien inférieur* comprend les deux sous-zones à *Sonninia Sowerbyi* et à *Otoites Sauzei*.

Il débute, au-dessus des marnes micacées constituant le toit de la formation ferrugineuse aalénienne, par une alternance de calcaires marneux et gréseux que Van Verwecke appelait pour la Lorraine alors annexée les « couches d'Ottange ». Ce premier horizon est caractérisé par *Cancellophycus Scoparius*. La disparition progressive des lits marneux conduit aux « calcaires du Haut-Pont ». Ce sont des calcaires encrinétiques bruns, à grains fins. Assez crevassés et reposant sur une assise imperméable, ils constituent un collecteur d'eau remarquable. Un envahissement par le sable leur donne fréquemment un aspect

gréseux caractéristique. A leur toit, on observe un conglomérat fossilifère à grosses oolithes d'hématite cimentées par de la calcite et terminées par une surface taraudée.

Au-dessus apparaissent des calcaires ocreux cariés (« roche-rouge ») auxquels font suite des calcaires compacts et de teinte claire, pétris d'articles d'encrines et de fragments de radioles d'échinides.

Le *Bajocien moyen*, ou zone à *Witchellia Romani*, paraît être en Lorraine l'époque d'élection du faciès corallien. Les polypiers constituent des récifs isolés enrobés dans des calcaires grisâtres avec grosses oolithes et débris encrinétiques. Dans le département de la Moselle, ils viennent en affleurements sur les hauteurs de *Novéant*, au sommet du *Mont-Saint-Quentin* au-dessus de *Kanfén*... Les calcaires qui les enserrent et les recouvrent se terminent par une surface taraudée.

La puissance cumulée du bajocien inférieur et du bajocien moyen est de l'ordre de 80 mètres, sauf dans la région d'*Esch* où elle atteint et dépasse 100 mètres.

Le *Bajocien supérieur* comprend deux zones :

a) *sous-zone* à *Garantia Garanti*. — Elle débute par les « marnes de Longwy », d'une épaisseur de 2 à 5 mètres, très fossilifères et caractérisées surtout, paléontologiquement, par *Liostrea Acuminata*.

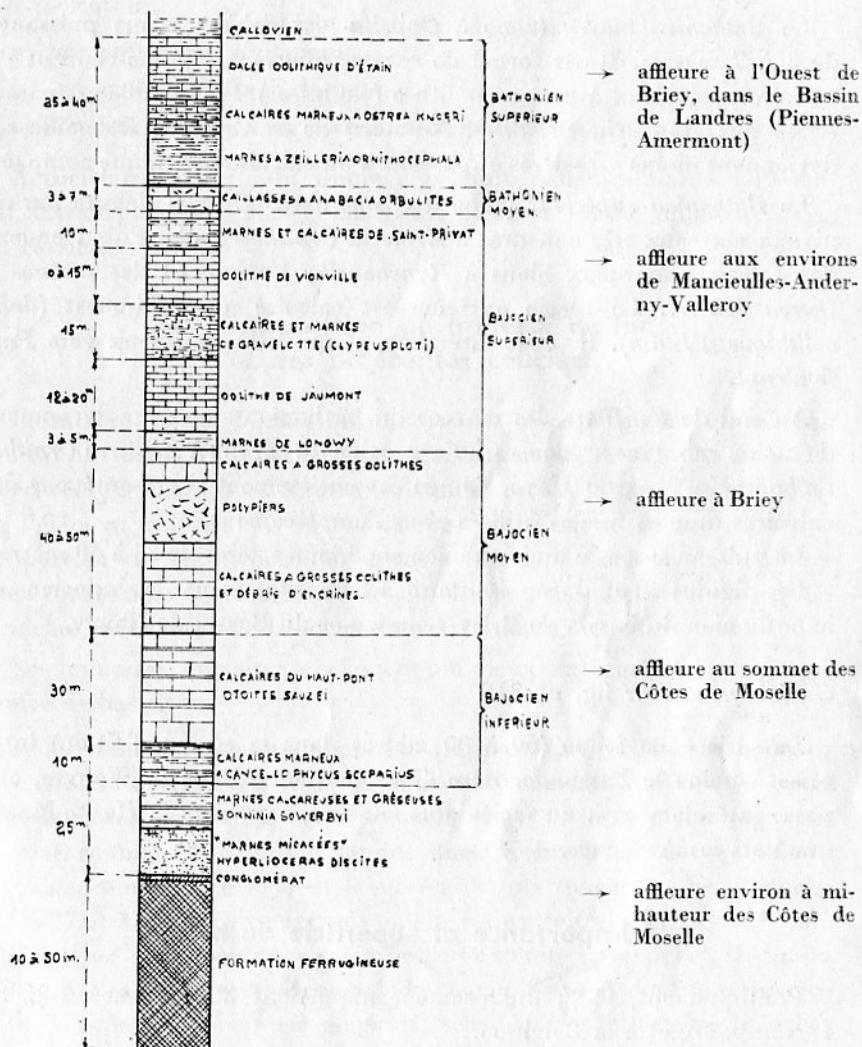
Puis viennent des calcaires oolithiques jaune clair, tendres, à fausses stratifications, chargés de débris de fossiles. Ils ont reçu, aux environs de Metz, le nom « d'oolithe de Jaumont ». On les exploite comme pierre de taille en de nombreuses carrières. Leur puissance est de 12 à 20 mètres seulement dans la région messine, mais elle dépasse 30 mètres, au nord-ouest, dans le synclinal d'Ottange et dans le Bassin de Longwy. A Nancy, l'équivalent du calcaire de Jaumont est constitué par un calcaire oolithique blanc appelé « bâlin » (oolithe miliaire). On l'exploite comme moellon ou castine.

Au-dessus se placent les « couches de Gravelotte » formées d'une alternance de calcaires durs lumachelliques et de marnes parfois très fossilifères. L'ensemble (12 à 18 m) est caractérisé par l'apparition d'*Ostrea Costata*, *Clypeus Ploti*, *Homomya Gibbosa* et par la présence presque constante d'oolithes ferrugineuses à forme ellipsoïdale allongée et de la grosseur d'un grain de blé. Aux environs de Nancy, cet horizon est à peu près entièrement calcaire. A *Conflans*, au contraire, l'élément marneux prédomine et le calcaire se réduit à de minces bancs discontinus.

b) *sous-zone* à *Parkinsonia Parkinsoni*. — Les couches de Gravelotte sont surmontées en Moselle par les « couches de Saint-Privat », système marno-calcaire de 10 mètres environ de puissance. Entre les deux

FIG. N° 3 B

COUPE SCHEMATIQUE DES TERRAINS SUS-JACENTS A LA FORMATION FERRUGINEUSE  
(Région de Metz-Briey)



séries de couches s'intercale, mais seulement au sud d'une ligne joignant *Baroncourt* à *Saint-Privat*, une assise calcaire atteignant 15 mètres de puissance, l'« oolithe de Vionville » ou de « *Doncourt* », qui paraît passer latéralement aux « marnes du Jarnisy ». Cet oolithe est représenté dans la région de Nancy par le « calcaire de *Royaumex* » à bancs supérieurs pyriteux.



**Bathonien :** (Voir fig. n° 3B)

Le *Bathonien inférieur* (zone à *Oppelia Fusca*) manque, d'après P. Thiéry, dans toute l'étendue du plateau de Briey.

Le *Bathonien moyen* (zone à *Oppelia Aspidoides*) a une puissance de 3 à 7 mètres. Il est formé de marnes pierreuses jaune-brun et de calcaire grumeleux à grosses oolithes (caillasses). L'ensemble est caractérisé par *Anabacia Orbulites*. Au nord de la Crusnes, les caillasses deviennent moins grossières et passent à un calcaire oolithique compact.

Le *Bathonien supérieur* (zone à *Clydoniceras Discus*) débute par un niveau marneux très constant à *Zeilleria Ornithocephala*. Puis viennent des calcaires marneux bleus à *Rynchonella Varians* et des marnes à *Ostrea Knorri*. Le terme extrême est calcaire au nord-ouest (*dalle oolithique d'Étain*). Il passe latéralement un faciès marneux vers *Parfondrupt*.

Au sud de *Conflans*, les marnes du bathonien supérieur deviennent de moins en moins argileuses, à l'exception du niveau à *Zeilleria Ornithocephala*. En forêt de Haye, l'étage est entièrement représenté par des calcaires durs et fissiles utilisés pour l'emplacement.

La puissance totale du bathonien supérieur atteint de 25 à 40 mètres.

Les figures 3 et 4 représentent schématiquement le bajocien et le bathonien du bassin de Briey-Longwy et du Bassin de Nancy.

**Callovien :** (Voir fig. n° 3B)

La série callovienne (60 à 80 mètres dans la région d'Étain) intéresse à peine le bassin ferrifère. Très marneuse dans la Woëvre, elle passe latéralement à un faciès plus calcaire, tant vers la Haute-Marne que vers les Ardennes.

## 2° Importance et superficie du bassin

Politiquement, 95 % du gisement appartient à la France, 5 % au Luxembourg et à la Belgique.

Sur le plan national, le Bassin Lorrain est de loin le plus important, il représente 93 % de la production totale française qui tient la troisième place dans le monde, immédiatement après les U. S. A. et l'U. R. S. S. La situation géographique de ce Bassin, à proximité de gisements houillers, facilite grandement le traitement sur place du minerai et c'est là l'origine d'une industrie sidérurgique locale très puissante.

La superficie totale du Bassin français, comprenant toutes les con-

cessions minières exploitées ou non, s'élève à 116.290 hectares dont 66.317 pour les 55 concessions actuellement en exploitation.

La disposition du gisement qui affleure à l'Est et s'enfonce progressivement vers l'Ouest justifie l'existence de tous les types classiques d'exploitation :

- a) *par puits* sur les plateaux,
- b) *par galeries* à flanc de coteau,
- c) *à ciel ouvert, ou en carrières* aux affleurements.

Actuellement, 59% du tonnage produit dans les mines lorraines est extrait par puits, 38,5% par galeries et une infime minorité, 2,5%, en carrière.

### 3° Composition du minerai de fer et des différentes couches

Le minerai de fer lorrain ou minette est essentiellement un minerai oolithique dont les oolithes sont généralement constituées par des *oxydes de fer hydratés* : l'élément cristallisé est la *goethite* ( $\text{Fe}_2 \text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$ ) et l'élément colloïdal la *stilpnosidérite* (gel d'oxyde de fer avec une proportion de  $\text{H}_2\text{O}$  variable). Assez exceptionnellement, les oolithes sont constituées de chlorite et de sidérite parfois partiellement oxydés (couches inférieures de la formation et notamment couche verte).


Les minerais extraits se classent en deux catégories d'après leur indice de basicité :

a) *les minerais calcaires* : dont le rapport  $\text{CaO}/\text{SiO}_2$  est supérieur à 1,4, sont extraits en règle générale des couches supérieures de la formation, en particulier de la « couche Grise ». Cette couche, qui est la plus connue et la plus répandue dans le bassin, a une puissance variable comprise entre 3 et 9 mètres et une teneur en Fe comprise entre 27 et 37% dans les régions où elle est exploitée (Voir fig. n° 3C).

Parmi les autres couches calcaires, on exploite les couches Rouge et Jaune qui sont toutes au-dessus de la couche Grise et dont la puissance et la teneur sont, en règle générale, sensiblement inférieures à celles de la couche Grise. Les minerais calcaires représentent de loin la part la plus importante du minerai extrait. Leur teneur moyenne en Fer est de 32% sur sec.

b) *les minerais siliceux* : dont le rapport  $\text{CaO}/\text{SiO}_2$  est inférieur à 1,4. Parmi les couches siliceuses mises en exploitation, on peut citer la Brune, la Noire, la Verte. La teneur moyenne des minerais siliceux extraits est de 33% sur sec.

*Coupe au sondage SM<sub>5</sub> de la concession Saint-Michel*

↓ Toit de la formation ferrugineuse	<u>Pce</u>	<u>Fe</u>	<u>CaO</u>	<u>SiO<sub>2</sub></u>	
	0,22 m.	10	24	36	Calcaire marneux
	2,97 m.	22	9	42	Couche rouge siliceuse
	4,54 m.	12	37	10	Calcaire ferrugineux
	3,94 m.	21	26	12	Couche rouge supérieure
	2,11 m.	13	27	22	Marnes calcareuses
	0,61 m.	22	24	13	Couche rouge moyenne
	2,19 m.	21	18	22	Marnes ferrugineuses
	1,23 m.	18	34	4	Couche rouge principale
	2,55 m.	19	21	21	Marnes ferrugineuses
	1,52 m.	25	22	11	Couche jaune sauvage
	3,39 m.	16	23	27	Marnes ferrugineuses
	1,07 m.	17	25	19	Couche jaune principale.
	1,20 m.	17	29	13	Calcaire marneux.
	5,48 m.	29	18	10	Couche grise
	3,98 m.	11	35	12	Calcaire dur
	1,63 m.	25	15	21	Marnes ferrugineuses
	4,08 m.	40	3	17	Couche brune
	2,00 m.	22	11	33	Marnes ferrugineuses
	1,44 m.	31	9	20	Couche noire
	4,13 m.	19	18	28	Marnes ferrugineuses
	1,87 m.	33	6	18	Couche verte
sur	1,41 m.	15	14	43	Marnes

A titre d'exemple, on trouvera ci-dessous des résultats moyens d'analyse chimique de minerais extraits dans le bassin lorrain (Voir tableau n° 1).

TABLEAU N° 1

	Minerai calcaire riche (Droitaumont) couche grise	Minerai calcaire ordinaire (Saint-Pierremont) couche grise	Minerai siliceux ordinaire (Roncourt) couche noire
Fe total .....	37,10 %	31,40 %	34,30 %
Fe <sup>++</sup> .....	7,24 %	8,61 %	10,01 %
CaO .....	13,00 %	17,80 %	11,00 %
SiO <sub>2</sub> .....	6,70 %	8,20 %	13,50 %
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> .....	4,96 %	4,96 %	5,81 %
MgO .....	1,74 %	1,67 %	2,32 %
Mn .....	0,36 %	0,36 %	0,34 %
P .....	0,72 %	0,64 %	0,70 %
S .....	0,13 %	0,13 %	0,23 %
CO <sub>2</sub> .....	13,7 %	16,08 %	11,71 %
Perte au feu .....	19,10 %	21,26 %	16,83 %

Il est donc facile d'obtenir par mélange de minerais calcaires et de minerais siliceux un indice de basicité convenable. Lorsque le mélange est trop faible en chaux on lui ajoute de la castine.

Le minerai lorrain est un minerai phosphoreux puisque le rapport  $\frac{P}{Fe}$  de la teneur en phosphore à la teneur en fer est supérieur ou égal à 1,7 %.

De tels minerais conviennent parfaitement à la fabrication des fontes Thomas.

*Remarque* : les couches des bassins de Longwy et Nancy ont une nomenclature spéciale — respectivement L1 — L2 — L3 — L4 — L5 et L6, et, dans le Bassin de Nancy : N1 — N2 — N3 et N4.

#### 4° Réserves du Bassin

Les réserves disponibles évaluées au 1<sup>er</sup> janvier 1950 par chaque Société minière, compte tenu de ses conditions d'exploitations et de ses liaisons avec les usines consommatrices, étaient les suivantes :

Minerais calcaires : 3.595 millions de tonnes

à 31,8 % de Fe sur sec en moyenne.

Minerais siliceux : 2.445 millions de tonnes

à 33,0 % de Fe sur sec en moyenne.

Soit, au total, 6.040 millions de tonnes

de minerai contenant 1.905 millions de tonnes de Fer.

### 5° Production annuelle, Rendements et Effectifs

L'importance de l'industrie minière dans le bassin ferrifère lorrain est caractérisée actuellement par les chiffres suivants :

Productions en 1954 : 41.189.485 tonnes de minerai  
soit : 12.231.093 tonnes de Fer contenu.

Effectifs au 31-12-1954 : 21.776 Ouvriers  
1.260 Apprentis  
2.459 Cadres  

---

25.495 au total

Rendements en tonnes par poste d'ouvriers en 1954

Personnel d'abatage (mineur et chargeur) : 20,49 T. par poste  
Ensemble du personnel occupé au fond : 9,62 T. par poste  
Ensemble du personnel occupé au fond et  
au jour : 7,33 T. par poste.

Remarque : En août 1957 les rendements étaient les suivants :

Personnel d'abatage : 29,88 T. par poste  
Ensemble du personnel occupé au fond : 13,07 T. par poste  
Ensemble du personnel occupé au fond et  
au jour : 9,92 T. par poste.

---

## CHAPITRE II

### CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES ROCHES CONSTITUANT LA FORMATION FERRIFÈRE EN LORRAINE

---

Nous insistons sur le fait que les essais et mesures effectués en vue de déterminer les caractéristiques mécaniques des roches de la formation et de ses épontes sont encore, à l'heure actuelle, trop peu nombreux pour pouvoir en tirer des conclusions définitives. Nous pensons que l'on peut cependant se faire une idée approximative sur le classement de nos roches par rapport à d'autres, en particulier au point de vue résistance à l'écrasement.

#### 1<sup>o</sup> Série d'essais exécutés par le Laboratoire du Bâtiment et des Travaux publics en 1949

Les échantillons prélevés proviennent des *bancs du Toit* des différentes couches. Les numéros de référence des résultats ci-joints correspondent aux échantillons suivants :

- n<sup>o</sup> 1 : Banc du toit de la couche rouge de Moutiers.
- n<sup>o</sup> 2 : Banc du toit de la couche grise d'Angevillers.
- n<sup>o</sup> 3 : Banc du toit de la couche Jaune Sauvage — Mine Charles-Ferdinand.
- n<sup>o</sup> 4 : Banc du toit de la couche grise — Mine de St-Pierremont.
- n<sup>o</sup> 5 : Banc du toit prélevé à la Mine de Havange.
- n<sup>o</sup> 6 : Banc du toit de la couche siliceuse — Mine de Roncourt.
- n<sup>o</sup> 7 : Banc du toit de la couche Jaune Sauvage — Mine de Bure.
- n<sup>o</sup> 8 : Banc du toit de la couche rouge Moyenne — Terres-Rouges.
- n<sup>o</sup> 9 : Banc du toit de la couche rouge Supérieure — Terres-Rouges.

Chacun des résultats se rapporte à la moyenne d'essais effectués sur *trois échantillons différents*. Nous donnons d'ailleurs dans le tableau n<sup>o</sup> 2 les écarts extrêmes relevés par rapport à cette moyenne.

*Les essais de compression* ont été effectués sur des cubes de 70 mm de côté.

*Les modules d'élasticité dynamiques* ont été mesurés sur des éprouvettes de 400 × 72 × 72 mm mises en vibration. Le module d'élasticité est relié à la fréquence de vibration longitudinale par la formule suivante :

$$E = 4 L^2 N^2 d$$

E : module d'élasticité dynamique ;

L : largeur ;

N : fréquence ;

d : masse spécifique.

Les contraintes de rupture à la traction ont été obtenues en faisant travailler des prismes de 71 × 71 × 284 en flexion :

Le tableau n° 2 donne les résultats obtenus classés par résistance à la compression.

TABLEAU N° 2

Rang	N° des échantillons	n Kg/cm <sup>2</sup> résistance à la compression moyenne	Ecarts par rapport à la moyenne des résistances à la compression %	n kg/cm <sup>2</sup> résistance à la traction moyenne	Ecarts par rapport à la moyenne des résistances à la traction %	Module d'élasticité moyen E en kg/cm <sup>2</sup> (1)
Acier	Acier	5.000	—	5.000	—	2.000.000
Béton	Béton	400	—	26	—	400.000
1 <sup>o</sup>	4	527	+ 4 — 7,8	44	+ 4,8 — 7,2	422.000
2 <sup>o</sup>	5	485	+13 — 12,6	43	+ 7 — 3,5	314.000
3 <sup>o</sup>	1	367	+ 6 — 3,8	28	+26,8 — 15	339.000
4 <sup>o</sup>	3	340	+14,4 — 23,9	23,1	+30 — 56,5	250.000
5 <sup>o</sup>	6	326	+3,38 — 7,66	29,1	+ 4,8 — 7,2	223.000
6 <sup>o</sup>	2	250 à 850	? ?	40	+15 — 18,8	378.000 (?)
7 <sup>o</sup>	7	248	+29 — 19,7	25,6	+28 — 23,8	325.000
8 <sup>o</sup>	9	231	+12,8 — 20,6	26,5	+ 3,8 — 7,2	284.000
9 <sup>o</sup>	8	203	+4,7 — 2,6	29,1	+17 — 13,2	354.800

Remarque : Les résultats obtenus en chargeant les éprouvettes perpendiculairement ou parallèlement à la stratification sont comparables.

(1) Nous rappelons qu'il s'agit du module d'élasticité dynamique.

Nous avons donné, à titre de comparaison, les résultats moyens obtenus sur l'acier et le béton.

TABLEAU N° 3

ANALYSE CHIMIQUE DES ÉCHANTILLONS

N° des échantillons	Teneur en Fe %	Teneur en CaO %	Teneur en SiO <sub>2</sub> %
1 .....	31,40	22,7	5,15
2 .....	16,96	33,15	7,02
3 .....	25,1	27,40	6,16
4 .....	18,22	33,0	5,5
5 .....	18,30	20,00	27,50
6 .....	8,07	4,05	62,10
7 .....	17,20	34,80	4,20
8 .....	15,60	38,20	3,80
9 .....	15,30	37,65	5,00

## 2<sup>o</sup> Série d'essais effectués par le Laboratoire du Bâtiment et des Travaux publics en 1954

Les éprouvettes ou échantillons sont cylindriques de 100 cm<sup>2</sup> de section. Leur hauteur est égale à deux fois leur diamètre.

Les déformations relatives des échantillons chargés ont été mesurés à l'aide de comparateurs de précision.

### a) *Minerai couche Grise*

#### MINE DE SAINT-PIERREMONT

	Résistance à la rupture en kg/cm <sup>2</sup>	Densité	Déformation relative à la rupture en 10 <sup>-4</sup>	Analyse chimique		
				Fe	CaO	SiO <sub>2</sub>
1 <sup>er</sup> échantillon ...	201	2,51	2,01	39,35	8,7	9,84
2 <sup>e</sup> échantillon ...	180		1,2	41,25	6,4	11,04
3 <sup>e</sup> échantillon ...	301		2,8	—	—	—
Moyenne.....	227					

Module d'élasticité dynamique : 160.000 kg/cm<sup>2</sup>

### b) *Minerai de couche Rouge*

#### MINE DE SAINT-PIERREMONT

	Résistance à la rupture en kg/cm <sup>2</sup>	Densité	Déformation relative à la rupture en 10 <sup>-4</sup>	Analyse chimique		
				Fe	CaO	SiO <sub>2</sub>
1 <sup>er</sup> échantillon : Minerai .....	220	2,49	aux environs de 1,2	34,65	14,75	6,48
2 <sup>e</sup> échantillon : Banc du toit ...	242	2,57	1,85	11,75	25,05	10,24

Module d'élasticité dynamique du minerai : 300.000 kg/cm<sup>2</sup>.



c) *Minerai de couche Jaune Sauvage*

**MINE DE BURE**

	Résistance à la rupture en kg/cm <sup>2</sup>	Densité	Déformation relative à la rupture en 10 <sup>-4</sup>	Analyse chimique		
				Fe	CaO	SiO <sub>2</sub>
<b>1° Minerai :</b>						
1 <sup>er</sup> échantillon ....	130	2,48	0,9	30,66	17,41	8,97
2 <sup>e</sup> échantillon ....	141		0,8			
3 <sup>e</sup> échantillon ....	120		1,0			
4 <sup>e</sup> échantillon ....	151		—			
5 <sup>e</sup> échantillon ....	186		0,9			
<b>2° Crassin ou toit de la couche :</b>						
1 <sup>er</sup> échantillon ....	110	—	—			
2 <sup>e</sup> échantillon ....	90	—	—			

Module d'élasticité dynamique du minerai : 210.000 kg/cm<sup>2</sup>.

d) *Minerai de couche Siliceuse*

**MINE DE BAZAILLES**

	Résistance à la rupture en kg/cm <sup>2</sup>	Densité	Déformation relative à la rupture en 10 <sup>-4</sup>	Module d'élasticité dynamique en kg/cm <sup>2</sup>
Echantillon n° 1 ....	112	2,39	3,2	120.000
	117		2,1	
Echantillon n° 2 ....	188	2,47	1,17	200.000
	188		1,28	
	260		1,44	
Echantillon n° 3 ....	190	2,52	3,2	125.000
	133		2,2	
Echantillon n° 4 ....	160	2,72	—	200.000
	140		—	
	380		—	
	210		—	

*Remarque* : le minerai siliceux de la Mine de Bazailles est très tendre. La Mine et le Laboratoire ont eu beaucoup de mal d'extraire, puis de tailler les échantillons aux dimensions voulues. Les résultats consignés ci-dessous concernent les échantillons que l'on a réussi à tailler aux dimensions suffisantes. Il est à supposer qu'ils se rapportent aux parties les plus dures des couches.

### 3<sup>o</sup> Série d'essais effectués par divers Laboratoires

Ces mesures ont été réalisées sur des éprouvettes aux dimensions très variables. Les résultats obtenus n'ont intérêt que par le fait qu'ils confirment ceux que nous venons de décrire.

Ainsi de nombreux essais ont été effectués par :

a) *La Mine de Moineville* : La résistance à la rupture des échantillons essayés varie de 160 à 400 kg/cm<sup>2</sup>. La moyenne s'établit aux environs de 180 kg/cm<sup>2</sup>. Il s'agit du minerai de couche grise situé à 160 m. de profondeur.

b) *La Mine de Droitaumont* : Les valeurs trouvées oscillent entre 140 et 240 kg/cm<sup>2</sup> et la moyenne vaut également 180 kg/cm<sup>2</sup>. Il s'agit du minerai de couche Grise situé à 200 m. de profondeur.

c) *La Mine de Jarny* : Des échantillons prélevés en couche Grise, à 180 m. de profondeur, ont donné une résistance à la rupture moyenne de 144 Kg/cm<sup>2</sup>. Pour le mur de cette couche qui a souvent tendance à souffler, on a trouvé des valeurs donnant une moyenne de 93 Kg/cm<sup>2</sup>.

d) *La Mine de Grand-Bois* : Les valeurs trouvées oscillent entre 67 Kg/cm<sup>2</sup> et 376 et la moyenne vaut 160 Kg/cm<sup>2</sup>. Il s'agit d'un minerai de couche Grise situé à 50 m. de profondeur.

Avant de conclure, nous donnons ci-dessous quelques résultats obtenus sur d'autres roches afin de permettre une comparaison en particulier avec les roches carbonifères.

Résistance à la rupture du charbon : comprise, en moyenne, entre 50 et 400 Kg/cm<sup>2</sup>.

Résistance à la rupture des grès : comprise, en moyenne, entre 500 et 1.000 Kg/cm<sup>2</sup>.

Résistance à la rupture des schistes : comprise, en moyenne, entre 400 et 900 Kg/cm<sup>2</sup>.

Résistance à la rupture des Minerais de Fer Normands Mine St-Rémy : 963,8 Kg/cm<sup>2</sup> — moyenne de 10 essais effectués sur des échantillons prélevés au fond.

Granit de Bretagne : environ 1.300 Kg/cm<sup>2</sup>.

Granit des Vosges : environ 2.000 Kg/cm<sup>2</sup>.

### Conclusions

Contrairement à ce que l'on croit, en règle générale, nous voyons que *les roches constituant la formation ferrifère sont tendres. Il ne faut donc pas conclure hâtivement que les Mines de Fer ont un toit « d'Acier »*

*puisqu'elles n'utilisent que fort peu de soutènement. Il n'y a pas de soutènement dans les Mines de Fer, non parce que nos toits sont particulièrement durs, mais parce que les contraintes dues à la profondeur sont faibles, semble-t-il, le recouvrement étant peu épais.*

Le Minerai de Fer est poreux et très hétérogène. Il contient en effet des nodules de calcaire dur. L'hétérogénéité semble être une des raisons majeures qui ont empêché jusqu'à présent l'utilisation des haveuses dans notre minerai calcaire.

De toute évidence, les essais concernant nos roches sont trop peu nombreux et surtout incomplets.

Ils devraient être complétés en particulier par des mesures de l'influence du temps. On sait que nos roches, comme toutes les autres d'ailleurs, se rompent sous des efforts de compression inférieurs à ceux signalés dans les pages précédentes lorsque les charges sont maintenues suffisamment longtemps. Or, dans la Mine, les efforts subis par les roches sont appliqués de façon permanente et l'influence du temps n'est plus négligeable. D'après des mesures faites dans divers Laboratoires, il semblerait qu'il faille diminuer de 25% les chiffres cités plus haut pour obtenir la charge qu'il faut appliquer de façon permanente pour arriver à la rupture des échantillons soumis à essais.

Nous terminerons ce chapitre en rappelant que *certaines couches de terrain constituant le recouvrement de la formation ferrifère sont dures et résistantes par comparaison avec le minerai de fer.* Nous ne possédons malheureusement que très peu de résultats concernant ces roches.

Nous insistons cependant sur les bancs calcaires du Bajocien Moyen. Ces calcaires qui affleurent au sommet des Côtes de Moselle sont parfois très durs et c'est sans doute grâce à la dureté de certains de ces bancs que subsistent les Côtes de Moselle et certaines buttes témoins. Ces bancs sont épais et débutent à moins de 80 m. de la Couche Grise.

Cette constatation est importante car elle favorise l'existence d'une dalle épaisse et résistante qui joue, semble-t-il, un rôle très important dans la répartition des pressions au-dessus des travaux miniers. Nous reviendrons ultérieurement sur ce point capital. Cette dalle joue un rôle d'autant plus important qu'étant située relativement près des couches exploitées, elle soutient une grande partie du recouvrement.

*Résultats des essais effectués sur le calcaire de Jaumont à Montoy-la-Montagne (Bajocien Supérieur).*

a) Moyenne des résultats obtenus sur les échantillons extraits des carrières depuis peu de temps :

effort s'exerçant dans la direction perpendiculaire aux lits : 207 kg/cm<sup>2</sup>

effort s'exerçant dans la direction parallèle aux lits : 178 kg/cm<sup>2</sup>.

b) Moyenne des résultats obtenus sur les échantillons secs, c'est-à-dire extraits depuis plusieurs mois :

effort s'exerçant dans la direction perpendiculaire aux lits : 270 kg/cm<sup>2</sup>

effort s'exerçant dans la direction parallèle aux lits : 235 kg/cm<sup>2</sup>.

*Résultats des essais effectués sur le calcaire du Bajocien Moyen (Carrières de la Région de Metz).*

Comme dans le minerai de fer lui-même, les résultats sont très variables et sont compris entre 200 et 800 kg/cm<sup>2</sup>. La plupart de ces mesures datent d'ailleurs de plus de 30 ans et semblent avoir été exécutées dans des conditions peu scientifiques. Ils indiquent cependant la présence de bancs calcaires durs et résistants. L'exploitation de certaines carrières a même été interrompue, la pierre étant trop dure.

Dans le creusement du Tunnel de la Mine de Sainte-Barbe à Algrange (Moselle), en traversant les terrains du Bajocien Moyen, il fallait souvent utiliser des marteaux perforateurs lourds à injection d'eau, les marteaux ordinaires ne donnant que très peu d'avancement.

*Remarque :* Nous constatons fréquemment qu'il est difficile de comparer les résultats des essais entrepris sur les roches car les procédés de mesure sont différents entre eux, suivant les divers Laboratoires. De plus, les mineurs parlent souvent de roches « dures » et de roches « tendres » et il n'est pas rare de constater que ce qui est tendre pour l'un est très dur pour l'autre.

Nous croyons qu'il serait bon de standardiser la détermination des caractéristiques d'une roche, de façon à rendre les résultats comparables et complets. Il semble qu'il serait bon de procéder, dans chaque cas, aux essais suivants :

— essais de compression et de traction, en précisant les modalités d'exécution de ces essais. L'idéal serait d'avoir l'équation de la courbe enveloppe de Mohr ;

— influence du temps ;

— essais de dureté, soit par rayure, soit à l'aide du scléroscope ;

— module d'élasticité dynamique et mesure de la vitesse de propagation du son, module de déformation ;

— densité, porosité ;

— analyse chimique complète ;

— description de la roche.

Les mesures en cours actuellement sur nos roches suivent ce programme.

---

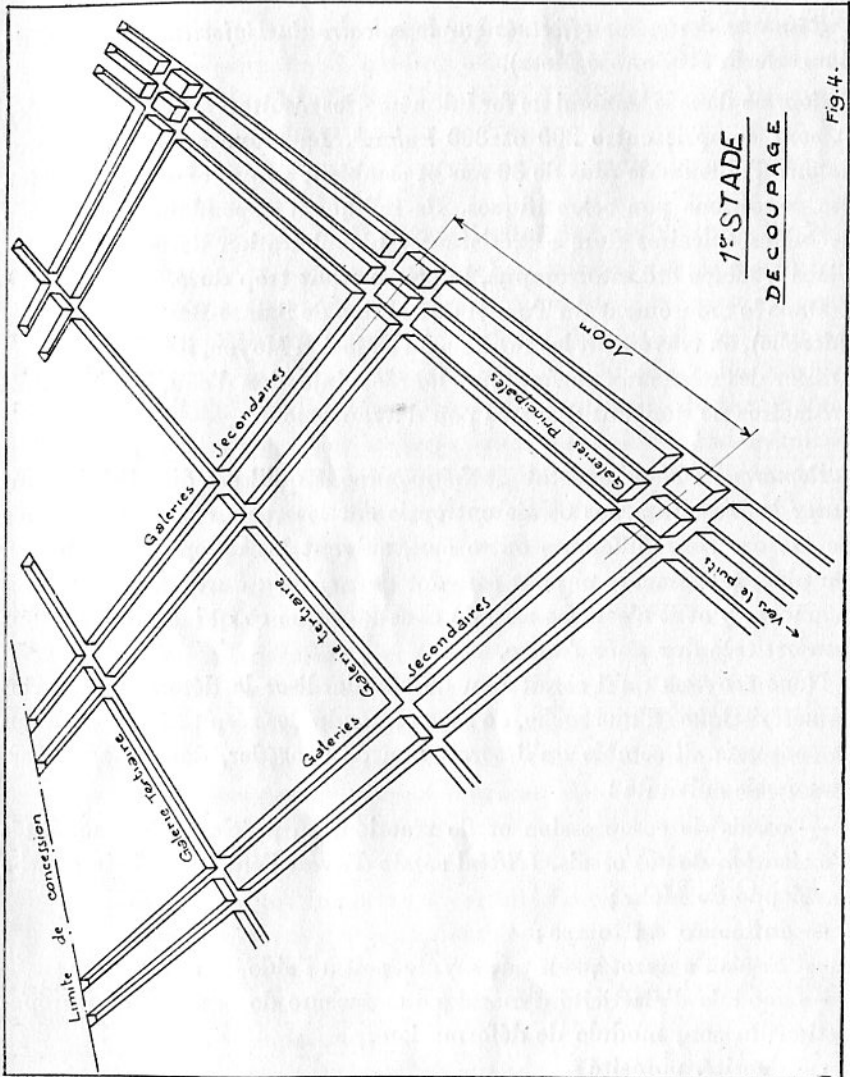


Fig.4.

CHAPITRE III

**MÉTHODES D'EXPLOITATION EN USAGE  
DANS LES MINES DE FER DE LORRAINE**

---

**A) Couche unique ou première couche**

Nous rappelons que la puissance des couches, toutes exploitées en une fois, varie de 1,60 m. à 9 m., la moyenne se tenant aux environs de 4 m. et que la ligne de plus grande pente du gisement est assez voisine de 3 %.

L'exploitation d'une couche souterraine de minerai lorrain passe, en règle générale, par trois stades.

**1<sup>er</sup> STADE. — Découpage ou reconnaissance du gisement :**

Depuis la base du puits, on trace un réseau de galeries principales, secondaires et tertiaires (Voir fig. n° 4) découpant le gisement en panneaux plus ou moins rectangulaires ayant, la plupart du temps, une surface de un hectare.

Actuellement, on ne creuse plus des galeries isolées, mais des faisceaux de galeries parallèles (deux ou trois).

On a, de plus, tendance à supprimer le creusement des galeries dites « tertiaires ». On découpe alors des panneaux seulement limités par les galeries principales et secondaires et qui ont la forme de bandes.

**2<sup>e</sup> STADE. — Traçage des chambres :**

Dans les panneaux que nous venons de décrire, on « trace », à partir des galeries tertiaires, des galeries parallèles appelées « chambres », « traçages » ou « chantiers » (Voir fig. n° 5). Ces chambres sont séparées entre elles par du minerai laissé en place. Ce minerai constitue les piliers longs qui seront exploités à la phase dépilage. En moyenne, les chambres ont une longueur de 80 à 100 m., une largeur de 5 m. et les piliers longs sont épais de 12 à 20 m., suivant les mines.

Quand les galeries tertiaires ne sont pas creusées, les traçages des chambres sont effectués à partir d'une des galeries secondaires, comme indiqué sur la partie gauche de la figure n° 6. L'avantage de cette

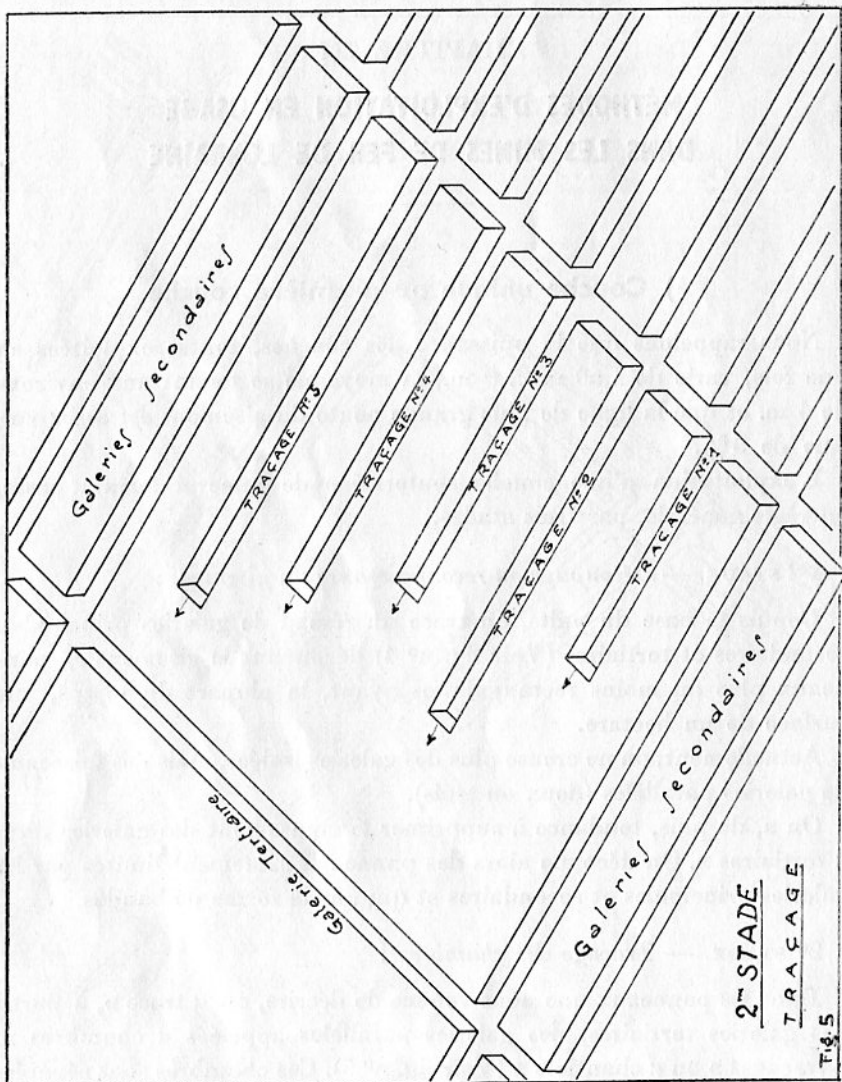


Fig. 5

dernière façon de faire est de creuser les « chambres » au dernier moment, avant la phase défilage. Les chambres n'ont pas le temps de vieillir et se comportent ainsi beaucoup mieux.

### 3<sup>e</sup> STADE. — *Défilage.*

Le défilage consiste à exploiter le minerai contenu dans les piliers longs séparant les chambres entre elles (Voir fig. n<sup>o</sup> 6). Pour ce faire, on perce une galerie marquée 1 sur la figure n<sup>o</sup> 6 au voisinage des éboulements. Cette galerie est appelée « recoupe ». Cette recoupe laisse, le long des éboulements, un rideau de minerai marqué 2. Ce rideau est exploité en traçant une refente marquée 3, qui laisse subsister deux piliers résiduels ou « quilles » marqués 4. Ces piliers résiduels sont amarrés, puis torpillés en les faisant sauter à l'explosif. Cette dernière opération entraîne le foudroyage des bancs du toit qui se répercute progressivement jusqu'au jour où il occasionne des affaissements de surface.

Une tranche de défilage comprend l'ensemble de la recoupe et du rideau, dont les largeurs cumulées constituent la largeur de la tranche, et vaut, en moyenne, 9m. (5m. pour la recoupe et 4 m. pour le rideau).

\* \* \*

Cette méthode d'exploitation conduit à exploiter en moyenne 85% du gisement en couche puissante (puissance supérieure à 5 m.) et 90% du gisement dans les couches moyennes (puissance inférieure à 5 m. et supérieure à 3,50 m.). Dans les couches minces on arrive fréquemment à exploiter 95% du gisement et même plus.

\* \* \*

REMARQUE 1 : L'introduction généralisée du chargement mécanique et la nécessité d'exploiter rapidement les recoupes ont poussé les mines à supprimer de plus en plus le creusement de la refente. Cette dernière opération est remplacée alors par un ou deux tirs d'élargissement de la recoupe, tirés systématiquement dans le rideau.

REMARQUE 2 : En règle générale, les toits des galeries et des chambres ne nécessitent aucun soutènement, même 20 ou 30 ans après leur creusement. Par contre, l'approche d'un front de défilage perturbe cet état d'équilibre et un soutènement devient souvent indispensable. Le boulonnage du toit mis en place suffisamment à temps suffit dans la plupart des cas.

Les vitesses d'avancement des fronts de défilage mesurées perpendiculairement à la ligne de foudroyage, varient en moyenne de 8 à 10m.



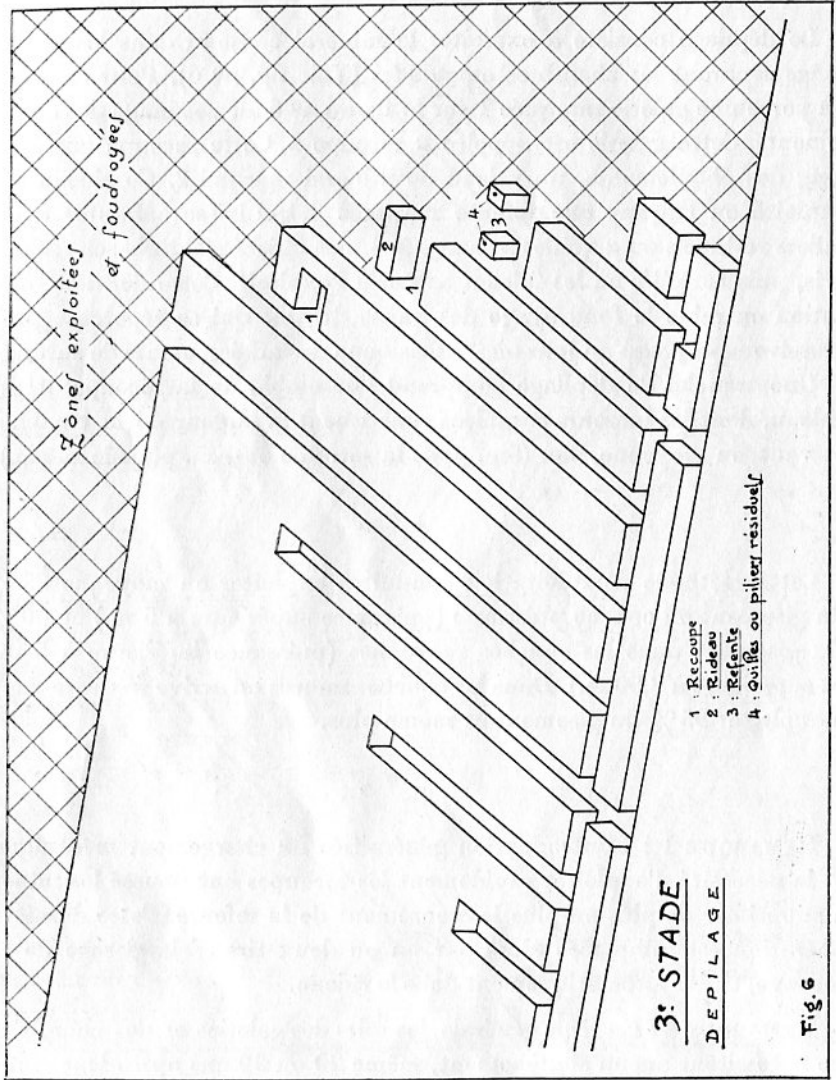


Fig. 6

par mois en couche puissante, à 15 m. par mois en couches moyenne et mince. Certaines Mines atteignent couramment des vitesses de l'ordre de 25 m.

\* \* \*

Ces quelques notions permettent de caractériser la méthode d'exploitation et précisent un peu les résultats obtenus.

Il existe d'ailleurs des variantes à cette méthode classique mais qui n'intéressent que des points de détail ; aussi nous n'en parlerons pas.

## B) Couches superposées

### 1<sup>o</sup> Cas où toutes les couches sont vierges :

On commence par exploiter la couche supérieure à l'aide de la méthode d'exploitation que nous venons de décrire en veillant à bien « torpiller » les piliers résiduels pour éviter les effets de poinçon sur les couches sous-jacentes. On prend soin également de creuser le minimum de galeries dans les couches inférieures car le passage du front de dépilage en couche supérieure les malmène *toujours*.

Une fois la couche supérieure exploitée, on passe à l'exploitation de la couche immédiatement inférieure et ainsi de suite. On a alors comme toit immédiat l'intercalaire situé entre la couche supérieure déjà exploitée et la couche inférieure. Les difficultés d'exploitation de cette couche inférieure sont en règle générale nettement plus grandes que celles rencontrées dans la couche susjacentes ; ces difficultés sont d'ailleurs d'autant plus grandes que l'intercalaire est peu épais. A la limite, lorsque cet intercalaire est suffisamment mince, il y a intérêt d'exploiter simultanément les deux couches avec cet intercalaire ou d'abandonner du minerai pour augmenter l'épaisseur de cet intercalaire. Un intercalaire est mince lorsqu'il a moins de deux mètres d'épaisseur. Lorsque l'intercalaire a plus de 5 à 6 m. d'épaisseur, l'influence de la couche supérieure précédemment dépilée se fait très peu sentir en couche inférieure, à condition toutefois que le torpillage des piliers résiduels ait été bien fait et que les galeries et les chambres de couche inférieure aient été creusées après le dépilage de la couche supérieure.

Les méthodes d'exploitation utilisées en couche inférieure sont identiques à celles décrites précédemment. On est cependant assez souvent obligés de réduire la largeur des chambres et des recoupes à cause des difficultés dont nous venons de parler et qui se manifestent par une mauvaise tenue des toits.

On prend soin également de laisser s'écouler le plus de temps possible entre le moment du passage du front en couche supérieure en un point

donné et le moment où l'on commence à exploiter la couche inférieure à la verticale de ce même point. Ainsi les terrains mis en mouvement par le passage du front en couche supérieure ont le temps de se stabiliser et de se tasser. On compte en règle générale que ce laps de temps doit être au minimum de deux ans.

2<sup>o</sup> Cas où l'une des couches inférieures est déjà tracée :

Il arrive malheureusement que l'on se trouve dans l'obligation d'exploiter une couche supérieure, les galeries et les chambres étant déjà creusées en couche inférieure. Cette façon de faire conduit toujours à de sérieuses difficultés. Comme nous l'avons déjà dit, le passage du front de dépilage en couche supérieure malmène toutes les galeries et les chambres creusées à l'aplomb dans les couches inférieures. Cette influence se fait, d'autant plus sentir que l'intercalaire est mince. Des difficultés notables surviennent même lorsque l'intercalaire a plus de 10 m. d'épaisseur. Lorsque l'intercalaire a moins de 5 ou 6 m. l'exploitation se fait en règle générale, en dépilant simultanément et sur la même verticale les deux couches (Voir fig. n<sup>o</sup> 7). Lorsque l'intercalaire a plus de 6 m., on procède au dépilage simultanément des deux couches (Voir fig. n<sup>o</sup> 7), en les décalant dans le temps et dans l'espace (Voir fig. n<sup>o</sup> 8). Ce décalage peut prendre diverses valeurs et nous parlerons de cette question au Chapitre X.

De toute façon et quoi que l'on fasse (à moins d'avoir un intercalaire très épais et très résistant ainsi qu'un bon toit en couche inférieure) l'exploitation d'une couche inférieure dont les chambres ont été soumises à l'épreuve du passage d'un front de dépilage en couche supérieure est toujours difficile.

C'est pourquoi il faut toujours veiller à ne creuser des galeries et des chambres dans une couche donnée que du jour où l'on est sûr qu'aucune couche supérieure n'est exploitable.

Si par contre, il faut tracer des chambres dans une couche supérieure à l'aplomb d'une couche inférieure déjà tracée *il faut toujours veiller avec le plus grand soin à superposer rigoureusement les tracés dans les deux couches.*

---

Fig. 7.

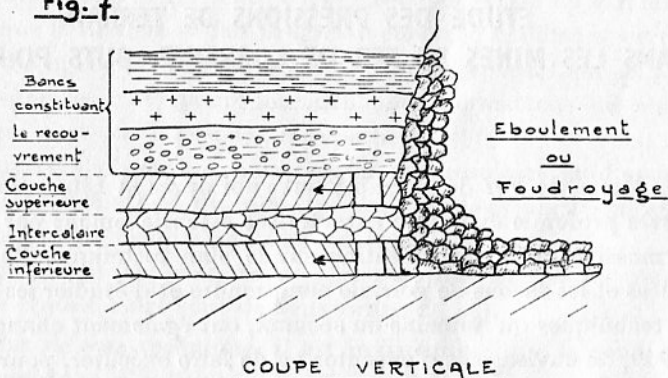
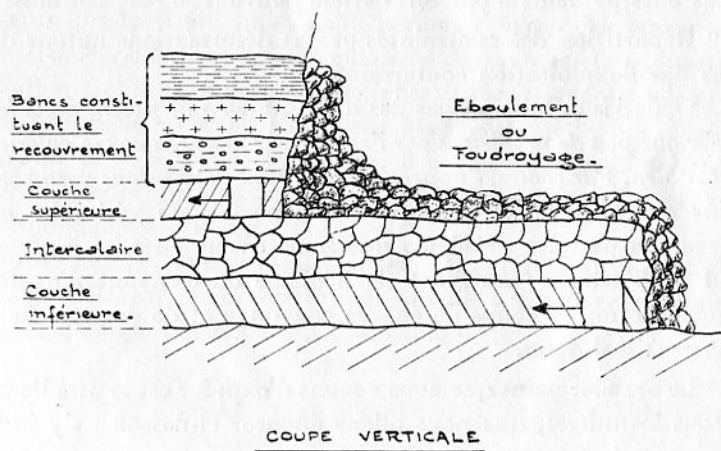


Fig. 8



## CHAPITRE IV

### ÉTUDE DES PRESSIONS DE TERRAIN DANS LES MINES DE FER DE LORRAINE. BUTS POURSUIVIS

Les Mines de Fer de Lorraine ont subi après la Libération, en 1945, une très profonde évolution caractérisée essentiellement par l'introduction massive de la mécanisation sur le plan technique. Parallèlement les idées et les façons de voir, de comprendre et d'étudier les problèmes, tant techniques qu'humains ou sociaux, ont également changé. A partir de 1949, on envisageait d'exécuter ou de faire exécuter, pour l'ensemble des Mines de Fer, plusieurs études de longue haleine.

L'une d'entre elles, les Pressions de Terrain, nous était confiée dans le cadre même du Service Technique de la Chambre Syndicale des Mines de Fer de France.

Les buts poursuivis par cette étude peuvent se résumer ainsi :

1<sup>o</sup> Répartition des contraintes et des déformations autour des vides créés par l'exploitation souterraine.

Les galeries et les traçages des « chambres » *ne posent dans les Mines de Fer que peu de problèmes car l'expérience montre que ces galeries « tiennent » bien. Par contre, l'approche d'un front de dépilage perturbe plus ou moins cet état d'équilibre* et provoque parfois de véritables coups de charge. Le premier problème que nous avons cherché à résoudre est celui de l'influence du front de dépilage en essayant d'expliquer les raisons d'être des coups de charge constatés et de dégager les moyens propres à les éviter.

2<sup>o</sup> Le premier point que nous venons d'exposer est le problème « clef » et tous les autres, que nous allons énoncer ci-dessous, s'y imbriquent plus ou moins :

- a) influence de l'orientation des galeries par rapport au fil de mine ;
- b) détermination du meilleur entr'axe des galeries parallèles ;
- c) étude de l'influence du boulonnage du toit ;
- d) influence du foudroyage — de la vitesse d'avancement des fronts — du pas des recoupes de dépilage ;
- e) étude des affaissements de terrain en vue de la protection des bâtiments de surface ; etc...

Le but final est donc la détermination de la meilleure méthode d'exploitation, dans le cas des Mines de Fer, en essayant de mettre en évidence le rôle précis de chacun des paramètres. C'est une étude de longue haleine et le présent rapport ne saurait donner des résultats complets et définitifs. Il faut plutôt y chercher une façon d'exposer les faits forçant les exploitants à réfléchir à leur problème. C'est en « remuant des idées » que la lumière se fait progressivement. Par ailleurs, certains éléments sont cependant indiscutables puisqu'ils reposent sur de nombreuses mesures et c'est pourquoi nous nous permettons de rédiger cette note qui n'est pas le résultat d'hypothèses.

Il nous arrivera cependant d'extrapoler nos résultats et d'avancer ainsi certaines affirmations qui n'ont pu être vérifiées par les mesures. Nous prendrons soin chaque fois d'en informer le lecteur.

Nous terminerons ce chapitre en insistant un peu sur les raisons d'être de ces études. Elles sont de deux ordres :

1<sup>o</sup> Au point de vue technique, il est indiscutable que la seule connaissance empirique d'un phénomène industriel ou non paralyse tous les progrès et freine considérablement les changements de méthode qui pourraient s'imposer.

La détermination de l'influence des divers paramètres, agissant par exemple sur une méthode d'exploitation, conduit inévitablement à une meilleure productivité puisqu'elle permet d'éviter les erreurs et de freiner considérablement les irrégularités de marche d'un quartier en exploitation. Sur le plan national, de telles études peuvent également conduire à une meilleure exploitation des gisements.

2<sup>o</sup> Au point de vue social et humain, il est nécessaire d'étudier et de rechercher les conditions assurant une meilleure sécurité et une meilleure ambiance de travail.

Un coup de charge, une pression anormale, conduisent inévitablement aux éboulements, à un surcroît de travail accompagné d'appréhension et malheureusement parfois d'accidents.

DEUXIÈME PARTIE

**PRESSIONS DE TERRAINS.  
MESURES. RÉSULTATS**

---

CHAPITRE V

**RAPPEL DES CONSIDÉRATIONS THÉORIQUES**

---

A l'heure actuelle, et à notre connaissance, il n'existe aucun matériau dont les propriétés mécaniques soient connues au point de pouvoir se passer d'hypothèses sur son comportement.

Pratiquement, toute théorie mécanique à l'heure actuelle découle donc de toute une série d'hypothèses plus ou moins vérifiées concernant les propriétés du matériau utilisé. Les solutions mathématiques sont par ailleurs souvent compliquées au point de nécessiter en plus des hypothèses simplificatrices. Ces hypothèses sont la plupart du temps pratiquement justifiées dans la mesure où elles jouent dans le sens des coefficients de sécurité.

Mais nous voyons tout de suite que la validité des conclusions n'est réelle que dans le cadre stricte des hypothèses retenues concernant les propriétés mécaniques d'un matériau déterminé. En conséquence tout essai d'analyse théorique ne peut être entrepris que du jour où l'on connaît parfaitement les caractéristiques mécaniques du matériau utilisé. Si l'on ne tient pas compte de cette restriction importante, les résultats obtenus risquent d'être appliqués dans un domaine où les hypothèses sont sans aucune valeur.

Nous reviendrons ultérieurement sur ces considérations lorsque nous parlerons du programme de nos recherches en cours.

A l'heure actuelle, la Mécanique Théorique des sols a divisé les matériaux rencontrés dans la nature en plusieurs catégories de matériaux

idéaux. Pour chacune de ces catégories de matériaux des lois mathématiques, empiriques ou expérimentales ont été établies. L'ingénieur chargé d'effectuer un projet doit donc commencer par chercher à connaître le matériau dont il dispose de façon à savoir à quelle catégorie de matériau idéal il peut faire appel.

Les principales catégories de sols idéaux sont :

— *les sols visqueux* tels que les vases. Le rôle de l'eau joue un rôle important dans de tels sols. Dans ce cas, il convient de combiner la plupart du temps la mécanique des solides à l'hydraulique appliquée.

— *les sols sans cohésion* tels que les sables parfaitement secs ou complètement immergés. Le comportement du matériau dénote une absence complète de liaison entre les différentes particules du sable.

Une tranchée creusée dans un tel sol ne peut subsister sans soutènement des parois verticales. La pente des parois devient égale à un certain angle connu sous le nom d'*angle de talus naturel*.

— *les sols cohérents* tels que les argiles et les sables humides. Ce sont les matériaux dont la résistance au cisaillement est indépendante du degré de déformation. La rupture de ces matériaux se produit par un cisaillement suivi d'écoulement plastique. Le terme écoulement plastique signifie qu'une déformation continue se poursuit sous charge constante. Une tranchée de quelques mètres de profondeur peut être creusée sans coffrage. Toutefois, dès que la profondeur de la tranchée dépasse une certaine valeur dépendant de l'intensité des liaisons entre les particules d'argile, les parois s'effondrent. On dit que la *cohésion* ou liaison entre les particules du sol a été détruite en certains endroits.

Désignons par le vocable *contrainte* la force agissant par unité de surface. On admet généralement pour de tels sols les conditions de rupture définies par l'équation de Coulomb :

$$T = C + Ntg \varphi$$

T = résistance au cisaillement par unité de surface.

N = composante normale de la contrainte agissant sur la section cisailée à condition que N soit une compression.

$\varphi$  = angle de frottement interne du matériau.

C = cohésion du matériau égale à la résistance au cisaillement par unité de surface lorsque N = 0

Autrement dit, on obtient la rupture lorsque :

$$T \geq C + Ntg \varphi$$



Pour les sols non cohérents, on a  $C = 0$

$$T \geq Ntg \varphi$$

Pour fixer les idées nous donnons quelques valeurs :

— Sable de Boulogne .....	$\varphi = 38^\circ$	$C = 0$
— Sable de Fontainebleau ....	$\varphi = 36^\circ$	$C = 0$
— Vase .....	$\varphi = 10^\circ$	$C = 50 \text{ g/cm}^2$
— Argile .....	$\varphi = 10^\circ \text{ à } 20^\circ$	$C = 200 \text{ g/cm}^2$
— Graisse consistante .....	$\varphi = 0$	$C = 10 \text{ à } 12 \text{ g/cm}^2$

Les sols dont nous venons de parler et que nous avons caractérisés par leurs conditions de rupture donnent avant de conduire à la rupture une courbe effort déformation présentant :

— d'abord un domaine élastique caractérisé par le fait que la branche de courbe effort déformation correspondant à la mise en tension se superpose à la branche de courbe effort déformation correspondant à la suppression de la tension.

— ensuite, un domaine où les déformations permanentes apparaissent. Ce domaine conduit lorsqu'on augmente suffisamment les contraintes à la rupture du matériau essayé.

Les sols dont nous venons de parler (sable, argile, etc.) présentent un domaine élastique d'autant plus réduit en général que la cohésion est plus faible. *Les roches que l'on rencontre dans nos Mines de Fer ont une cohésion beaucoup plus élevée et, en général, un domaine élastique assez étendu.* Nous trouvons ensuite un domaine où les déformations permanentes apparaissent. Enfin nous obtenons la rupture.

On est tenté alors de considérer les roches rencontrées dans les mines de Fer comme un matériau qui suit les lois régissant les contraintes et les déformations valables pour l'acier par exemple.

Les erreurs qui résultent d'une pareille analogie peuvent être considérables pour les raisons suivantes.

Toutes les roches sont des *corps fragiles*. En effet, les caractéristiques mécaniques relevées à la traction sont très différentes de celles relevées à la compression. Les roches des mines de fer n'échappent pas à cette règle et en particulier la résistance à la traction simple est presque toujours au moins dix fois moins élevée que celle obtenue en compression simple (Voir chap. III).

Nos roches sont en outre des *corps visco-élastiques*. Le temps pendant lequel les efforts s'exercent modifient souvent profondément les déformations et les contraintes. Outre le vieillissement extérieur qui conduit avec le temps au délitage des parties mises à découvert, la roche semble se dérober avec le temps aux contraintes. Il y a donc un certain fluage.

Le rôle de l'eau intersticielle n'est pas étranger à ce phénomène, mais il ne peut être question, dans l'état actuel de nos connaissances, d'élucider ce problème.

Enfin les roches de nos mines sont des *corps élasto-plastiques*. Avant d'arriver à la rupture on passe par un domaine non élastique où les déformations sont permanentes. On a souvent prétendu que le domaine plastique n'existait pas dans les roches soumises à effort. Ceci est exact si la roche n'est soumise qu'à une compression, cisaillement ou une traction simple. Mais si les échantillons sont soumis à des efforts triaxiaux, on observe une déformation plastique très prononcée. Les essais de Karmann, Goguel, etc... sont assez nets pour nous permettre d'être affirmatifs en ce domaine. Par contre, il serait absolument nécessaire de connaître à fond les lois de déformation dans le domaine plastique avec nos roches. En particulier l'influence de la contrainte intermédiaire qui peut être négligée avec les corps homogènes et isotropes n'a pas été encore précisée dans les roches.

Les roches des mines de fer *ont cependant un domaine élastique assez étendu et l'on ne commet pas d'erreur considérable en appliquant les calculs dérivés des théories de l'élasticité au moins pour le cas du creusement des galeries et des chambres.*

Enfin les calculs que nous allons exposer assez rapidement serviront surtout à montrer l'influence des différents facteurs sur la tenue des galeries. *Autrement dit, les calculs peuvent donner des lois régissant l'influence des différents facteurs, mais ces lois sont pour l'instant uniquement qualitatives.* Enfin, nous insistons sur le fait que nous nous sommes permis d'utiliser les théories de l'élasticité après de nombreux essais de mise en charge de roches de nos mines. Ces essais nous ont montré que pour des minerais calcaires, on pouvait assimiler sans erreur grossière les roches rencontrées à un matériau élastique jusqu'à 150 Kgs/cm<sup>2</sup> environ (voir chapitre n° VIII : « Essais aux Vérins plats »).

La profondeur de nos couches ne dépasse pas 250 mètres et les contraintes engendrées par le recouvrement en l'absence de toute excavation ne sauraient dépasser :

$$P = gh \rho \text{ (excepté au moment du défilage)}$$

$\rho$  = masse spécifique des roches de recouvrement.

$g$  = intensité de la pesanteur.

$h$  = hauteur du recouvrement.

Si  $h$  est en mètres et  $P$  en Kgs/cm<sup>2</sup> on a :

$$P = 0,23 h.$$

Pour un recouvrement de 250 m., on obtient environ :

$$P = 58 \text{ Kgs/cm}^2.$$

Pour un recouvrement de 200 m., cas le plus fréquent du bassin, on a :

$$P = 46 \text{ Kgs/cm}^2.$$

Cette force de compression est multipliée par 4 au grand maximum sur le pourtour des galeries dans la majorité des cas. Cette force de compression reste donc la plupart du temps dans le domaine élastique. Ceci est vrai pour les roches calcaires des mines de fer de Lorraine et avec leur recouvrement. On ne saurait donc étendre sans discriminations les conclusions que nous allons tirer à d'autres roches ou à des roches semblables mais situées à une profondeur plus grande.

### **Enoncé des lois qualitatives tirées des calculs théoriques**

Les roches du bassin ferrifère Lorrain sont disposées en bancs horizontaux d'épaisseurs très diverses et à caractéristiques très différentes. Si nous prenons la couche grise du bassin nous voyons la plupart du temps qu'elle est surmontée d'un complexe crassin-jaune principale plus ou moins épais plus dur que la couche grise. Ce complexe est lui-même surmonté de bancs de marnes assez épais et beaucoup plus tendres que la couche grise, etc...

Autrement dit, on peut grossièrement assimiler le massif dans lequel les galeries des mines de fer sont creusées à un *massif stratifié*.

Dans les cas où la couche est très épaisse et la galerie petite par rapport à l'épaisseur de la couche on peut alors appliquer les calculs des massifs non stratifiés. Il en est de même lorsque les bancs encaissant la couche ont des caractéristiques mécaniques identiques à celles de la couche sans plan net de stratification. C'est un cas assez rare dans le Bassin qui se rencontre cependant dans les couches siliceuses.

Ces dernières considérations conduisent donc à considérer dans les calculs basés sur la théorie de l'élasticité deux domaines d'application très différentes dans les mines de fer :

- 1<sup>o</sup> massif non stratifié,
- 2<sup>o</sup> massif stratifié.

Les autres domaines d'application (massifs non cohérents ou pulverscelents, massifs plastifiés, etc...) sont des cas limités que l'on rencontre très rarement dans nos mines, au cours du défilage surtout dans les couches tendres. Le manque de données précises en ces domaines nous oblige à ne pas traiter la question.

### A) Massif non stratifié

On traite facilement le cas de la galerie circulaire et elliptique par le calcul. Pour les autres formes de galeries nous avons fait appel à la Photoélasticité.

Avant de poursuivre cet exposé, nous allons rappeler quelques définitions importantes en élasticité :

*Le Module d'Elasticité.* — Il est désigné par E. Supposons un cube de matériau soumis à une compression F sous les plateaux d'une presse. Le cube va se raccourcir dans le sens où agit F d'une quantité évaluée en valeur relative  $\frac{\Delta l}{l}$ , l étant la longueur des arêtes du cube. On a

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{F}{E}$$

Pour une contrainte donnée, plus E est grand plus la déformation résultant de cette contrainte sera petite. C'est le coefficient qui permet de calculer l'effort F si on connaît  $\frac{\Delta l}{l}$  et inversement.

Nous donnons ici quelques valeurs de E.

Matériau	Valeur de E
Acier .....	2.000.000 kg/cm <sup>2</sup>
Fonte .....	1.000.000 kg/cm <sup>2</sup>
Aluminium .....	675.000 kg/cm <sup>2</sup>
Minerai de fer .....	100.000 à 500.000 kg/cm <sup>2</sup>
Béton.....	200.000 à 400.000 kg/cm <sup>2</sup>
Chêne .....	100.000 kg/cm <sup>2</sup>
Pin.....	90.000 kg/cm <sup>2</sup>

*Le coefficient de Poisson.* — Il est désigné par  $\sigma$ . Lorsque la force de F agit sur le cube nous avons vu que le cube était soumis à une contraction  $\frac{\Delta l}{l}$  dans le sens où agit F, soit OZ. Dans le sens perpendiculaire, c'est-à-dire dans un plan parallèle à OXY, perpendiculaire à OZ le cube est soumis à une dilatation  $\frac{\Delta l'}{l}$ .

Le rapport des déformations transversales à la déformation longitudinale s'appelle coefficient de Poisson.

$$\sigma = \frac{\frac{\Delta l'}{l}}{\frac{\Delta l}{l}} = \frac{\Delta l'}{\Delta l}$$

$\sigma$  varie entre 0 et 0,5. Plus E est grand plus le coefficient de Poisson est petit. Quant  $E = \infty$ ,  $\sigma = 0$ , tout au moins pour les solides. Les liquides sont presque incompressibles, ils ont des coefficients de Poisson très voisins ou égaux à 0,5.

*Le coefficient de transmission des efforts.* Il est désigné par K. Si le cube est soumis à 3 contraintes :  $N_x$ ,  $N_y$  et  $N_z$  on a en élasticité les trois déformations :  $ex$ ,  $ey$  et  $ez$ .

$$\begin{aligned} ex &= \frac{l}{E} [N_x - \sigma (N_y + N_z)] \\ ey &= \frac{l}{E} [N_y - \sigma (N_x + N_z)] \\ ez &= \frac{l}{E} [N_z - \sigma (N_x + N_y)] \end{aligned} \quad (1)$$

Supposons que ce cube élémentaire soit situé dans un massif de roche élastique, homogène et isotrope à une certaine profondeur et qu'il soit soumis aux contraintes dues au recouvrement. Soit  $N_z$  la contrainte verticale,  $N_x$  et  $N_y$  les contraintes horizontales. On a de même, les déformations correspondantes  $ez$ ,  $ex$  et  $ey$ .

Le milieu étant élastique, homogène et isotrope, on a :  $N_x = N_y$

D'autre part, le cube de roche étant emprisonné dans le massif qui lui aussi est soumis en tout lieu à la contrainte  $N_z$ , on a :  $ex = ey = 0$

La deuxième ou la troisième équation (1) donne :

$$\begin{aligned} ey = 0 &= \frac{1}{E} N_y - \sigma N_y - \sigma N_z \\ \text{d'où } N_z &= \frac{(1 - \sigma)}{\sigma} N_y \\ \frac{N_y}{N_z} &= K = \frac{\sigma}{1 - \sigma} = \frac{N_x}{N_z} \end{aligned} \quad (2)$$

En tout point du massif du fait de l'existence de  $N_z$ , on a  $N_x = N_y = KN_z$ .

Si  $\sigma = 0,5$ , on a  $K = 1$ , ce qui correspond à une pression hydrostatique.

#### 1° GALERIES CIRCULAIRES. CONTRAINTES

Soit une galerie circulaire tracée dans un terrain homogène isotrope et élastique à une profondeur égale ou supérieure à quatre fois son diamètre.

Nous appelons P la charge des terrains susjaccents en un point situé à la hauteur de l'axe de la galerie.

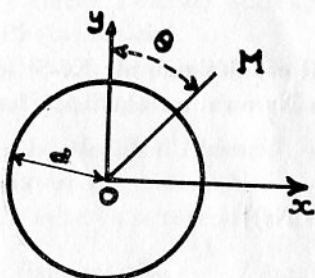
P est évalué en Kgs/cm<sup>2</sup>.

M un point quelconque du massif entourant la galerie.

$\theta$  angle que fait la droite OM avec l'axe des y.

a rayon de la galerie.

r distance OM.



Les contraintes en chaque point M seront évaluées suivant la direction OM soit Nr ou contrainte radiale et suivant la perpendiculaire en M à OM soit N $\theta$  tangentielle. On a ensuite la contrainte Nz dirigée perpendiculairement au plan formé par N $\theta$  et Nr.

Soit K, le coefficient de transmission horizontal des efforts défini par :

$$K = \frac{\sigma}{1 - \sigma}$$

$\sigma$  = coefficient de Poisson.

Les calculs établis par divers auteurs donnent les contraintes Nr N $\theta$  et T contrainte de cisaillement.

$$(3) \left\{ \begin{array}{l} Nr = \frac{P}{2} (1 + K) \frac{r^2 - a^2}{r^2} + \frac{P}{2} (1 - K) \left( 1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta. \\ N\theta = \frac{P}{2} (1 + K) \frac{r^2 + a^2}{r^2} - \frac{P}{2} (1 - K) \left( 1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta. \\ T = \frac{P}{2} (1 - K) \left( -1 - 2 \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta. \end{array} \right.$$

Considérons tout d'abord le pourtour de la galerie. On a alors : r = a et Nr = 0 = T

$$(4) \quad N\theta = P(1 + K) - 2P(1 - K) \cos 2\theta.$$

La résolution de cette équation (4), permet de tirer les conclusions suivantes :

1<sup>o</sup> Les zones intéressées par des contraintes tangentielles de traction les plus nuisibles sont situées à la clef de voûte et à la sole de la galerie.

2<sup>o</sup> Plus le coefficient de Poisson augmente, plus l'étendue de la zone subissant une traction diminue. Quand le coefficient de Poisson dépasse

la valeur 0,25, il n'y a plus de zone tractée, toutes les contraintes tangentiellles sont des compressions.

3° L'étendue de cette zone de traction est indépendante de la valeur de  $a$ , rayon de la galerie.

Les valeurs des contraintes tangentiellles sur le pourtour de la galerie sont indépendantes des dimensions de la galerie.

Les lois de variations des contraintes  $N_r$  et  $N_\theta$  sont connues depuis longtemps.

A) Le long de l'axe des X.

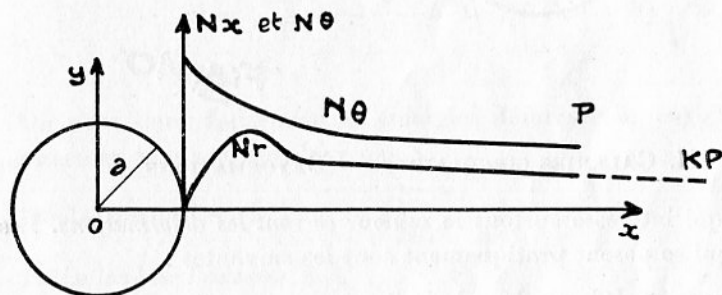


Fig. 9

En discutant les deux premières équations (3), on tire les conclusions suivantes valables sur l'axe OX.

1°  $N_\theta$  ou contrainte tangentielle est maximum en bordure de galerie et sa valeur est :

$$N_\theta = 3 P - KP$$

et  $N_\theta$  varie donc de  $3P$ , cas où  $\sigma = 0$  (c'est le cas de la compression simple sans compression latérale) à  $2P$  ; cas où  $\sigma = 0,5$  (c'est le cas où la pression est hydrostatique).

Ensuite  $N_\theta$  décroît jusqu'à la valeur  $KP$ .

2°  $N_r$  ou tension radiale part de zéro sur le pourtour de la galerie passe par un maximum, puis tend asymptotiquement à la valeur  $KP$ .

B) Le long de l'axe des Y.

Comme nous l'avons déjà dit  $N_\theta$  peut être négatif (c'est-à-dire traction) sur le bord de la galerie si  $\sigma$  est inférieur à 0,25.

$N_r$  part de 0 sur le bord de la galerie et croît jusqu'à la valeur asymptotique  $P$ .

$N_\theta$  passe par un maximum et tend vers la valeur asymptotique  $KP$ .

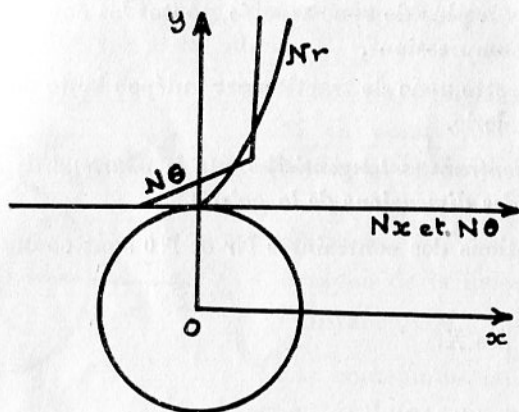


Fig. 10

## II. GALERIES CIRCULAIRES — DÉFORMATIONS

Mais ce qui intéresse surtout le mineur *ce sont les déformations*. Les questions qui se posent pratiquement sont les suivantes :

- a) Comment se déforme la galerie ?
- b) Comment éviter ces déformations si elles doivent conduire à la rupture de la roche ?

Ces questions n'ont jamais été traitées à notre connaissance et nous nous proposons de les exposer ici.

*Comment se déforme une galerie circulaire ?*

1° *Le long de l'axe des X :*

Pour évaluer ces déformations, il faut se souvenir que la galerie est creusée dans un massif soumis à contrainte avant formation de la galerie.

Le long de l'axe des X par exemple, la contrainte  $N_r$  varie de KP (état de contrainte avant le creusement de la galerie) à la valeur  $N_r$  donnée par les équations (3) (état de contrainte après le creusement de la galerie). De même  $N_0$  va passer de la valeur P à la valeur donnée par les équations (3) et  $N_z$  passera de KP à la valeur de  $\sigma (N_r + N_0)$ ,  $N_r$  et  $N_0$  étant donnés par les équations (3). Les déformations qui vont résulter de ces variations de la valeur des contraintes  $N_r$ ,  $N_0$  et  $N_z$  seront évidemment différentes de celles qui résulteraient d'une mise en charge après le creusement de la galerie. Autrement dit, les variations de contraintes calculées *le long de l'axe des X* sont :



$$(4) \left\{ \begin{aligned} \Delta N_r &= -KP + \frac{P}{2} (1+K) \frac{r^2 - a^2}{r^2} - \frac{P}{2} (1-K) \left( 1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \\ \Delta N_\theta &= -P + \frac{P}{2} (1+K) \frac{r^2 + a^2}{r^2} + \frac{P}{2} (1-K) \left( 1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \\ \Delta N_z &= -KP + \sigma (Nr + N\theta) = 2\sigma P (1-K) \frac{a^2}{r^2} \end{aligned} \right.$$

Les déformations sur l'axe des X qui résultent de ces variations de contrainte sont les suivantes :

$$\left. \begin{aligned} er &= \frac{\Delta N_r}{E} - \frac{\sigma}{E} [\Delta N_\theta + \Delta N_z] = E_x \\ e\theta &= \frac{\Delta N_\theta}{E} - \frac{\sigma}{E} [\Delta N_r + \Delta N_z] = E_y \\ ez &= 0 \end{aligned} \right\} (5)$$

On peut donc facilement calculer les déformations résultant de la poussée au vide suivant l'axe des X.

$$\text{Déplacement vers le vide} = \int_{r=a}^{r=\infty} er \, dr$$

2<sup>o</sup> *Le long de l'axe des Y.*

On pourra effectuer les mêmes calculs le long de l'axe des Y

$$\left\{ \begin{aligned} \Delta N_r &= -P + \frac{P}{2} (1+K) \frac{r^2 - a^2}{r^2} + \frac{P}{2} (1-K) \left( 1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \\ \Delta N_\theta &= -KP + \frac{P}{2} (1+K) \frac{r^2 + a^2}{r^2} - \frac{P}{2} (1-K) \left( 1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \\ \Delta N_z &= -KP + \sigma (Nr + N\theta) = -2\sigma P (1-K) \frac{a^2}{r^2} \end{aligned} \right.$$

On peut calculer les déformations en chaque point de l'axe X.

$$\begin{aligned} er &= \frac{\Delta N_r}{E} - \sigma \frac{\Delta N_\theta}{E} - \sigma \frac{\Delta N_z}{E} \\ Eer &= -KP + \frac{P}{2} (1+K) - \frac{P}{2} (1-K) \frac{a^2}{r^2} - \frac{P}{2} (1-K) + \\ &+ \frac{P}{2} (1-K) \frac{4a^2}{r^2} - \frac{P}{2} (1-K) \frac{3a^4}{r^4} + \sigma P - \frac{\sigma P}{2} (1+K) \\ &- \frac{\sigma P}{2} (1+K) \frac{a^2}{r^2} - \frac{\sigma P}{2} (1-K) - \frac{\sigma 3P}{2} (1-K) \frac{a^4}{r^4} - \\ &- 2\sigma^2 P (1-K) \frac{a^2}{r^2} \end{aligned}$$

Les termes indépendants de  $r$  s'annulent.

$$\begin{aligned}
 E \, er &= \frac{P}{2} \frac{a^2}{r^2} [4(1-K) - (1+K) - \sigma(1+K) - 4\sigma^2(1-K)] - \\
 &\quad - \frac{3P}{2} \frac{a^4}{r^4} [1-K][1+\sigma] \\
 &= \frac{P}{2} \frac{a^2}{r^2} [4(1-K)(1-\sigma^2) - (1+K)(1+\sigma)] - \\
 &\quad - \frac{3P}{2} \frac{a^4}{r^4} (1-K)(1+\sigma) \\
 (6) \ E \int_{r_0}^{r_1} er \, dr &= \left| -\frac{P}{2} \frac{a^2}{r} [4(1-K)(1-\sigma^2) - (1+K)(1+\sigma)] + \right. \\
 &\quad \left. + \frac{P}{2} \frac{a^4}{r^3} (1-K)(1+\sigma) + C \right|_{r_0}^{r_1}
 \end{aligned}$$

De même, le long de l'axe des  $Y$  on a :

$$\begin{aligned}
 er &= \frac{\Delta Nr}{E} - \sigma \frac{\Delta N\sigma}{E} - \sigma \frac{\Delta Nz}{E} \\
 Eer &= -P + \frac{P}{2}(1+K) - \frac{P}{2}(1+K) \frac{a^2}{r^2} + \frac{P}{2}(1-K) - \\
 &\quad - \frac{P}{2}(1-K) \frac{4a^2}{r^2} + \frac{P}{2}(1-K) \frac{3a^4}{r^4} \\
 &\quad + \sigma KP - \sigma \frac{P}{2}(1+K) - \sigma \frac{P}{2}(1+K) \frac{a^2}{r^2} + \sigma \frac{P}{2}(1-K) + \\
 &\quad + \sigma \frac{P}{2}(1-K) \frac{3a^4}{r^4} + 2\sigma^2 P(1-K) \frac{a^2}{r^2}
 \end{aligned}$$

Les termes indépendants de  $r$  s'annulent.

$$\begin{aligned}
 E \, er &= \frac{3P}{2} \frac{a^4}{r^4} (1-K)(1+\sigma) - \frac{P}{2} \frac{a^2}{r^2} [(1+K)(1+\sigma) + \\
 &\quad + 4(1-K)(1-\sigma^2)] \\
 (7) \ E \int_{r_0}^{r_1} er \, dr &= \left| -\frac{P}{2} \frac{a^4}{r^3} (1-K)(1+\sigma) - \frac{P}{2} \frac{a^2}{r} [(1+K)(1+\sigma) + \right. \\
 &\quad \left. + 4(1-K)(1-\sigma^2)] + G \right|_{r_0}^{r_1}
 \end{aligned}$$

Pour avoir les déplacements totaux vers le vide, il suffit d'intégrer entre  $r_0 = a$  et  $r_1 = \infty$

Les différents déplacements vers le vide sont donnés dans le tableau suivant pour les différentes valeurs du coefficient de Poisson  $= \sigma$ .

K	$\sigma$	Déplacement vers le vide des parements calculé le long de OX	Déplacement vers le vide du toit ou du mur calculé le long de OY
0	0	$+ \frac{Pa}{E}$	$- 2 \frac{Pa}{E}$
0,1111	0,1	$+ 0,71177 \frac{Pa}{E}$	$- \frac{Pa}{E} 1,834$
0,25	0,2	$+ 0,40 \frac{Pa}{E}$	$- \frac{Pa}{E} 1,74$
0,333	0,25	0	$- 1,6166 \frac{Pa}{E}$
0,5	0,333	$- 0,5555 \frac{Pa}{E}$	$- 1,5555 \frac{Pa}{E}$
0,666	0,4	$- 0,83999 \frac{Pa}{E}$	$- 1,4933 \frac{Pa}{E}$
0,818	0,45	$- 0,8963 \frac{Pa}{E}$	$- 1,4763 \frac{Pa}{E}$
1	0,5	$- 1,5 \frac{Pa}{E}$	$- 1,5 \frac{Pa}{E}$

Le signe — signifie que la roche se dilate vers le vide.

Le signe + signifie que la roche se rétracte vers le massif.

### Exemple numérique.

Soit une galerie circulaire soumise, du fait du recouvrement, à une pression verticale de 100 Kgs/cm<sup>2</sup>. Elle est creusée dans un massif rocheux dont le coefficient de Poisson est  $\sigma = 0,4$  et dont le module d'élasticité est  $E = 100.000$  Kgs/cm<sup>2</sup>.

De ce fait, elle est soumise à une pression horizontale de :

$$0,6666 \times 100 \text{ Kgs/cm}^2 = 66,66 \text{ Kgs/cm}^2$$

1° Galerie ayant un rayon de 2 mètres :

Déplacement du parement

$$\text{vers le vide} = \frac{-0,8399 \times 200 \times 100}{100.000} = -0,168 \text{ cms.}$$

Déplacement du toit

$$\text{vers le vide} = \frac{-1,4933 \times 200 \times 100}{100.000} = -0,298 \text{ cms.}$$

2° Galerie ayant un rayon de 3 mètres :

Déplacement du parement

$$\text{vers le vide} = -0,252 \text{ cms.}$$

Déplacement du toit

$$\text{vers le vide} = -0,448 \text{ cms.}$$

Les galeries circulaires creusées en massif homogène présentent donc deux types de déformations représentées par les figures n° 11 et n° 12.

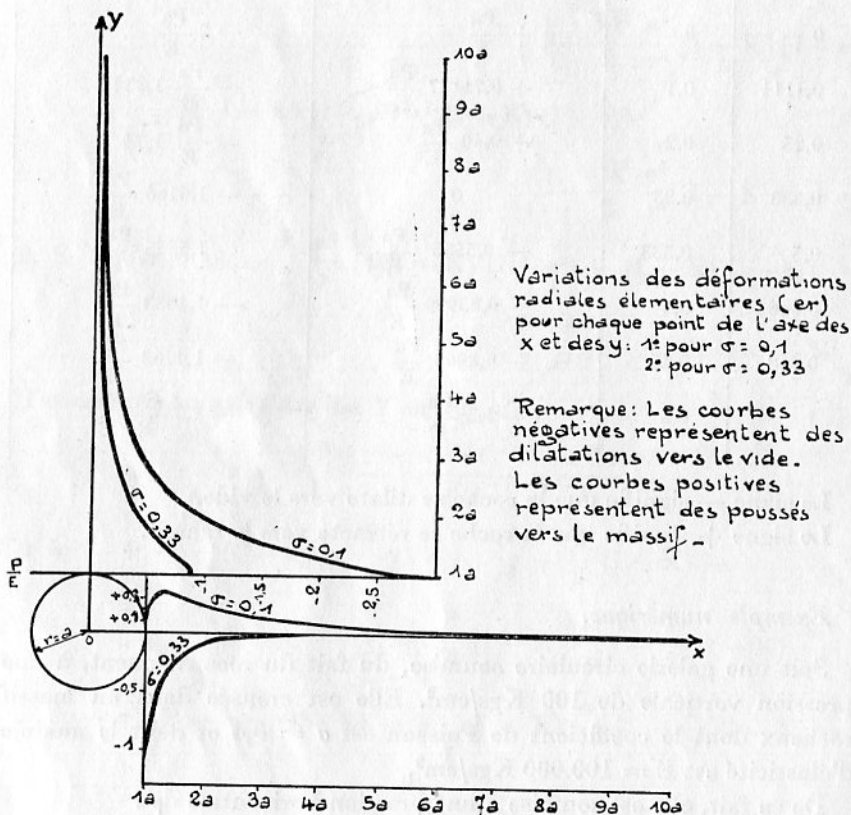


Fig. 11

— Si le coefficient de Poisson est faible, c'est-à-dire inférieur à 0,25, ce qui correspond aux roches dures, la galerie s'allonge horizontalement et se rétrécit verticalement. Les courbes de déformations montrent que les maximum de déformation ont lieu non pas sur les bords de la galerie mais à l'intérieur du massif. Il y a donc accumulation d'énergie élastique autour de ces maximum qui sont sans doute à l'origine des coups de toit et des coups de parements. Ils surviennent lorsque cette accumulation est suffisamment grande.

— Si le coefficient de Poisson est grand, c'est-à-dire supérieur à 0,25 ce qui correspond aux roches tendres, la galerie se rétrécit dans toutes les directions. Dans ce cas, il peut être nécessaire de soutenir non

seulement le toit mais également les parements. Les maximum de déformation ont lieu sur les bords de la galerie et il ne peut plus y avoir d'accumulation d'énergie intempestive.

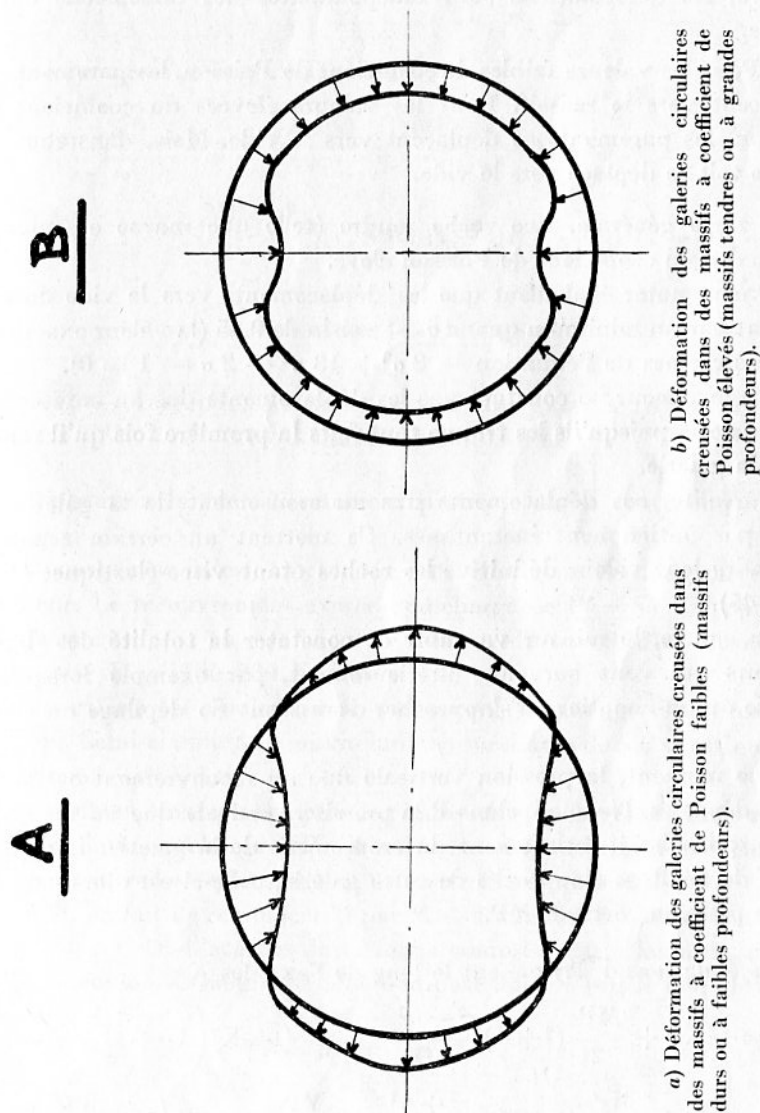


FIG. n° 12

CONCLUSIONS — Dans une galerie circulaire creusée en massif homogène

1° Les déplacements du toit vers le vide sont toujours plus importants que les déplacements du parement et le toit se détruira toujours avant les parements.

2° Les déplacements, en valeur absolue, des toits et parements sont fonction des dimensions de la galerie. Plus ces dimensions sont grandes, plus grands seront les déplacements en valeur absolue. Mais en valeur relative, les déformations sont indépendantes des dimensions de la galerie.

3° Pour les valeurs faibles du coefficient de Poisson, les parements se déplacent vers le massif. Pour les valeurs élevées du coefficient de Poisson, les parements se déplacent vers le vide. Mais, dans tous les cas, le toit se déplace vers le vide.

En règle générale, une roche tendre (telle que marne et minerai siliceux) a un coefficient de Poisson élevé.

On peut noter également que les déplacements vers le vide du toit passent par un minimum quand  $\sigma$  est voisin de 0,45 (la valeur exacte est une des racines de l'équation  $-8\sigma^3 + 13\sigma^2 - 2\sigma - 1 = 0$ ).

Mais le mineur ne constate pas les déplacements dus au creusement de la galerie puisqu'ils les trouve tout faits la première fois qu'il rentre dans la galerie.

En réalité, ces déplacements dus au creusement de la galerie ne sont pas entièrement instantanés. Ils mettent un certain temps à atteindre leur valeur définitive les roches étant visco-élastiques (Voir page 45).

Par contre, le mineur va subir et constater la totalité des déplacements qui vont survenir ultérieurement, par exemple lorsqu'une galerie ou un chantier va s'approcher d'un front de défilage ou d'une taille.

A ce moment, la pression verticale due au recouvrement est largement dépassée. Nous appelons P la pression verticale due au recouvrement qui agissait au moment du creusement de la galerie. Lorsqu'un front de défilage s'approche de cette galerie, celle-ci est alors soumise à une pression verticale MP.

Les équations 4 deviennent le long de l'axe des X

$$\Delta N_r = -KP + \frac{MP}{2}(1+K) \frac{r^2 - a^2}{r^2} - \frac{MP}{2}(1-K) \left( 1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right)$$

$$\Delta N_\theta = -P + \frac{MP}{2}(1+K) \frac{r^2 + a^2}{r^2} + \frac{MP}{2}(1-K) \left( 1 + \frac{3a^4}{r^4} \right)$$

$$\Delta N_z = -KP + \sigma(N_r + N_\theta) = -KP + \sigma MP(1+K) + 2MP\sigma(1-K) \frac{a^2}{r^2}$$

On en tire les déformations grâce aux équations 5 qui donnent le long de l'axe des X

$$(8) \int_{r_0}^{r_1} er \, dr = u = \frac{1}{E} \left| - \frac{MP}{2} \frac{a^2}{r} [4(1-K)(1-\sigma^2) - (1+K)(1+\sigma)] + \right. \\ \left. + \frac{MP}{2} \frac{a^4}{r^3} (1-K)(1+\sigma) + G \right|_{r_0}^{r_1}$$

On a de même le long de l'axe des Y

$$(9) \int_{r_0}^{r_1} er \, dr = u = \frac{1}{E} \left| - \frac{MP}{2} \frac{a^4}{r^3} (1-K)(1+\sigma) + \right. \\ \left. + \frac{MP}{2} \frac{a^2}{r} [(1+K)(1+\sigma)r^4(1-K)(1-\sigma^2)] + G \right|_{r_0}^{r_1}$$

\* \* \*

### III. — APPLICATIONS DES DONNÉES DU CALCUL THÉORIQUE AUX GALERIES CIRCULAIRES

L'application la plus directement pratique est le soutènement suspendu.

Supposons une galerie circulaire ayant un rayon de deux mètres de longueur. Le recouvrement exerce une charge de  $P = 50 \text{ Kgs/cm}^2$ . La roche encaissante a un coefficient de Poisson de  $\sigma = 0,33$  et un module d'élasticité  $E = 100.000 \text{ Kgscm}^2$ .

Cette galerie est boulonnée au toit avant le passage d'un front de défilage. Celui-ci induit au maximum une surcharge de  $5P$  sur la galerie. On a donc ici  $M = 5$ .

Les boulons étant posés après le creusement de la galerie mais avant le début de la surcharge  $MP$ , ils subissent une déformation égale à la différence entre les équations 6 et 8 et entre les équations 7 et 9.

Il suffit en fait de remplacer  $M$  par  $M - 1$  dans les équations 8 et 9.

Appelons  $U$  la dilatation de la roche comprise entre les deux extrémités du boulon de longueur  $l$  (boulon posé dans le toit le long de l'axe des Y).

$$u = \left| - \frac{(M-1)}{2} \frac{P}{E} \frac{a^4}{r^3} (1-K)(1+\sigma) + \right. \\ \left. + \frac{(M-1)}{2} \frac{P}{E} \frac{a^2}{r} [(1+K)(1+\sigma) + 4(1-K)(1-\sigma^2)] + G \right|_{r_0=a}^{r_1=a+b}$$

Si nous appelons  $Q$  la charge supportée par le boulon d'ancrage par  $\text{cm}^2$  du fait de la dilatation de la roche,

- $E_a$  le module d'élasticité de l'acier utilisé dans le boulon d'ancrage,  
 $E$  le module d'élasticité du rocher,  
 $S_a$  Section du boulon d'ancrage en  $\text{cm}^2$   
 $St$  Surface du toit soutenue par le boulon en  $\text{cm}^2$   
 $l$  Longueur du boulon,  
 $Q_a$  La charge appliquée au boulon ou moment de la pose du boulon (serrage à la clef à choc). C'est la précontrainte du boulon.

Quand le terrain compris entre les deux extrémités du boulon se dilate, la charge supportée par le boulon est donc de

$$Q + Q_a \text{ Kgs/cm}^2$$

On connaît  $Q_a$  et on veut calculer  $Q$ . Nous écrivons que la dilatation du terrain diminuée du tassement du terrain provenant de la compression induite par le boulon est égale à l'allongement du boulon due à la dilatation du terrain.

$$10 \quad u - (Q + Q_a) \frac{S_a}{St} \cdot \frac{l}{E} = \frac{l}{E_a} \cdot Q$$

Cette équation n'est pas rigoureusement exacte car nous avons assimilé le volume intéressé par un boulon à un cylindre alors qu'en réalité, dans une galerie circulaire, il s'agit d'un tronc de cône à bases sphériques.

D'autre part, la compression induite par un boulon d'ancrage dans le volume de roche intéressé par ce boulon n'est certainement pas uniforme. Enfin, le calcul de  $U$  a été établi à partir d'un régime de contrainte où  $Nr$  est nul sur le pourtour de la galerie, ce qui n'est pas le cas avec le soutènement suspendu.

Mais ces approximations ne changent en rien les lois qualitatives que l'on peut déduire de cette équation. Mais les contraintes  $Nr$  induites par les boulons avec la densité de pose adoptée actuellement sont pratiquement négligeables. Avec des boulons posés tous les deux mètres carrés et serrés à 10 tonnes, on obtient à peine en moyenne une contrainte  $Nr$  de 0,5 Kg par  $\text{cm}^2$ .

Supposons, pour fixer les idées, que le boulon agisse par l'intermédiaire d'une plaque de 400  $\text{cm}^2$  de surface et que la précontrainte du boulon soit de 10 tonnes, la section du boulon étant de 5  $\text{cm}^2$ .

Lorsque le boulon a deux mètres de longueur, on a  $U = 0,2611$

$$0,2611 - (Q + 2.000) \frac{5}{4.10^2} \cdot \frac{2.10^2}{.10^5} = Q \frac{2.10^2}{2.10^6}$$



$Q = 1688 \text{ Kgs/cm}^2$ . La tige a augmenté sa contrainte de  
 $1.688 \times 5 = 8.440 \text{ Kgs}$ .

$$5 Q + 5 Qa = 18,44 \text{ tonnes.}$$

Supposons que la plaque d'acier de  $400 \text{ cm}^2$  de surface soit remplacée par un chapeau de bois ayant une surface d'appui de  $70 \times 20 = 1.400 \text{ cm}^2$

$Q = 2.304 \text{ Kgs/cm}^2$ . La tige a augmenté sa contrainte de

$$2.304 \times 5 = 11.520 \text{ Kgs} \quad 5 Q + 5 Qa = 21,520 \text{ T.}$$

En réalité, la tige a augmenté de longueur de 20 cms (épaisseur du chapeau).

$$Q = 2.107 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$5 Q + 5 Qa = 20,535 \text{ T.}$$

Supposons que la précontrainte  $Qa = 0$  et que la surface de la plaque soit de nouveau de  $400/\text{cm}^2$  :

$$Q = 2.088 \text{ Kgs/cm}^2 \quad 5 Q = 10.440 \text{ Kgs}$$

$$5 Q + 5 Qa = 10,440 \text{ T.}$$

Lorsque le boulon a *trois mètres de longueur*, on a  $U = 0,3285 \text{ cms}$  en conservant la plaque de  $400 \text{ cm}^2$  avec une précontrainte de 10 tonnes.

$$0,3285 - (Q + 200) \frac{5}{4.10^2} \cdot \frac{3.10^2}{10^5} = Q \cdot \frac{3.10^2}{2.10^6}$$

$$Q = 1.352 \text{ Kgs} \quad 5 Q = 6.760 \text{ Kgs}$$

$$5 Q + 5 Qa = 16,760 \text{ tonnes.}$$

Lorsque le boulon a *un mètre de longueur*, on a  $U = 0,1975 \text{ cms}$ . En conservant la plaque de  $400 \text{ cm}^2$  avec une précontrainte de 10 tonnes

$$0,1975 - (Q + 2.000) \frac{5}{4.10^2} \cdot \frac{1.10^2}{10^5} = Q \cdot \frac{10^2}{2.10^6}$$

$$Q = 3.120 \text{ Kgs} \quad 5 Q = 15.600 \text{ Kgs}$$

$$5 Q + 5 Qa = 25, 600 \text{ T.}$$

*De tous ces calculs, on a tiré les conclusions suivantes :*

1° Il y a intérêt à *utiliser des boulons aussi longs que possible*. Plus ils sont courts, plus ils subiront d'efforts. Plus les dimensions de la galerie sont grandes, plus les boulons doivent être longs.

2° Il y a intérêt à *utiliser une précontrainte assez réduite*. Si elle est élevée, à la moindre dilatation du terrain le boulon risque de casser. Par ailleurs, la valeur de cette précontrainte a peu d'influence sur la dilatation ultérieure des terrains tout au moins avec les précontraintes réalisables actuellement.

3° Nous pensons cependant que le serrage à la clef à choc est indispensable pour vérifier d'une part la bonne tenue du boulon et pour éliminer d'autre part, tous les glissements consécutifs à la mise en place du boulon. Ceci nécessite un serrage énergique mais heureusement, dans la plupart de nos terrains, la tension de serrage diminue fortement dans les heures qui suivent la mise en place. Ceci est dû au fluage des terrains. Si ce phénomène n'existait pas, il y aurait intérêt à desserrer les boulons après la mise en place.

4° Pour diminuer les efforts subis par les boulons et dus à la dilatation des terrains.

a) Il y aurait intérêt à ce que le boulon puisse coulisser légèrement sous un effort constant légèrement inférieur à la limite d'élasticité de la tige.

Si l'ancrage est tel qu'il ne puisse coulisser légèrement, le boulon subira tous les efforts dus à la dilatation du terrain.

b) Il y a intérêt à utiliser des chapeaux de bois susceptibles de s'écraser afin de réduire les allongements subis par la tige. Ceci n'est possible que pour les boulons posés pour un temps limité. Mais ceci pourrait être réalisé avec des plaques d'acier légèrement convexes et assez minces pour pouvoir se déformer sous charge constante.

5° Il y a intérêt à utiliser des boulons dont l'acier a un coefficient d'allongement élevé.

D'après ces calculs, il semble que les boulons ne fassent que maintenir en place les blocs et placages lâchés, mais ils seraient incapables, tout au moins à partir d'une certaine valeur des contraintes, d'empêcher la dilatation des terrains donc la formation des placages. Pour éviter ce phénomène, il faudrait des précontraintes pratiquement irréalisables et un nombre de boulons très élevés par unité de surface de toit découvert.

Nous reviendrons sur ce point dans le chapitre consacré au rôle du boulonnage.

\* \* \*

#### GALERIES DE FORME ELLIPTIQUE

La galerie de forme circulaire n'est presque jamais réalisée, mais elle permet d'aborder le calcul et de mettre ainsi en évidence les lois qualitatives qui régissent les phénomènes relatifs aux déformations autour des galeries.

On peut de même effectuer des calculs identiques autour des galeries de formes elliptiques. Ils sont repris par nous en partie en supposant

$N_z = 0$  dans le Chapitre concernant les essais de vérins plats. Il suffirait d'ajouter ici la contrainte  $N_z = \sigma (N_z + N_y)$  et d'effectuer les calculs correspondants qui sont longs et fastidieux.

Comme les galeries elliptiques sont rarement employées sauf lors du creusement de certains tunnels, nous n'aborderons pas cette question dans le détail.

Nous rappellerons cependant auparavant les formules qui donnent les tensions tangentielle sur le pourtour des galeries elliptiques ( $b$  étant le demi-axe vertical et  $a$  étant le demi-axe horizontal).

A la clef de voûte, la valeur de la tension tangentielle est

$$N_{\theta} = \left( 2K \frac{b}{a} + K - 1 \right) P$$

Au niveau du petit axe, la valeur de la tension tangentielle est

$$N_{\theta} = \left( 2 \frac{a}{b} - K + 1 \right) P$$

Ce qu'il faut éviter autant que possible, c'est d'avoir une zone où la contrainte tangentielle est négative, c'est-à-dire où elle est une traction. Ceci conduit à avoir

$$\frac{b}{a} \geq \frac{1 - K}{2K}$$

Pour  $\sigma = 0,1$ , on trouve  $\frac{b}{a} \geq 4$

Pour  $\sigma = 0,2$ , on trouve  $\frac{b}{a} \geq 1,5$

Pour  $\sigma = 0,25$ , on trouve  $\frac{b}{a} \geq 1$ , c'est le cercle.

*Pratiquement*, on voit que pour les valeurs faibles du coefficient de Poisson, c'est-à-dire pour les roches dures, il y a intérêt à creuser des galeries beaucoup plus hautes que larges avec comme section idéale la section elliptique.

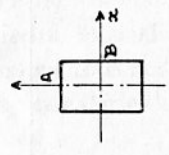
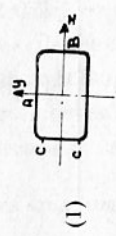
Par contre, pour les grandes valeurs du coefficient de Poisson, c'est-à-dire pour les roches tendres, il vaut mieux se rapprocher de la forme circulaire. Il n'y a pas de traction dans le toit et la poussée n'est pas exagérée.

## V. — ETUDES PHOTOÉLASTIQUES DES GALERIES DE FORME QUELCONQUE

Les principes de la photoélasticité sont actuellement très connus. Sans chercher à décrire le procédé de mesure, nous nous contenterons de



Il s'agit des galeries semi-elliptiques précédentes modifiées en portant la hauteur de chacune d'elles de 50 à 67,5 % de la longueur du grand axe de l'ellipse.

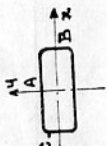
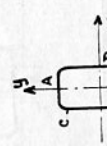
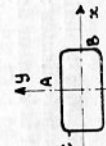


Galerie en fer à cheval	A	+ 0,72	- 0,32	- 0,15	- 0,88	- 1,61	- 2,78
	B	+ 0,91	+ 0,56	+ 0,12	- 0,44	- 1,17	- 2,24
		+ 1,05	+ 0,85	+ 0,57	+ 0,22	- 0,23	- 0,88
Grand axe vertical	B	+ 0,95	+ 0,78	+ 0,56	+ 0,28	- 0,08	- 0,62
		- 3,25	- 3,27	- 3,30	- 3,33	- 3,35	- 3,38
	C	- 3,35	- 3,37	- 3,40	- 3,43	- 3,45	- 3,47
Galerie de forme rectangulaire.	A	+ 1,12	+ 0,98	+ 0,80	+ 0,61	+ 0,35	+ 0,01
	B	- 2,51	- 2,46	- 2,40	- 2,34	- 2,25	- 2,13
	C	- 2,87	- 2,95	- 3,05	- 3,19	- 3,35	- 3,59
Galerie de forme rectangulaire Grand axe vertical.	A	+ 0,44	+ 0,16	- 0,18	- 0,64	- 1,23	- 2,07
	B	- 1,28	- 1,16	- 1,00	- 0,80	- 0,54	- 0,16

(1) Rayon de l'arrondi : 1/10<sup>e</sup> de la plus grande dimension du rectangle.

TABLEAU N° 5 (suite)

+ représente une traction — une compression

Type des galeries	Contrainte tangentielle mesurée sur le pourtour de la galerie aux points	Contraintes tangentielles pour chaque coefficient de poisson						Remarques
		$\sigma = 0$ K = 0	$\sigma = 0,1$ K = 0,11	$\sigma = 0,2$ K = 0,25	$\sigma = 0,3$ K = 0,43	$\sigma = 0,4$ K = 0,66	$\sigma = 0,5$ K = 1	
Galerie de forme rectangulaire Grand axe horizontal.	A	+ 1,15	+ 1,02	+ 0,85	+ 0,64	+ 0,35	+ 0,05	 <p align="center">(1)</p>
	B	- 2,60	- 2,56	- 2,50	- 2,44	- 2,35	- 2,22	
	C	- 3,10	- 3,15	- 3,20	- 3,27	- 3,36	- 3,50	
Galerie de forme rectangulaire . Grand axe vertical.	A	+ 0,38	+ 0,09	- 0,27	- 0,74	- 1,35	- 2,22	 <p align="center">(1)</p>
	B	- 1,20	- 1,07	- 0,91	- 0,71	- 0,44	- 0,05	
	C	- 1,80	- 1,80	- 1,81	- 1,82	- 1,83	- 1,85	
Galerie de forme rectangulaire Grand axe horizontal	A	+ 1,17	+ 1,05	+ 0,90	+ 0,71	+ 0,45	+ 0,09	 <p align="center">(1)</p>
	B	- 2,89	- 2,85	- 2,80	- 2,74	- 2,65	- 2,53	
	C	- 3,22	- 3,30	- 3,40	- 3,53	- 3,70	- 3,94	
Galerie 2,5 fois + large que haute.								

(1) Rayon de l'arrondi : 1/10<sup>e</sup> de la plus grande dimension du rectangle.

donner les résultats des études entreprises à la demande de la Chambre Syndicale des Mines de Fer par les Laboratoires S. N. C. F. de Levallois. Nous nous sommes occupés d'établir le programme de ces essais ainsi que d'en suivre l'évolution, mais ils ont été entrepris et réalisés par Messieurs KAMMERER et CANAL auxquels nous adressons tous nos remerciements. Les résultats obtenus concernent toujours les galeries creusées en massif élastique homogène isotrope et non stratifié.

### 1) Galeries semi-elliptiques aux angles non arrondis

Des essais systématiques ont été entrepris sur des galeries ayant une section de  $1/2$  ellipse et dont le rapport  $\frac{b}{a}$  du demi grand axe sur le demi petit axe était variable.

La figure n° 13 ci-jointe résume les résultats obtenus lorsque la plaque est chargée verticalement, c'est-à-dire suivant la direction du grand axe  $b$  ou lorsqu'elle est chargée horizontalement, c'est-à-dire suivant la direction du petit axe  $a$ .

Dans le premier cas, les résultats sont donnés aux points A, B, C suivis de la lettre  $v$  (vertical) et dans le deuxième cas les résultats sont donnés aux mêmes points suivis de la lettre  $h$  (horizontale).

Il est facile de combiner les contraintes de l'un ou de l'autre cas en additionnant ces contraintes lorsque la galerie est non seulement chargée verticalement, mais aussi horizontalement.

Supposons que l'on ait une roche ayant un coefficient de Poisson  $\sigma = 0,2$  (ce qui donne un coefficient de transmission des efforts de 0,25) et que la galerie semi-elliptique ait un rapport  $\frac{b}{a} = 2$ .

Au point B par exemple, la contrainte tangentielle sera la suivante :

$$N\theta = + 0,71 + (0,25) (- 3,50) = + 0,71 - 0,87$$

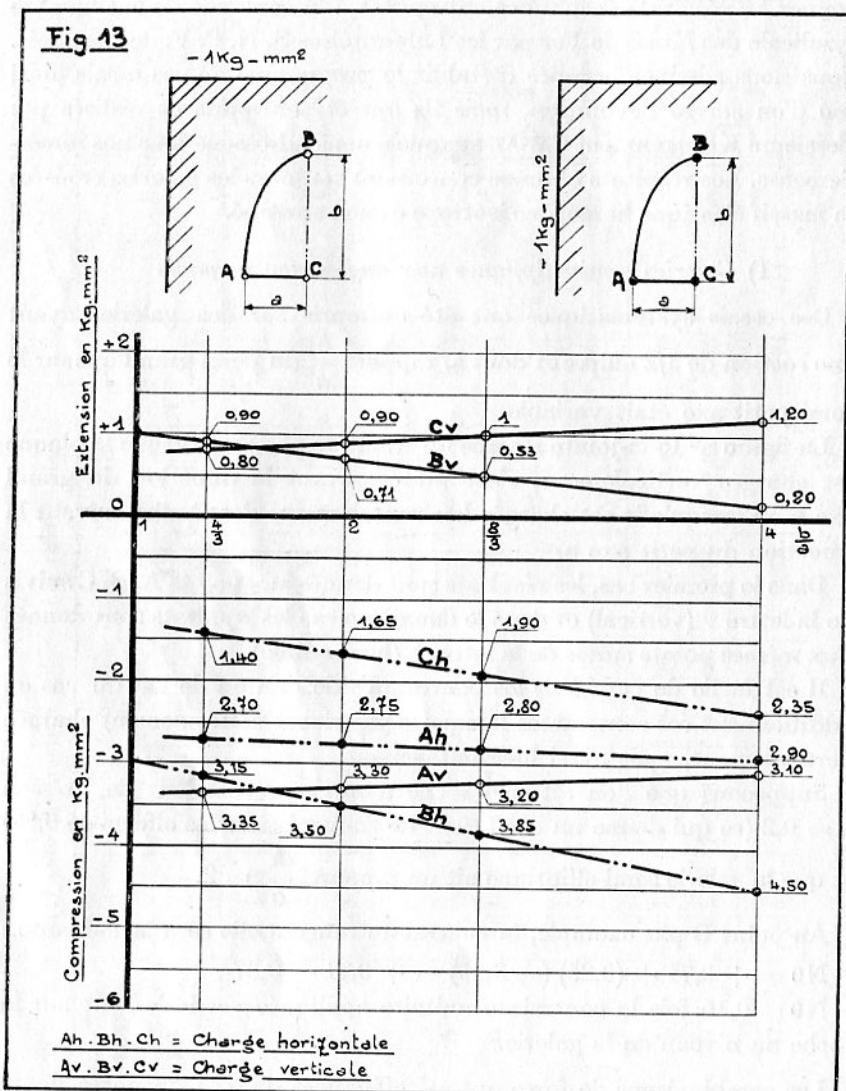
$N\theta = 0,16$  fois la contrainte unitaire appliquée verticalement sur la roche au niveau de la galerie.

Les combinaisons de force ont été effectuées dans le cas de la figure n° 14 lorsque le coefficient de Poisson est égal à 0,2 et, dans le cas de la figure n° 15, lorsque le coefficient de Poisson est égal à 0,1.

### En conclusion

1° A la clef de voûte en B, les contraintes d'extension (les plus dangereuses) seront d'autant plus faibles que le rapport  $\frac{b}{a}$  sera élevé et que le coefficient de Poisson sera grand.

Le signe — signifie qu'il s'agit d'une compression et le signe + d'une traction.

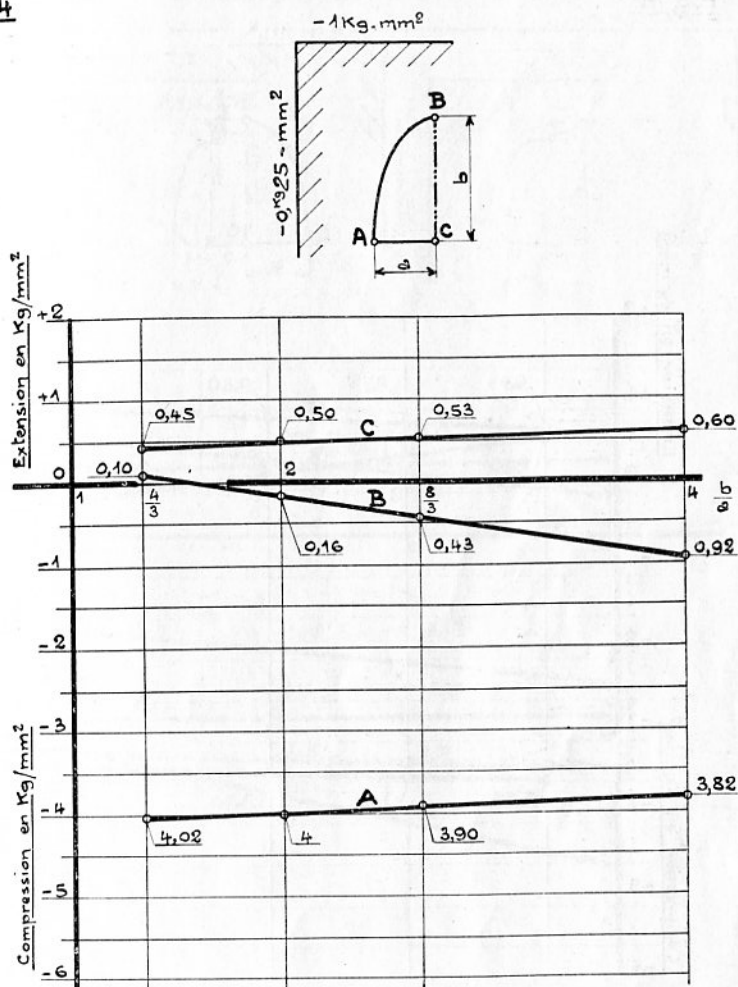


2° Par contre, en C, les contraintes d'extension seront d'autant plus faibles que le rapport  $\frac{b}{a}$  sera petit et que le coefficient de Poisson sera grand.

3° Les contraintes de compression sont très fortes aux droits des angles A et ces contraintes sont d'autant plus élevées que la galerie est plus large, c'est-à-dire que le rapport  $\frac{b}{a}$  est petit.



Fig. 14

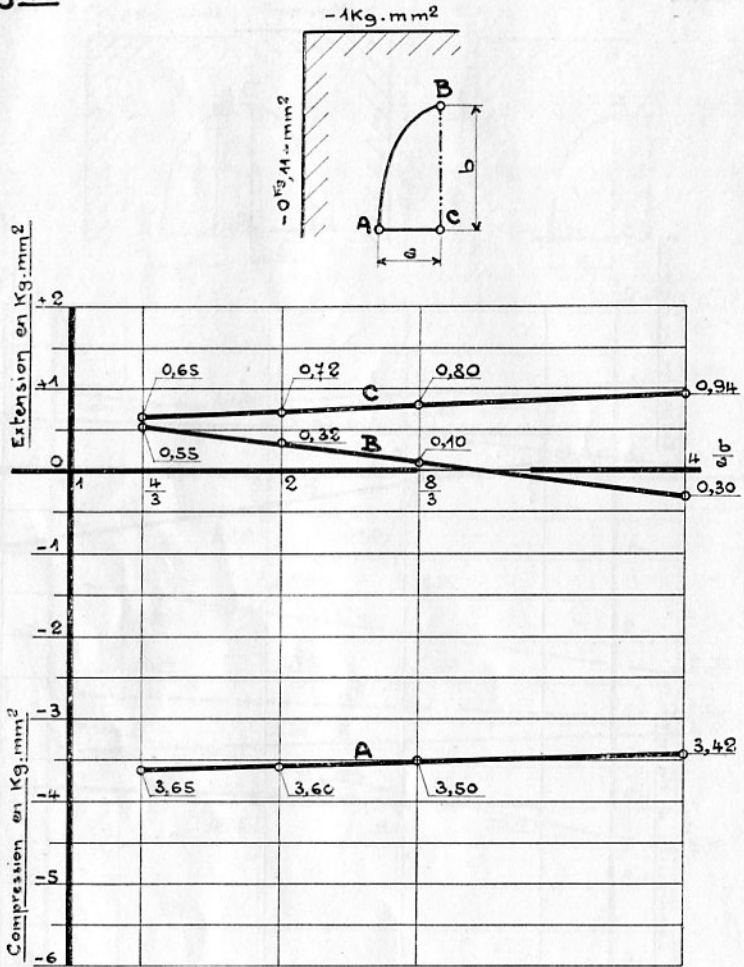


En résumé, c'est une forme de galerie dont la sole est surchargée, forte compression en A et forte traction en C.

## 2) Galeries semi-elliptiques aux angles arrondis

Pour diminuer la surtension due à l'angle vif, on a réuni la partie droite horizontale à la partie courbe par un arrondi de rayon égal au dixième de la hauteur de la galerie.

**Fig 15**



L'adoption d'un angle arrondi en A ne change pas les valeurs des contraintes en B à la clef de voûte.

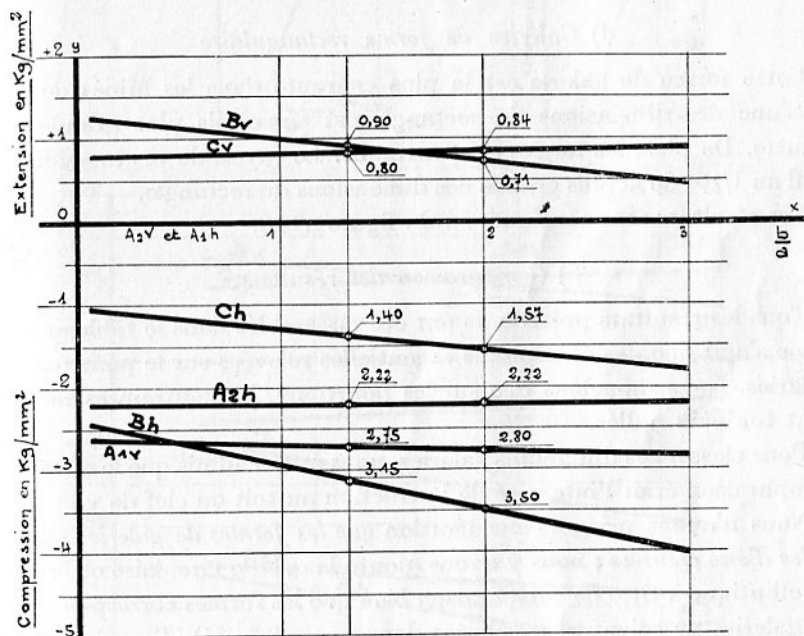
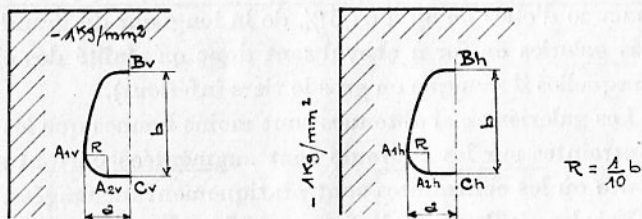
L'adoption d'un angle arrondi en A ne change que très peu les valeurs des contraintes d'extension en C.

Par contre, les valeurs élevées des contraintes de compression régnant dans l'angle A sont nettement diminuées du fait de l'adoption de l'arrondi.

La figure n° 16 donne les résultats correspondants.

GALERIES SEMI-ELLIPTIQUES A ANGLES ARRONDIS

**Fig. 16**



**Remarque :**

- En compression verticale les points A<sub>1</sub> sont les plus comprimés.
- En compression verticale les points B et C sont les plus tendus.
- En compression horizontale c'est la zone voisine de A<sub>2</sub> et le point B qui sont les plus comprimés.
- En compression horizontale les parements sont tendus avec maximum de + 0,80 pour la galerie dont  $\frac{b}{a} = 2$  et + 0,75 pour la galerie dont  $\frac{b}{a} = \frac{4}{3}$ .
- A<sub>2v</sub> et A<sub>1h</sub> sont très voisins de 0 et sont donc presque confondus avec l'axe OX.

### 3) Galeries en fer à cheval

Les galeries semi-elliptiques aux angles arrondis ont été modifiées (pour obtenir les galeries en fer à cheval) en portant la hauteur de chacune d'elles de 50 à 67,5 % de la longueur du grand axe de l'ellipse. (ces galeries en fer à cheval sont donc en réalité des ellipses verticales auxquelles il manque en gros le tiers inférieur).

Les galeries ainsi obtenues sont moins bonnes que les précédentes, les contraintes sur les contours sont augmentées partout sauf à la clef de voûte où les contraintes sont pratiquement inchangées.

Voir les résultats sur la figure n° 17.

### 4) Galeries de forme rectangulaire

Cette forme de galerie est la plus courante dans les Mines de Fer.

L'une des dimensions du rectangle est deux fois plus grande que l'autre. De plus, les angles sont arrondis. Le rayon de ces arrondis est égal au 1/10<sup>e</sup> de la plus grande des dimensions du rectangle.

Les résultats sont consignés sur la figure n° 18.

### 5) Comparaison des résultats

Tous les résultats précédents ont été rassemblés dans le tableau n° 5. Il ne s'agit que des contraintes tangentielles relevées sur le pourtour des galeries. Nous rappelons que sur les pourtours, les contraintes radiales sont toujours nulles.

Pour classer ces différentes galeries, nous avons admis que le critère de comparaison était l'intensité de la traction au toit ou clef de voûte.

Nous n'avons pris en considération que les formes de galeries susceptibles d'être creusées ; nous y avons ajouté la galerie circulaire et la galerie elliptique à titre de comparaison bien que les formes correspondantes de galeries ne soient pas utilisées dans nos mines (1). Pour les faibles valeurs du coefficient de Poisson (= 0,25) ce qui correspond en général aux roches dures, les galeries se classent ainsi par ordre d'intérêt décroissant :

1<sup>o</sup> Galeries rectangulaires : 2,5 puis 2, puis 1,7 fois plus hautes que larges.

2<sup>o</sup> Galeries semi-elliptiques : aussi hautes que larges. Galeries en fer à cheval : 1,35 fois plus hautes que larges.

3<sup>o</sup> Galeries elliptiques : 2 fois plus hautes que larges.

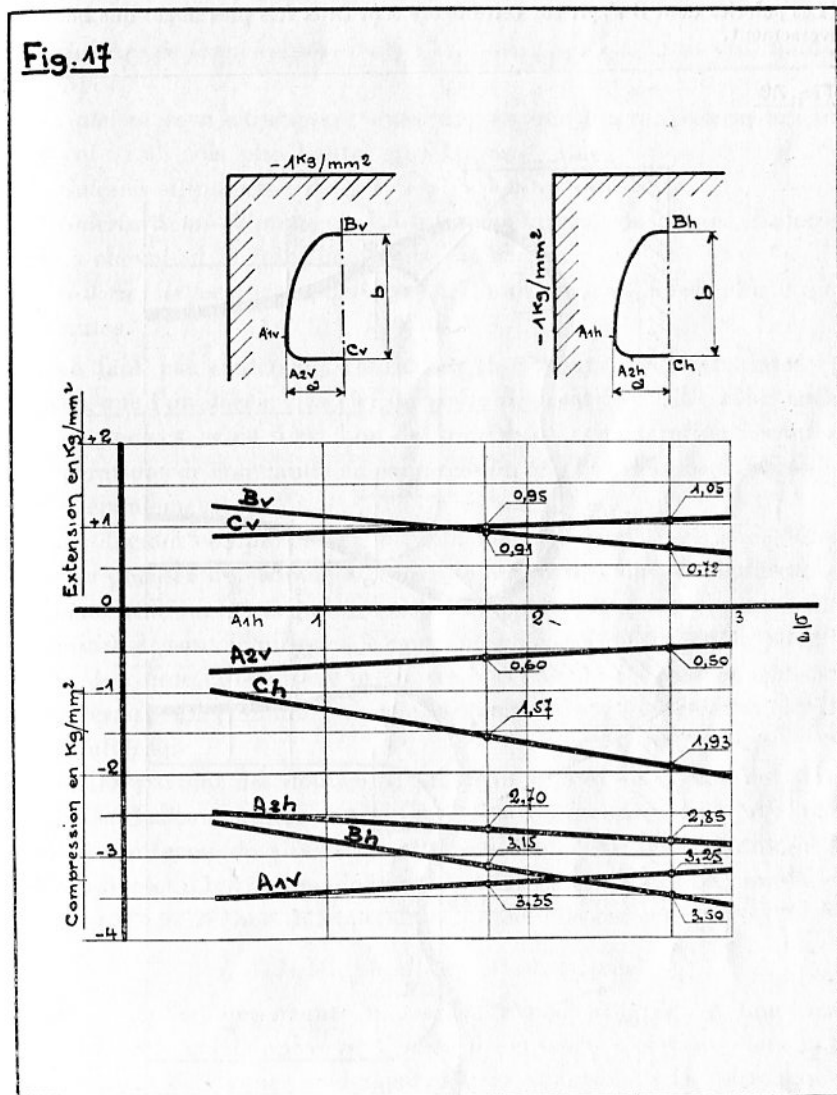
4<sup>o</sup> Galeries semi-elliptiques : 1,5 fois plus larges que hautes Galeries en fer à cheval : 1,11 fois plus larges que hautes.

---

(1) Pour les galeries elliptiques, nous nous sommes d'ailleurs limités à celles qui sont deux fois plus hautes que larges ; les galeries plus hautes n'étant jamais employées.

Galeries en fer à cheval aux angles arrondis

Les galeries semi-elliptiques aux angles arrondis ont été modifiées en portant la hauteur de chacune d'elle de 50 à 67,5% de la longueur du grand axe de l'ellipse.



— En compression verticale les points B et C sont les plus tendus et les points A<sub>1</sub> sont les plus comprimés.

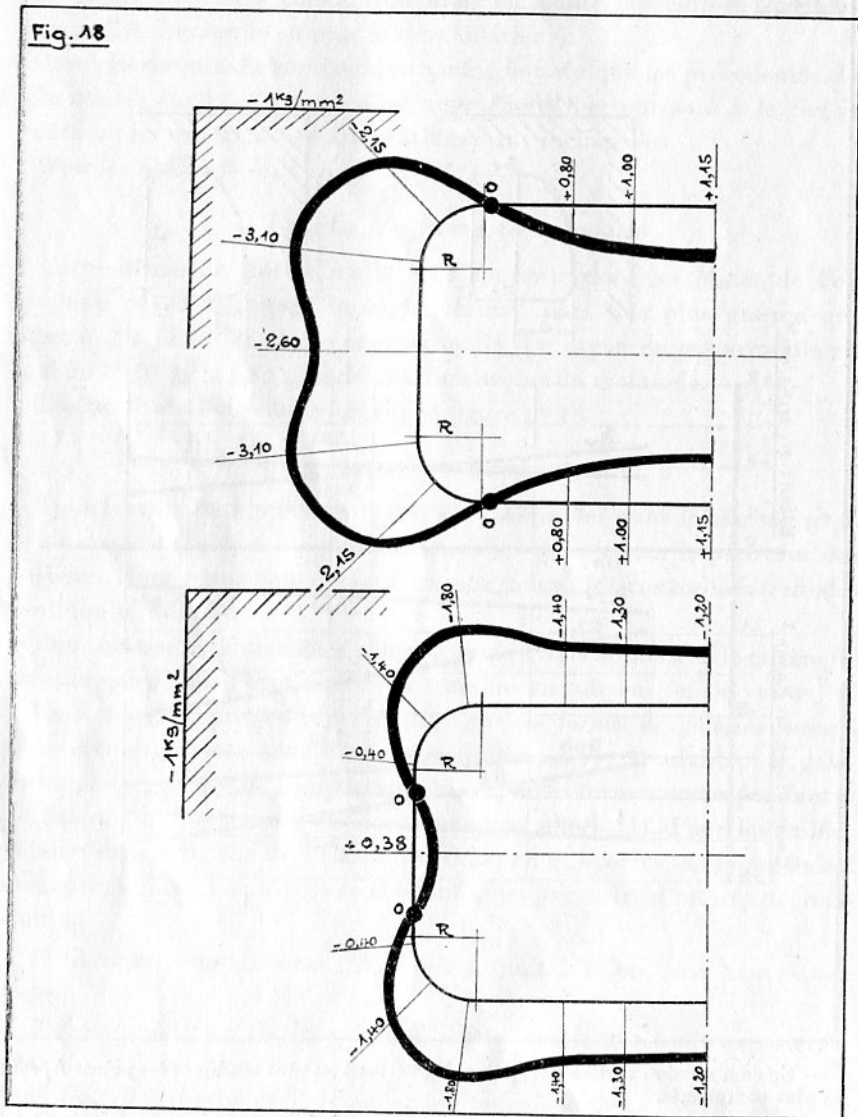
— En compression horizontale les points B et A<sub>2</sub> sont les plus comprimés et les parements sont tendus au maximum de + 1,05 quand  $\frac{b}{a} = 27$  et maximum de + 0,93 quand  $\frac{b}{a} = 1,8$ .

— A<sub>1h</sub> est confondu avec l'axe des abscisses puisque voisin de zéro.

*Galeries rectangulaires aux angles arrondis*

$$R = \frac{1}{10} \text{ largeur de la galerie.}$$

Les galeries dont il s'agit sur cette figure sont deux fois plus larges que hautes ou inversement.



5° *Galeries circulaires.*

6° *Galeries de forme rectangulaire : 1,7 fois, puis 2, puis 2,5 fois plus larges que hautes.*

— Pour les fortes valeurs du coefficient du Poisson (supérieur à 0,25), ce qui correspond en général aux roches tendres, le classement est le suivant :

1<sup>o</sup> *Galeries circulaires.*

2<sup>o</sup> *Galeries de forme rectangulaire* : 1,7, puis 2, puis 2,5 fois plus hautes que larges.

3<sup>o</sup> *Galeries semi-elliptiques* : aussi hautes que larges. *Galeries en fer à cheval* : 1,35 fois plus hautes que larges.

4<sup>o</sup> *Galeries elliptiques* : deux fois plus hautes que larges.

5<sup>o</sup> *Galeries semi-elliptiques* : 1,5 fois plus larges que hautes. *Galeries en fer à cheval* : 1,11 fois plus larges que hautes.

6<sup>o</sup> *Galeries de forme rectangulaire* : 1,7, puis 2, puis 2,5 fois plus larges que hautes.

Il ne faut pas seulement considérer les valeurs des contraintes en traction que l'on décèle à la clef de voûte des galeries. Elles sont certes les plus nocives, mais il est bon de prendre en considération les fortes concentrations de contrainte en compression que l'on décèle aux arrondis et aux épaulements.

Pour élucider complètement le problème, il faudrait, en outre, déterminer la poussée au vide de chacune de ces formes de galeries réduites à la même section. Les calculs correspondants de déformation sont faciles à conduire et sont identiques à ceux que nous avons effectués pour la galerie de forme circulaire. Par contre, ces calculs et leurs conclusions nécessiteraient de trop longs développements et nous les réservons à un exposé ultérieur.

Mais, en partant des données du tableau n<sup>o</sup> 5 et en comparant dans chaque cas les contraintes de traction et de compression, on peut choisir la meilleure forme de galerie connaissant d'une part, la résistance à la compression et à la traction de la roche où la galerie doit être creusée et, d'autre part, le régime de contrainte auquel elle est soumise.

#### 6) *Galeries parallèles et superposées*

Cette question importante mérite un exposé complet et nous renvoyons le lecteur à l'annexe n<sup>o</sup> 1 qui traite de cette question. Nous nous contenterons de donner seulement ici les conclusions les plus importantes.

1<sup>o</sup> Lorsqu'on creuse un faisceau de galeries parallèles suffisamment rapprochées les unes des autres, l'influence réciproque de ces galeries se traduit par une diminution des contraintes de traction relevées aux clefs de voûte par rapport à celles d'une galerie isolée. Par contre, on note une nette augmentation des contraintes de compression sur les piliers séparant les galeries parallèles.

2° Cette influence se fait d'autant plus sentir que les piliers sont minces et que le nombre de galeries parallèles creusées en même temps augmente. Cependant, au-delà de cinq galeries parallèles l'influence du nombre ne semble plus devoir jouer.

3° Deux galeries superposées suffisamment rapprochées voient leurs contraintes de traction à la clef de voûte et à la sole diminuer par rapport à celles relevées dans le cas de galeries uniques.

\* \* \*

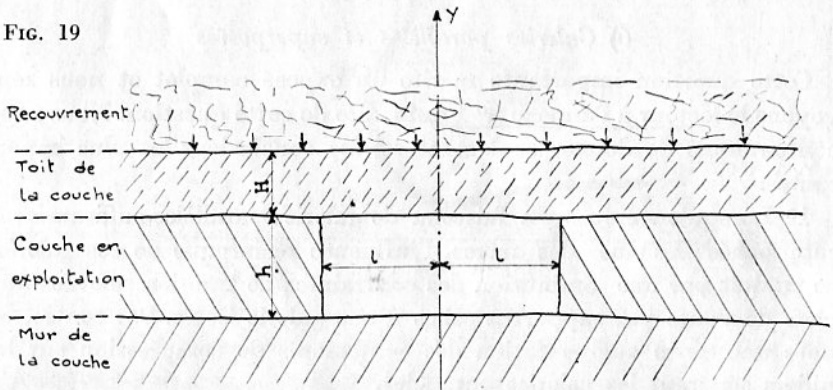
## B) Massif stratifié

Les résultats obtenus précédemment soit par le calcul, soit par la photoélasticité se rapportent aux cas de galeries creusées dans des massifs homogènes et élastiques. C'est le cas des galeries creusées dans une masse importante de même roche. Mais, bien souvent, dans la mine, on exploite une couche de minerai prisonnière entre des épontes qui sont loin d'avoir, la plupart du temps, des caractéristiques mécaniques identiques à celles de la couche. Autrement dit, le massif peut être élastique mais il n'est pas homogène. De plus, on constate, en particulier dans les Mines de Fer, que les couches quasi horizontales sont surmontées de bancs eux-mêmes horizontaux.

C'est pour cette raison que différents auteurs ont étudié le cas de la galerie creusée en massif stratifié.

Les calculs ont été entrepris par Monsieur Mandel, Professeur à l'Ecole des Mines de Paris et par Monsieur Timoshenko — Résistance des Matériaux — Tome II — Chapitres I et III. Ce dernier s'intéressait en particulier à la flexion des rails reposant sur le ballast.

Le schéma simplifié retenu par ces auteurs est celui explicité sur la figure n° 19.





Soit une galerie creusée en couche de largeur  $2l$  et de hauteur  $h$ . La couche est surmontée d'un toit formé d'une dalle de longueur infinie dans toutes les directions. Cette dalle ou cette plaque mince a une épaisseur  $H$ . Elle est, en outre, caractérisée par un module de Young  $E_t$  et par un coefficient de Poisson  $\sigma_t$ . La couche est caractérisée par  $E_c$  et  $\sigma_c$ .

On suppose, en outre, que le recouvrement exerce sur la dalle du toit une contrainte de compression uniformément répartie  $= p$  par unité de surface.

L'équation différentielle de la déformée s'écrit alors

$$\frac{E_t H^3}{12 (1 - \sigma_t^2)} \frac{d^4 y}{dx^4} = p = \text{densité de chargement au point courant d'abscisse } x.$$

En posant  $\frac{H^3}{12} = I =$  moment d'inertie de la section d'un tronçon de largeur unité.

$$\frac{E_t I}{1 - \sigma_t^2} \frac{d^4 y}{dx^4} = p$$

1° *A l'aplomb du minerai* qui oppose à  $p$  une résistance proportionnelle à  $y$  et à la capacité de déformation du minerai. En appelant  $f$  le coefficient de compressibilité de la couche et qui vaut

$$f = 2 \frac{E_c}{h} \frac{1}{(1 - \sigma_c^2)}$$

On a

$$\frac{E_t I}{1 - \sigma_t^2} \frac{d^4 y}{dx^4} = -fy \text{ pour } x > l$$

2° *A l'aplomb de la galerie* on suppose que la plaque est assez solide pour faire également opposition à  $p$ . Ceci revient à supposer qu'en créant le vide de la galerie, on a artificiellement imposé une réaction- $p$ .

$$\frac{E_t I}{1 - \sigma_t^2} \frac{d^4 y}{dx^4} = -p \text{ pour } x < l$$

Le système étant symétrique, il suffit d'étudier soit la partie droite ( $x > 0$ ) soit la partie gauche ( $x < 0$ ).

1° *Au-dessus de la galerie, on a*

$$\frac{E_t I}{1 - \sigma_t^2} y = -\frac{P}{24} x^4 + a x^3 + b x^2 + c x + d$$

Le système étant symétrique, on a  $a = c = 0$

$$\frac{E_t I}{1 - \sigma_t^2} y = - \frac{P}{24} x^4 + b x^2 + d$$

Le moment fléchissant est donné par

$$M_t = \frac{E_t I}{1 - \sigma_t^2} \frac{d^2 y}{dx^2} = - \frac{P}{2} x^2 + 2 b$$

La pente P est

$$\frac{E_t I}{1 - \sigma_t^2} P = \frac{E_t I}{1 - \sigma_t^2} \frac{dy}{dx} = - \frac{P}{6} x^3 + 2 b x$$

L'effort tranchant V

$$V = \frac{E_t I}{1 - \sigma_t^2} \frac{d^3 y}{dx^3} = - p x$$

2° *Au-dessus de la couche, on a*

en posant

$$\beta^4 = \frac{f(1 - \sigma_t^2)}{4 E_t I}$$

$$y = e^{-\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x)$$

A l'infini  $y$  et  $\frac{dy}{dx}$  (la pente) doivent être nuls. D'où on a  $C = D = 0$ .

Enfin, pour  $x = l$  au droit des parements, on doit avoir continuité entre la déformée, la pente, le moment fléchissant et l'effort tranchant calculés d'une part à l'aplomb du minerai et, d'autre part à l'aplomb de la galerie. En d'autres termes, pour  $x = l$  la déformée, la pente, le moment fléchissant et l'effort tranchant doivent être égaux dans les deux systèmes d'équations. Cette condition permet de déterminer les constantes A, B, b et d.

En posant  $\beta l = \alpha$

et

$$\frac{E_t I}{1 - \sigma_t^2} = K$$

on obtient

$$A = -p l \left[ \frac{\cos \alpha (6 \alpha + 2 \alpha^2 + 3) + \sin \alpha (2 \alpha^2 - 3)}{12 K \beta^3 e^{-\alpha} [1 + \alpha]} \right]$$

$$B = pl \left[ \frac{[\cos \alpha (2 \alpha^2 - 3) - \sin \alpha (3 + 6 \alpha + 2 \alpha^2)]}{12 K \beta^3 e^{-\alpha} [1 + \alpha]} \right]$$

$$d = - \frac{Pl}{24 \beta^3} [6 + 6 \alpha + 4 \alpha^2 + \alpha^3]$$

$$b = \frac{Pl}{12 \beta (1 + \alpha)} [3 + 3 \alpha + \alpha^2]$$

En fin de compte, on obtient

1° *A l'aplomb de la galerie :*

a) l'équation de la déformée de la dalle du toit

$$y = \frac{1}{K} \left[ - \frac{P}{24} x^4 + pl \frac{(3 + 3 \alpha + \alpha^2)}{12 \beta (1 + \alpha)} x^2 - pl \frac{(6 + 6 \alpha + 4 \alpha^2 + \alpha^3)}{24 \beta^3} \right]$$

b) l'équation du moment fléchissant

$$M_t = - px^2 + \frac{pl}{6 \beta (1 + \alpha)} [3 + 3 \alpha + \alpha^2]$$

c) l'équation de l'effort tranchant

$$V = - px$$

2° *A l'aplomb du minéral, c'est-à-dire sur les appuis*

On a posé  $N = 3 + 6 \alpha + 2 \alpha^2$

$$P = 2 \alpha^2 - 3$$

a) l'équation de la déformée

$$y = - \frac{ple^{\beta(l-x)}}{12 K \beta^3 (1 + \alpha)} [N \cos \beta (l - x) + P \sin \beta (l - x)]$$

b) l'équation du moment fléchissant

$$M_t = \frac{ple^{\beta(l-x)}}{6 \beta (1 + \alpha)} [N \sin \beta (l - x) - P \cos \beta (l - x)]$$

c) l'équation de l'effort tranchant

$$V = \frac{ple^{\beta(l-x)}}{6 (1 + \alpha)} [(P - N) \cos \beta (l - x) - (P + N) \sin \beta (l - x)]$$

Pas plus que dans le cas des massifs homogènes ou non stratifiés, il ne faut pas chercher à obtenir des résultats numériques. Ces équations peuvent donner des lois qualitatives très intéressantes mais les approximations qui ont été admises pour rendre les calculs réalisables enlèvent toute précision effective.

En particulier, nous avons admis que les épontes et la couche sont élastiques et que le recouvrement chargeait uniformément la dalle du toit immédiat. On a négligé les forces de liaison entre toit et couche, etc.

Les figures 20, 21 et 22 donnent les variations de la déformée, du moment fléchissant et de l'effort tranchant dans le cas arbitraire d'une couche de 4 mètres ayant un module d'élasticité de 100.000 Kgs/cm<sup>2</sup> (couche tendre) surmontée d'un toit immédiat de 60 cms d'épaisseur qui retient un recouvrement chargeant à  $p$  Kgs/cm<sup>2</sup>. La galerie a 6,50 m. de large. Nous répétons encore une fois que les valeurs numériques trouvées n'ont aucune signification pratique, seules les variations relatives sont intéressantes.

L'examen de ces courbes et des formules dont elles sont tirées montre que, au-dessus des appuis, la déformée, l'effort tranchant et le moment fléchissant ont une allure de sinusoïde amortie.

La longueur d'onde  $\lambda$  vaut

$$\lambda = \frac{2\pi}{\beta} = 2\pi \sqrt[4]{\frac{1}{6} \frac{E_t}{E_c} \cdot h \cdot H^3 \cdot \frac{(1 - \sigma_c^2)}{(1 - \sigma_t^2)}}$$

Les ondes de Weber parfois observées au fond de la mine semblent devoir découler d'un processus très voisin de celui qui a servi de base à ce calcul. Pour que les maxima et minima soient facilement décelables il faut, d'une part que  $\frac{E_t}{E_c}$  soit grand et, d'autre part, que la valeur de  $y$  pour les premiers maxima soit forte.

Le calcul de la valeur des premiers maxima s'obtient facilement en cherchant les valeurs de  $x$  qui annulent la dérivée de la déformée par rapport à  $x$  et en portant ces valeurs dans l'équation de la déformée. On trouve que ces maxima seront d'autant plus élevés que la pression unitaire est forte, que  $l$  ou demie largeur de la galerie est grande et que  $\beta$  est faible, ceci implique à nouveau que  $\frac{E_t}{E_c}$  soit grand.

Ces conditions sont difficilement satisfaites en même temps. Il faut, en effet, d'après ces calculs une grande profondeur, une grande largeur de vide, un toit très raide par rapport à une couche tendre mais élastique et, bien entendu, un recouvrement suffisamment tendre ou disloqué (cas des couches supérieures déjà exploitées) pour donner une répartition des pressions verticales suffisamment uniforme. Ceci montre bien que les ondes de Weber sont rarement décelables.

L'influence des divers facteurs sur la bonne tenue de la dalle du toit a déjà été étudiée par MM. Lerebours-Pigeonnière et Schwartz

dans leur « Etude de la Répartition et de l'Influence des Pressions de Terrains dans la Mine ».

Nous avons un peu développé ces raisonnements car le comportement des toits dans les mines de fer se rapproche beaucoup des conclusions découlant des calculs appliqués aux massifs stratifiés.

Avant de discuter l'influence des divers facteurs sur le comportement des galeries en massif stratifié, nous croyons utile de rappeler quelques données essentielles concernant les roches et les poutres ou dalles.

1° Les roches résistent très mal à la traction. Or, toute flexion d'une poutre engendre une traction sur une de ses fibres extrêmes. Suivant l'hypothèse de Navier, la fibre neutre d'une poutre se trouve en son milieu et toute section droite de la poutre reste plane après déformation. Cette hypothèse ne se vérifie pas dans les roches, la fibre neutre se déplace vers les zones comprimées et le fluage intervient. Nous n'avons malheureusement pas de données suffisamment précises pour établir, en tenant compte du fluage, les contraintes dans les roches à partir du moment fléchissant et de l'effort tranchant et nous sommes donc obligés d'admettre l'hypothèse de Navier pour les calculer. Nous nous rappellerons cependant que cette hypothèse conduit forcément aux résultats les plus défavorables en ce qui concerne les contraintes sur les fibres extrêmes travaillant en traction.

Les tractions sur les fibres extrêmes tendues (ou les compressions sur les fibres extrêmes comprimées) sont obtenues à partir du moment fléchissant par la formule ci-dessous :

$$N = \frac{6}{h^2} M_t$$

$N$  = contrainte de traction (ou de compression) sur les fibres extrêmes de la poutre pour la section considérée.

$h$  = épaisseur de la poutre.

$M_t$  = moment fléchissant de la section considérée d'abscisse  $X$ .

2° L'effort tranchant dans la section considérée représente la deuxième source des contraintes agissant sur elle. On sait que l'ensemble des contraintes agissant sur toute section d'une poutre résultent de l'action combinée du moment fléchissant d'une part et de l'effort tranchant, d'autre part.

L'effort tranchant engendre une contrainte de cisaillement qui, suivant les hypothèses de Navier, se calcule ainsi :

$$T = \frac{4}{3} \frac{V}{h}$$

T = contrainte de cisaillement agissant dans la section considérée d'abscisse X.

V = effort tranchant de la section considérée d'abscisse X.

h = épaisseur de la poutre.

3° De nombreux essais sur les roches ont montré que, plus le module d'élasticité est élevé, plus les résistances à la compression, à la traction et au cisaillement sont fortes. Inversement, une roche à faible module d'élasticité aura donc une faible résistance à la compression, à la traction et au cisaillement.

Ainsi, les Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics de Paris ont établi la relation suivante entre le module d'élasticité et la résistance à la rupture par compression pour les *pierres de taille*.

E = module d'élasticité en Kgs/cm<sup>2</sup>.

R = résistance à la compression en Kgs/cm<sup>2</sup>.

$$E = 29\,000 \sqrt{R + 154} - 360\,000$$

Cette formule semble, d'après nos premiers résultats de mesure sur les roches, pouvoir être extrapolée très approximativement dans notre cas en l'écrivant ainsi :

$$E = 29\,000 \sqrt{\frac{R + 154}{2}} - 360\,000$$

Ceci donne, dans notre cas : *Tableau n° 6*

E en kgs/cm <sup>2</sup>	R <sub>c</sub> en kgs/cm <sup>2</sup>
100.000	180
200.000	250
300.000	370
400.000	530
600.000	1.000

Dans tout ce qui suit, nous parlerons de toit et de couche ayant respectivement les modules d'élasticité E<sub>t</sub> et E<sub>c</sub>.

Quand nous dirons que le rapport  $\frac{E_t}{E_c} = \frac{300\,000}{100\,000}$  cela voudra dire que le toit est deux fois plus résistant que la couche. En effet, les résistances à la compression sont, dans le rapport, deux. Nous résumons ces données dans le tableau suivant (R<sup>t</sup> = Résistance à la compression du toit — R<sub>c</sub> = Résistance à la compression de la couche).

TABLEAU N° 7

$E_t/E_c$	$R_t/R_c$
$\frac{600.000}{100.000} = 6$	5,55
$\frac{600.000}{200.000} = 3$	4
$\frac{300.000}{100.000} = 3$	2
$\frac{400.000}{200.000} = 2$	2,12
$\frac{200.000}{200.000} = 1$	1,38
$\frac{100.000}{100.000} = 1$	1
$\frac{100.000}{200.000} = 0,5$	0,72
$\frac{200.000}{400.000} = 0,5$	0,47
$\frac{100.000}{400.000} = 0,25$	0,34

*Influence de la largeur de la galerie*

*Influence du rapport  $\frac{E_t}{E_c}$*

*Influence de l'épaisseur du toit immédiat*

Nous savons que  $\alpha = \beta \ell$

$$\alpha = \ell \sqrt[4]{6 \frac{E_c}{E_t} \frac{1 - \sigma_t^2}{1 - \sigma_c^2} \frac{1}{h} \frac{1}{H^3}}$$

Suivant les valeurs de  $\alpha$ , on voit que le moment fléchissant atteint la valeur la plus élevée dans la poutre du toit, soit au milieu de la galerie, soit au-dessus des appuis (voir figure 22 bis).

Le calcul montre que, pour  $\alpha < 3,44$ , le moment fléchissant le plus élevé aura lieu au milieu de la galerie. Pour  $\alpha > 3,44$ , le moment fléchissant, donc les contraintes de traction les plus élevées, auront lieu sur les appuis.

Il est évident que la rupture du toit au niveau des deux parements est toujours plus nocive que celle survenant au milieu de la galerie, cette dernière entraîne des chutes de bloc mais la rupture au niveau des parements conduit à l'éboulement.

Enfin, la surveillance d'un toit sur sa face supérieure, au niveau des parements, est totalement impossible, c'est donc la chute inopinée. Nous rappelons que les fibres tendues d'une poutre sont entre les appuis, sur la face inférieure et, près des parements, sur la face supérieure.

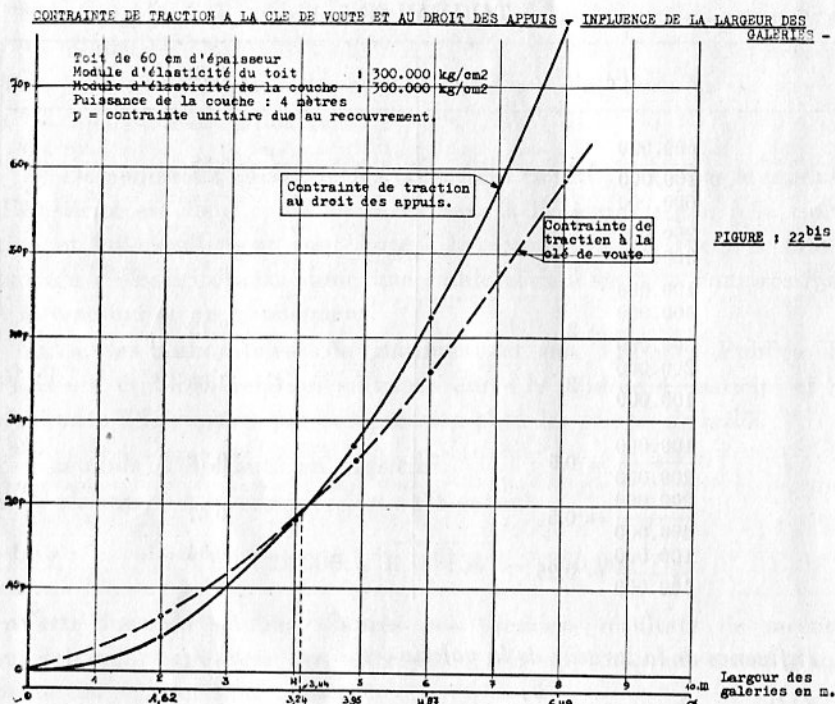


FIG. 22 bis

Comme le montre la formule de  $\alpha$ , les facteurs ayant le plus d'influence en pratique sont :

- 1° la largeur de la galerie =  $l$
- 2° la valeur du rapport =  $\frac{E_t}{E_c}$
- 3° l'épaisseur du toit

Le tableau n° 8 ci-dessous donne les *largeurs des galeries* qu'il ne faut pas dépasser si l'on veut éviter les contraintes maximum à l'aplomb des parements (couche de 4 m. de puissance).

TABLEAU N° 8

Epaisseur de la poutre du toit	$\frac{E_t}{E_c} = 0,15$	$\frac{E_t}{E_c} = 0,50$	$\frac{E_t}{E_c} = 1$	$\frac{E_t}{E_c} = 3$	$\frac{E_t}{E_c} = 6$
	4 mètres .....		14,78 m	17,58 m	23,14 m
2,4 mètres .....	7,66 m	10,08 m	11,98 m	15,76 m	
1,80 mètres .....	6,16 m			12,70 m	15,12 m
1,20 mètre .....	4,56 m			9,38 m	11,14 m
0,60 mètre .....	2,70 m		4,24 m	5,58 m	6,64 m



Pour les largeurs de galeries indiquées en mètres dans ce tableau, les moments fléchissants maximum, donc les contraintes de traction, sont égales au milieu de la galerie et sur les appuis.

Sans chercher à s'attacher à la valeur absolue des chiffres, on voit, que cette largeur de galerie, que nous pourrions appeler critique, est d'autant plus élevée :

- a) que le toit est plus épais,
- b) que le toit est plus raide que la couche.

Pratiquement, cela veut dire qu'il faut rechercher :

- les toits épais,
- les toits reposant sur une couche beaucoup plus tendre qu'eux, et, si possible, épaisse.

C'est grâce aux couches tendres ou aux couches rendues tendres qu'on explique certaines pratiques en usage dans différentes mines, pratiques qui conduisent à des résultats heureux.

— Celles utilisées dans les Mines de Potasse d'Alsace. Parmi les divers bancs de sel constituant la couche exploitée, on choisit comme toit celui qui repose sur un filet de marne très tendre de 20 à 30 cm. d'épaisseur. Ce mince banc doit, semble-t-il, grandement faciliter la bonne tenue constatée du toit ainsi constitué.

— Celles utilisées dans les Mines de Fer de Lorraine et certaines Mines de l'Alabama (U. S. A) et Nova Scotia (Canada).

On a toujours remarqué dans ces mines l'influence du fil de mine (ou plan de clivage) sur la tenue des toits. Lorsque le fil de mine est parallèle à l'axe de la galerie, le toit est bon et les parements sont mauvais. Lorsque le fil de mine est perpendiculaire à l'axe de la galerie, les toits sont mauvais et les parements sont bons. Ceci peut s'expliquer en partie comme suit : Dans le premier cas, le toit repose sur des appuis (parements) qui se dérobent, les plans de clivage favorisant leur écaillage vers le vide. Cet écaillage ou poussée, considérablement ralentie dans le second cas, permet de dire que les parements sont plus tendres dans un cas que dans l'autre.

— Celle utilisée dans les Mines de Potasse d'Alsace, les Mines de Nova Scotia et les Mines des environs de Price (U. S. A). On peut rendre artificiellement tendre une couche compacte en creusant un réseau de galeries parallèles suffisamment rapprochées. Les piliers intermédiaires trop minces s'écrasent lentement sans poinçonner le toit qui reste intact. La couche d'appui devient tendre.

Nous nous garderons de prétendre qu'il faut surtout rechercher les toits reposant sur des couches tendres car, théoriquement, cela reviendrait à dire que les moments fléchissants au-dessus des appuis sont les

CONTRAINTES DE TRACTION A LA CLE DE VOUTE. — INFLUENCE DE L'ÉPAISSEUR DU TOIT

Caloris de 5 mètres de largeur  
 Module d'élasticité du toit = 300,000 Pgs/cm<sup>2</sup>  
 Couche de 4 mètres de puissance

$p$  = Contrainte unitaire due au recouvrement.

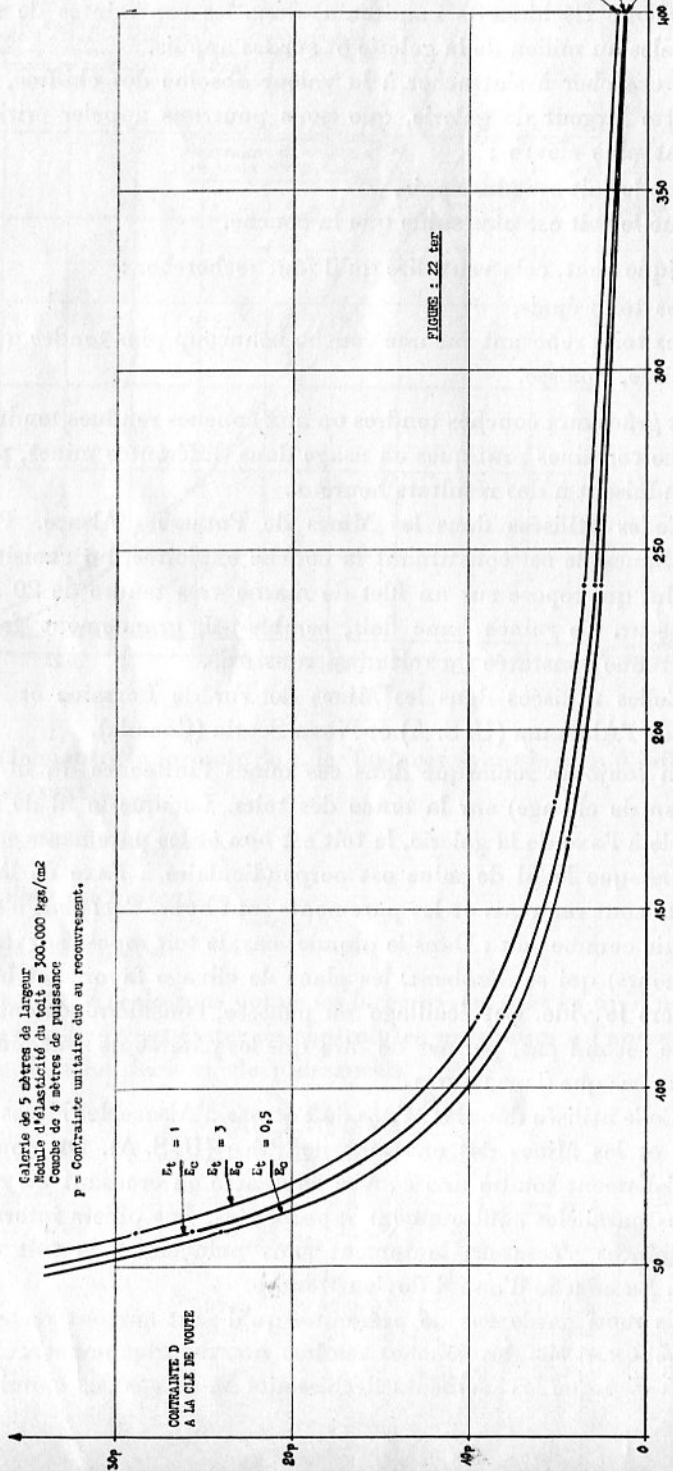


Fig. 22 ter

INFLUENCE DE LA LARGEUR DE LA GALERIE

Toit de 240 cm d'épaisseur  
 Module d'élasticité du toit =  $E_t = 100.000 \text{ kg/cm}^2$   
 Couche de 4 m de puissance

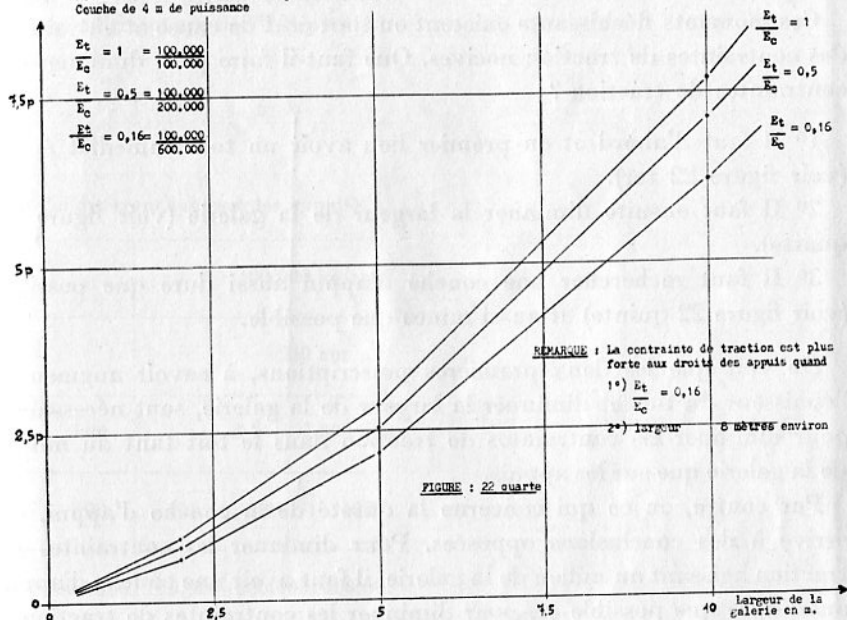


FIG. 22 quarte

CONTRAINTES DE TRACTION A LA CLE DE VOUTE

Toit de 240 cm et 400 cm d'épaisseur  
 Module d'élasticité du toit  $E_t = 300.000 \text{ kg/cm}^2$   
 Couche de 4 m de puissance  
 p = contrainte unitaire due au recouvrement.

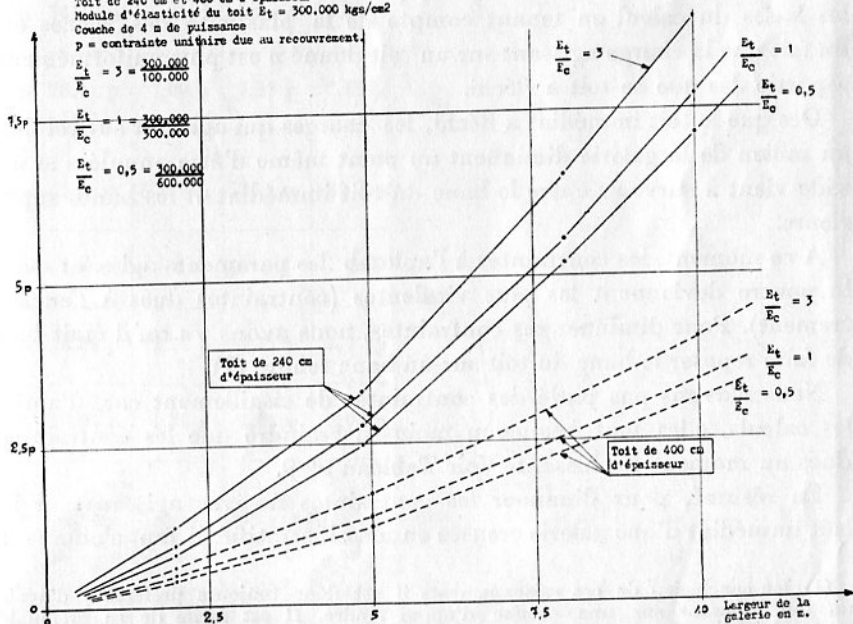


FIG. 22 quinte

seuls nocifs. Il ne faut pas oublier les moments fléchissants à l'aplomb du vide, c'est-à-dire à la clef de voûte.

Ces moments fléchissants existent en tout état de cause et entraînent des contraintes de traction nocives. Que faut-il faire pour diminuer ces contraintes de traction ?

1<sup>o</sup> Il faut d'abord et en premier lieu avoir un toit immédiat épais (voir figure 22 ter).

2<sup>o</sup> Il faut ensuite diminuer la largeur de la galerie (voir figure 22 quarte).

3<sup>o</sup> Il faut rechercher une couche d'appui aussi dure que possible (voir figure 22 quinte) et aussi mince que possible.

On voit que les deux premières prescriptions, à savoir augmenter l'épaisseur du toit et diminuer la largeur de la galerie, sont nécessaires pour diminuer les contraintes de traction dans le toit tant au milieu de la galerie que sur les appuis.

Par contre, en ce qui concerne la dureté de la couche d'appui, on arrive à des conclusions opposées. Pour diminuer les contraintes de traction agissant au milieu de la galerie, il faut avoir une couche d'appui aussi dure que possible et, pour diminuer les contraintes de traction à l'aplomb des parements, il faut une couche d'appui aussi tendre que possible.

Il faudrait, pour élucider le problème avec certitude, pouvoir établir les bases du calcul en tenant compte de la plasticité des roches et, du fait que la charge agissant sur un toit donné n'est plus uniformément répartie dès que ce toit a fléchi.

Dès que le toit immédiat a fléchi, les charges qui agissent sur celui-ci au milieu de la galerie diminuent au point même d'être annulées si un vide vient à survenir entre le banc du toit immédiat et les bancs supérieurs.

A ce moment, les contraintes à l'aplomb des parements agissant dans la poutre deviennent les plus virulentes (contraintes dues à l'encastrement). Pour diminuer ces contraintes, nous avons vu qu'il était bon de faire reposer le banc du toit sur un banc tendre (1).

Nous n'avons pas parlé des contraintes de cisaillement car, d'après les calculs, elles sont beaucoup moins à craindre que les contraintes dues au moment fléchissant. Voir Tableau n<sup>o</sup> 9.

En résumé, pour diminuer les contraintes nocives agissant sur le toit immédiat d'une galerie creusée en massif stratifié, il faut s'efforcer :

(1) En conclusion de ces raisonnements il est donc toujours préférable d'avoir un toit reposant sur une couche d'appui tendre. Il est facile de se prémunir contre les effets des tractions à la clef de voûte grâce au soutènement suspendu.

— d'avoir un toit immédiat aussi épais et aussi dur que possible, ce qui conduit dans certains cas à laisser une planche de minerai épaisse si les bancs qui surmontent la couche sont minces ou tendres,

— de maintenir la largeur des galeries au minimum compatible avec les nécessités de l'exploitation,

— d'avoir une couche d'appui tendre, en particulier en évitant de creuser les galeries perpendiculairement au fil de mine.

#### CONCLUSIONS DES CALCULS THÉORIQUES

Les considérations théoriques, bien que fort imprécises encore à l'heure actuelle, sont cependant un outil indispensable pour ceux qui veulent connaître et étudier les lois de la mécanique des sols appliquée aux travaux miniers.

Nous avons montré chaque fois que cela était possible, les analogies des lois résultant de l'expérience des mineurs et de celles découlant des calculs ou essais photoélasticométriques.

Enfin, l'intérêt du calcul et des essais photoélastiques est de « polariser » l'esprit sur des phénomènes dont on finira bien par trouver en fin de compte les lois exactes. Il en est d'ailleurs de même pour les mesures qui vont faire l'objet du chapitre suivant.

Le plus sûr moyen de ne jamais trouver les lois mathématiques exactes qui régissent les phénomènes de pression de terrain, c'est de ne jamais en énoncer et c'est de ne jamais faire de mesures.

## CHAPITRE VI

### LES MESURES DE PRESSION DE TERRAINS DANS LES MINES DE FER

---

En plus de toutes les techniques de mesure que nous allons décrire, nous allons insister sur l'une des manières les plus efficaces d'étudier les problèmes de Pression de terrain. C'est sans doute, encore à l'heure actuelle, la méthode la plus sûre pour étudier de nombreux problèmes d'exploitation, bien qu'elle soit peu précise, peu scientifique et fort longue. Il s'agit de l'observation directe et minutieuse de tous les phénomènes miniers. Pour cela, il faut s'astreindre à de nombreuses descentes de mines aux conditions les plus variées. Nous avons essayé de pratiquer cette technique de notre mieux parallèlement à nos mesures. Ce qui va suivre est l'interprétation non seulement de nos mesures mais de nos observations.

D'ailleurs nous sommes toujours partis à tort ou à raison d'un phénomène donné pour essayer d'en dégager les lois de façon à pouvoir soit le maîtriser, soit le subir en toute connaissance.

Jusqu'à l'heure actuelle, nous n'avons pratiquement effectué que des recherches autour du phénomène suivant :

Il existe dans les mines de fer de nombreux fronts de dépilage qui sont d'ailleurs assez comparables les uns aux autres. Or, on constate soit d'un front à un autre, soit sur les diverses portions d'un même front, des différences de comportement très notables. En dehors des accidents par chutes de blocs, on enregistre de temps à autres, de véritables coups de charge intempestifs et violents. On a dû, par exemple, abandonner des quartiers en dépilage en un jour ou deux voir même quelques minutes, le toit venant en contact du mur même dans des couches de plus de 4 mètres de puissance.

La question qui se posait était donc la suivante :

Quelles sont les raisons de ces coups de charge ? Comment les éviter ? Pourquoi, sur un même front de dépilage, note-t-on, de place en place, des zones où les toits et les parements sont systématiquement mauvais ?

Ceci revient à étudier le problème de la répartition des contraintes autour d'un front de défilage.

En plus de l'observation directe dont nous ne parlerons pas, nous avons utilisé les techniques de mesure suivantes :

- 1<sup>o</sup> Mesure des déformations et des décollements — Dilatomètre — Endoscope.
- 2<sup>o</sup> Mesure à l'aide de vérins plats.
- 3<sup>o</sup> Mesure de la vitesse de propagation du son.
- 4<sup>o</sup> Mesure des affaissements de surface.

Ces dernières mesures ont toutes été effectuées normalement par les géomètres des mines et nous n'en parlerons pas en tant que technique de mesure.

Nous avons dit, au début de ce chapitre que l'observation directe des phénomènes de pression de terrain était la méthode qui, à l'heure actuelle était encore la plus sûre. Il ne faudrait pourtant pas conclure hâtivement que les mesures sont inutiles. En effet :

1<sup>o</sup> Tout comme les considérations théoriques dont nous venons de parler, les mesures ont le mérite de polariser l'esprit des chercheurs sur les problèmes étudiés. Les résultats obtenus souvent en contradiction avec ce que l'on attendait vous contraignent « cent fois à remettre sur le métier votre ouvrage ».

2<sup>o</sup> Par elles mêmes, les mesures apportent des éléments nouveaux indécélables par l'observation directe. Mais grâce à cette observation directe et grâce aux résultats des mesures, on arrive, avec le temps, à bâtir un système cohérent où chaque élément corrobore le voisin.

3<sup>o</sup> Enfin, on peut espérer qu'un jour on mettra sur pied une technique de mesure simple d'emploi, facile à interpréter et donnant rapidement les résultats voulus, permettant d'éviter les longs tâtonnements de l'observation directe.

4<sup>o</sup> L'observation directe peut elle-même être améliorée en mesurant des grandeurs facilement mesurables (convergence ou dilatation) dans de nombreuses exploitations. Les résultats sont ensuite dépouillés suivant les règles du calcul statistique ce qui permet de mettre en évidence les corrélations qui relient le phénomène mesuré aux facteurs qui l'influencent.

---

## CHAPITRE VII

### LES MESURES DE DÉFORMATIONS ET DES DÉCOLLEMENTS

#### A) Mesures des déformations

Tout corps quel qu'il soit est soumis à des déformations lorsqu'on le soumet à des efforts. Ces déformations peuvent être réversibles ou non. On peut ainsi avoir des corps dits élastiques ou des corps dits plastiques avec toutes les variantes intermédiaires. Les études entreprises sur nos roches *ont montré qu'elles pouvaient être assimilées à des corps élasto-plastiques* qui ont les propriétés suivantes : (voir figure n° 23).

— La courbe effort déformation n'est pas une droite. Les déformations augmentent plus vite que les efforts.

— Par contre, lorsque l'on supprime les efforts, les déformations diminuent sans cependant s'annuler complètement.

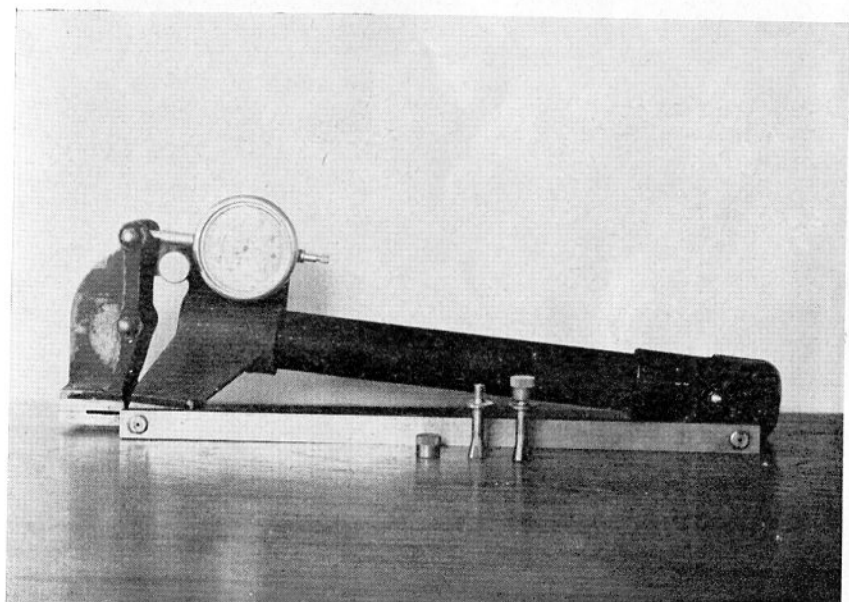
— Pour les minerais calcaires, le comportement de la roche est cependant presque élastique si l'on reste en-dessous de 150 kgs/cm<sup>2</sup>.

Il résulte de ces constatations que *les déformations de nos roches peuvent être mesurées afin de mettre en évidence les augmentations et les diminutions de compression*. Il ne peut être question, par contre, sans risque d'erreurs grossières, de transformer ces mesures de déformations en valeur absolue de la compression.

Mais la plupart des renseignements pratiques que l'on a pu obtenir durant les années passées résultent de nos mesures de déformations de la roche. Nous avons pu ainsi mettre en évidence les zones où régnait une forte compression — les culées de pression avant et arrière — au voisinage d'un front de défilage.

La mesure des déformations se fait à l'aide d'un appareil de mesure mis au point en France par Messieurs L'Hermite et Meynier. Il a été conçu pour mettre en évidence le retrait du béton. C'est un appareil très simple d'une bonne précision (10 microns par mètre). L'appareil reproduit sur la *photographie n° 1* est dénommé « dilatomètre à palpeurs ». L'appareil de mesure est à lecture directe à l'aide d'un comparateur. Le résultat lu sur le vernier est à diviser par deux car un système de bras de levier multiplie par deux les déformations et augmente ainsi la sensibilité de l'appareil. Les principales causes d'erreur sont pratique-





PHOTOGRAPHIE n° 1.

Dilatomètre à palpeur. Longueur de l'appareil = 35 cm.

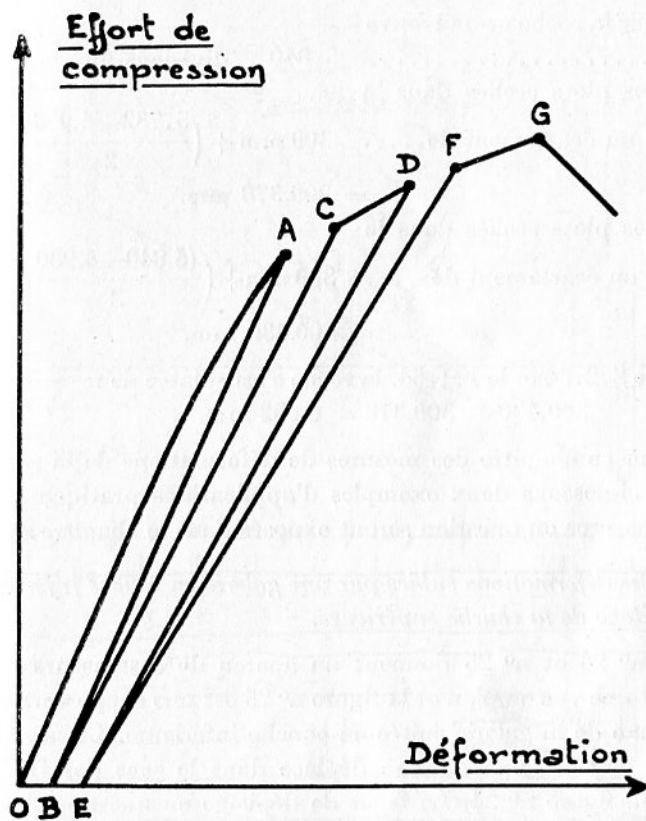


Fig. 23

ment éliminées car chaque mesure faite sur la roche est immédiatement comparée à une mesure faite sur une barre étalon en « Invar » de 300 mm. de longueur. Cette opération consiste en fait à étalonner l'appareil à chaque mesure. La mesure sur la roche se fait entre deux plots scellés dans la roche. Ces plots sont munis d'un trou conique femelle dans lequel sont engagés pendant la mesure, les palpeurs mâles du dilatomètre qui sont coniques. Les plots sont visibles sur la photographie n° 4.

Les diverses opérations d'une mesure sont les suivantes :

- on mesure sur la barre étalon le 1.2.54 et on trouve, par exemple .. 4.975 divisions du vernier.
- on mesure sur la roche entre les deux plots et on trouve le 1.2.54.... 5.732 divisions du vernier.
- on mesure sur la barre étalon le 2. 2.54 ..... 4.980 divisions du vernier.

— on mesure sur la roche et on trouve

le 2.2.54 ..... 5.840 divisions du vernier.

— le 1.2.54 les plots scellés dans la

roche avaient un écartement de .....  $300 \text{ mm} + \left( \frac{5.732 - 4.975}{2} \right) \text{ mm.}$   
 $= 300,378 \text{ mm.}$

— le 2.2.54 les plots scellés dans la

roche avaient un écartement de ....  $300 \text{ mm} + \left( \frac{5.840 - 4.980}{2} \right) \text{ mm.}$   
 $= 300,430 \text{ mm.}$

D'où, entre le 2.2.54 et le 1.1.54, la roche s'est dilatée de :

$$300,430 - 300,378 = 0,052 \text{ mm.}$$

Pour terminer ce chapitre des mesures de déformations de la roche, nous donnons ci-dessous deux exemples d'applications pratiques. Les résultats des mesures en question seront exposés dans le chapitre n° X.

1. *Mesures des déformations subies par une galerie en couche inférieure du fait du défilage de la couche supérieure.*

Les figures n° 24 et n° 25 donnent un aperçu de ces mesures. La figure n° 24 est une vue en plan et la figure n° 25 est une coupe verticale passant par l'axe de la galerie située en couche inférieure. Le front de défilage de la couche supérieure se déplace dans le sens des flèches indiquées sur la figure n° 24. Le front de défilage en question AC se déplace donc parallèlement à lui-même entre deux limites parallèles entre elles AB et DC. L'intercalaire entre les deux couches marqué OP sur la figure mesurait à la mine Charles-Ferdinand par exemple : 8 m.

Les plots de mesure étaient disposés sur les parements et le toit de la galerie de couche inférieure marquée XX' sur le plan. Sur 300 m. de galeries, il y avait des stations de mesure tous les deux mètres.

Ces mesures de déformation étaient entreprises dans les buts suivants :

- a) les culées de pression avant et arrière existent-elles ? Si oui, quel est le mécanisme de leur mise en place ?
- b) l'intensité des culées de pression est-elle variable ? Si oui, quelles sont les lois régissant ces variations ?

2. *Mesures des déformations subies par une galerie cotoyant un front de défilage en activité.*

La figure n° 26 montre le plan du quartier en question. Le front de défilage AB se déplace parallèlement à lui-même dans le sens des flèches, le long des limites AC et BD. Les mesures de déformations ont été entreprises dans la couche exploitée elle-même en particulier

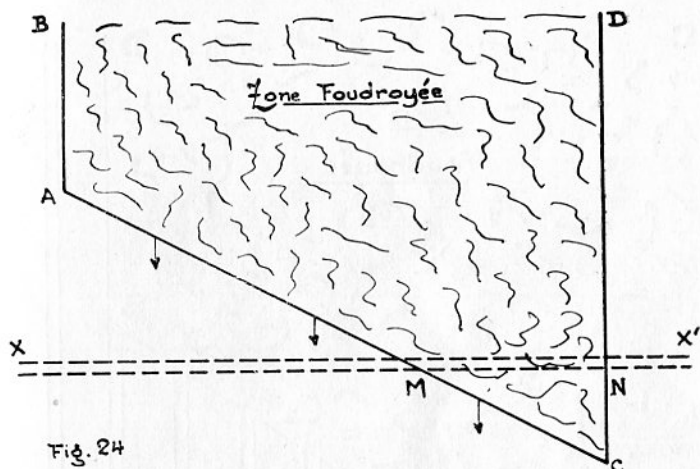


Fig. 24

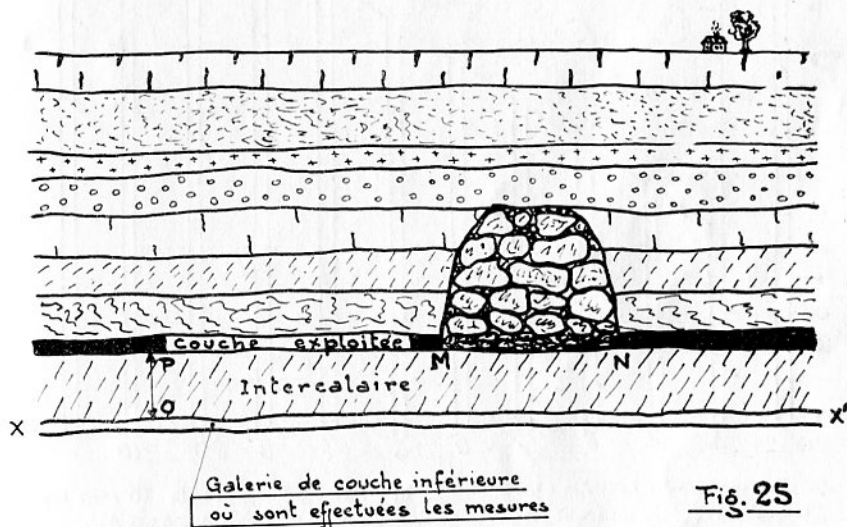


Fig. 25

dans les galeries d'accès au front de défilage (galeries marquées de 1 à 10 sur le plan) et surtout dans les galeries de bordure marquées R et P sur le plan.

Les mesures entreprises dans ces conditions avaient pour but de vérifier les points acquis dans les mesures précédentes effectuées en couches superposées. Les mesures effectuées en couche inférieure sous une couche supérieure en défilage ne peuvent pas être souvent reproduites. Les conditions nécessaires à ces mesures se retrouvent rarement dans notre Bassin.

REMARQUES. — Les mesures de déformations peuvent être entreprises à l'aide d'extensomètres à cordes vibrantes. Théoriquement, la

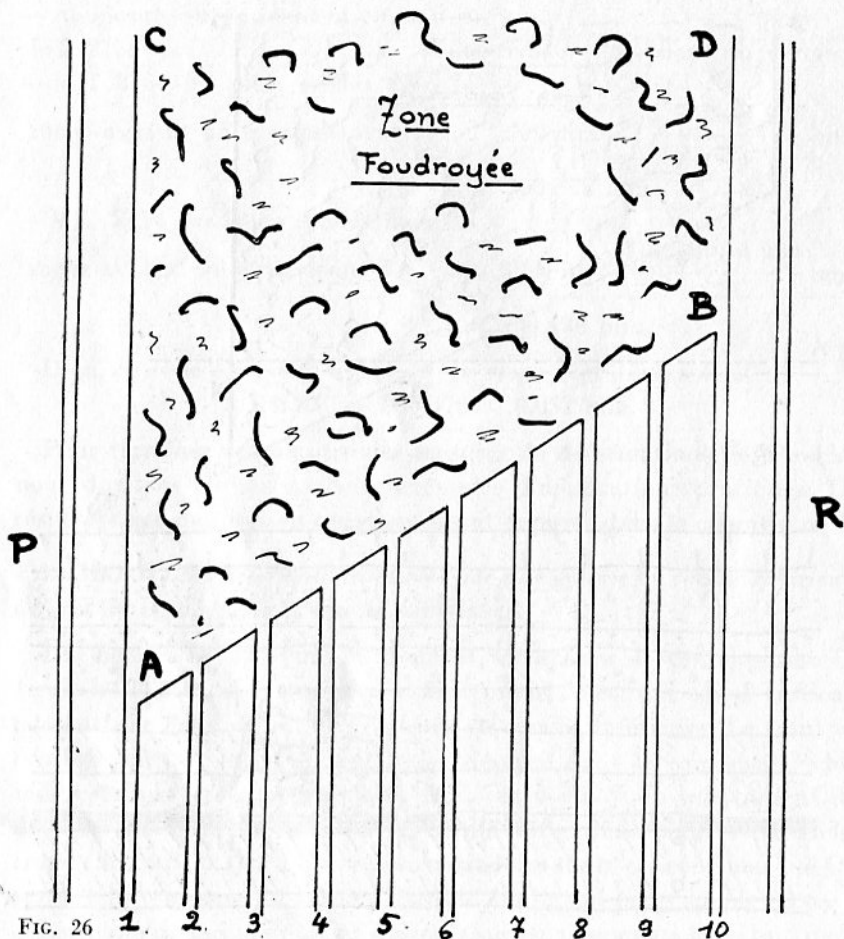
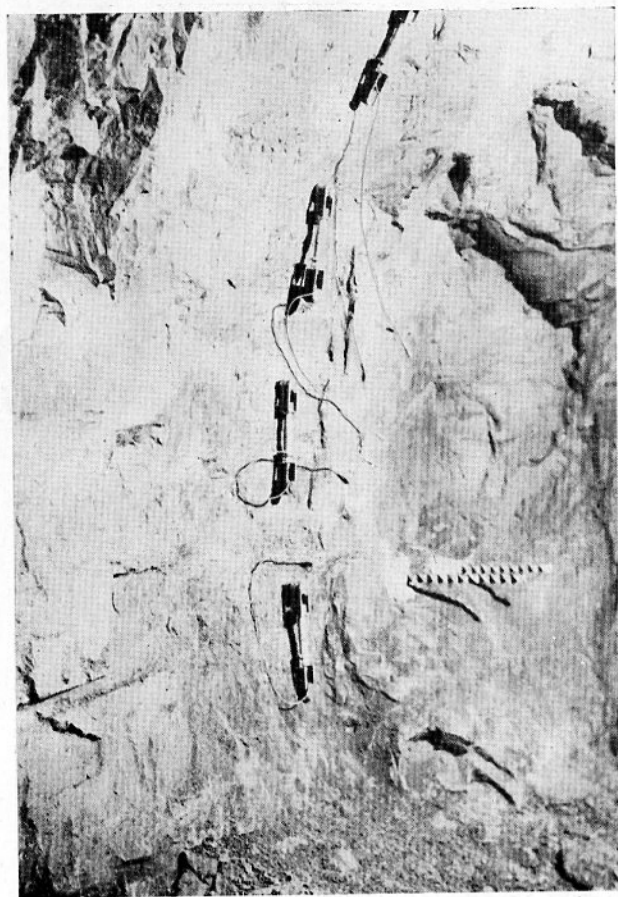


FIG. 26 1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10

Les mesures se font dans les galeries P et R. Les galeries 1, 2, 3...10 sont les chambres d'accès au front de défilage dont la ligne de foudroyage est AB.

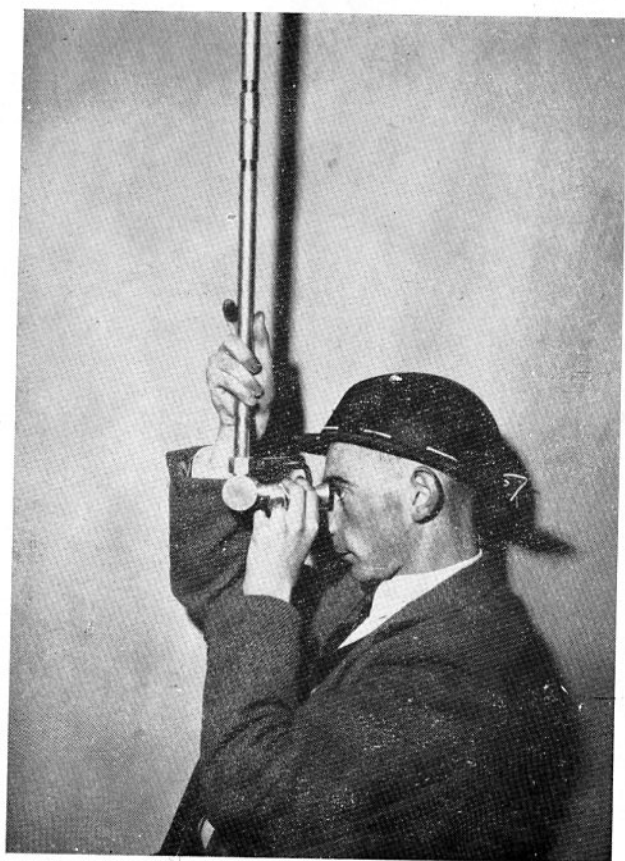
mesure est plus précise, mais pratiquement, ces appareils sont trop exposés aux effets des tirs et des heurts dans des galeries en activité. Enfin, leur prix de revient est incomparablement plus élevé que celui des plots. Il y a toujours intérêt à multiplier les points de mesure ce que l'on fait facilement avec les plots. En outre, pour effectuer la mesure et alimenter l'appareil, il faut une source d'énergie électrique. Pratiquement, nous utilisons les cordes vibrantes pour mesurer des déformations uniquement dans nos galeries-laboratoires pour la mise au point des méthodes de mesure (voir photo n° 2) (1).

(1) Sur cette photographie les cordes vibrantes sont enfermées dans des tubes de protection. Elles sont à nu sur les photographies n° 5-6 et 7.



PHOTOGRAPHIE n° 2.

Parement d'une galerie muni d'extensomètres à cordes vibrantes.  
Encombrement d'un extensomètre en longueur = 40 cm sans les  
cables électriques de liaison.



PHOTOGRAPHIE n° 3.

Endoscope.

## B) Mesures des décollements

Cet appareil de mesure n'est utilisé dans nos mines que depuis peu de temps mais il est appelé à rendre de très précieux services dans les mesures de pression de terrain et il n'est peut être pas absurde de penser que de tels appareils pourraient être utilisés efficacement par la maîtrise du fond.

Ces appareils sont essentiellement des périscoptes munis d'une lampe électrique permettant d'éclairer les parois des trous de mine que l'on ausculte. L'auscultation par vision directe des trous de mine forés soit dans le toit, soit dans les parements, a pour but de déceler les fissures qui se produisent dans la roche autour des galeries.

L'appareil français que nous possédons permet une auscultation jusqu'à 3,50 m de profondeur dans des trous ayant au minimum 30 mm de diamètre. D'après le constructeur, l'appareil pourrait être utilisé pour l'auscultation de trous ayant jusqu'à 7 m de profondeur. Cet appareil permet de mesurer l'épaisseur des zones fissurées entourant les galeries et de mettre en évidence les décollements du toit (voir photo n° 3).

La connaissance de l'épaisseur des zones fissurées permet d'une part, de connaître l'épaisseur restée intacte des piliers longs séparant les chambres et, d'autre part, de déterminer la longueur des boulons d'ancrage utilisés pour le soutènement. Enfin, lorsque les parements sont fissurés, la mesure des déformations sur leur face visible n'a plus de sens et il faut la remplacer par la mesure de la profondeur de la zone fissurée. Cette mesure n'est malheureusement pas réversible mais on peut, sans trop grand risque d'erreur, prétendre qu'en moyenne, la pression a été, à un moment donné et à un endroit donné, la plus forte par comparaison aux autres endroits lorsque à cette place la profondeur de la zone fissurée était plus grande que celle relevée dans les autres zones.

Enfin, cet appareil a permis de mettre en évidence un phénomène non encore expliqué : le déplacement relatif des bancs du toit les uns par rapport aux autres. Ces déplacements se produisent au voisinage des fronts de dépilage. Ils se font toujours dans le même sens et nos couches sont presque en plateure.

## C) Mesures des déformations principales

Cette mesure a pour but de se faire une idée de la répartition et de la direction des contraintes principales sur le pourtour des galeries en mesurant la répartition des déformations principales consécutives



à la décharge de la roche constituant la paroi des galeries. Pour effectuer cette décharge, nous forons de profondes saignées découpant ainsi des carrés sur la surface visible des parements et des toits. Préalablement à ces découpages, nous avons scellé sur la roche des plots et effectué les mesures au dilatomètre. Les plots sont disposés de façon à permettre des lectures dans 3 directions à  $45^{\circ}$  l'une de l'autre. Une fois les découpages effectués jusqu'à une profondeur telle que les mesures sur les plots ne varient plus, nous comparons la dernière mesure avec celle effectuée avant découpage. On trace ensuite le cercle de Mohr des déformations, ce qui donne les déformations principales (voir photographie n<sup>o</sup> 4).

Ces essais et mesures feront l'objet d'une publication ultérieure concernant la répartition des déformations autour des galeries. Elles n'ont d'ailleurs pas été utilisées pour l'étude de la répartition des contraintes autour des fronts de défilage, étude faisant l'objet de cette thèse.

---



PHOTOGRAPHIE n° 4.

Mesure des déformations principales sur le pourtour d'une galerie. Chacun des cubes découpés, dans la roche par les saignées, a des arrêtes ayant environ 50 cm de longueur.

## CHAPITRE VIII

### MESURES A L'AIDE DES VÉRINS PLATS

---

Cette méthode de mesure imaginée conjointement par les Ingénieurs des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics et par nous-mêmes a tout d'abord été mise au point pour déterminer la contrainte tangentielle régnant sur la paroi des galeries.

Mais, comme le but de toutes nos mesures est de déterminer la poussée au vide des galeries (donnée absolument indispensable pour tout calcul de revêtement par exemple) nous nous sommes bien vite aperçus que la seule connaissance de la contrainte tangentielle était bien insuffisante si l'on ne connaissait pas la répartition des contraintes à l'intérieur du massif.

Les données des calculs théoriques montrent bien qu'en dehors des hypothèses élastiques, le maximum de contrainte ne se trouve pas sur la paroi de la galerie. On peut même trouver théoriquement une contrainte tangentielle nulle dans certains cas. Il ne faudrait pas en conclure que la galerie n'est pas chargée et qu'elle n'a pas besoin de soutènement.

Actuellement nous utilisons les vérins plats dans les buts suivants :

1<sup>o</sup> Mesure de la contrainte tangentielle dans les terrains durs et élastiques sur les parois des galeries.

Cette méthode convient particulièrement bien aux mines de fer de l'Ouest dont le minerai est très dur et très résistant et de plus il est à faible profondeur. Elle convient également dans les minerais calcaires durs du Bassin de Lorraine.

Après modification de la méthode comme nous l'expliquons plus loin, on peut, grâce aux vérins plats, mesurer ou évaluer les caractéristiques mécaniques des roches en place.

2<sup>o</sup> Nous rappelons encore une fois que la mesure de la contrainte tangentielle sur la paroi n'est pas suffisante et que, pratiquement, il faut connaître les lois de répartition à l'intérieur du massif. Pour ce faire, nous avons essayé d'utiliser les vérins plats en dynamomètre lorsque les contraintes appliquées aux galeries variaient.

3° La plus grande des utilisations dans nos mines consiste à se servir des vérins plats de grande dimension comme moyen de mise en pression rapide d'un grand volume de roche. Nous donnerons dans le chapitre n° IX un exemple d'application à la technique de la mesure de la vitesse du son.

Nous analyserons successivement ces trois domaines d'utilisation. Auparavant, nous allons décrire rapidement le principe de la mesure.

### I. — Description de la mesure à l'aide des vérins plats

On munit un parement d'une galerie de plots marqués A et B. Après avoir mesuré au dilatomètre la distance séparant A et B, soit  $L$ , on creuse une saignée qui a environ 70 cm de largeur, 70 cm de profondeur et 5 cm d'épaisseur. Le creusement de la saignée au-dessus des

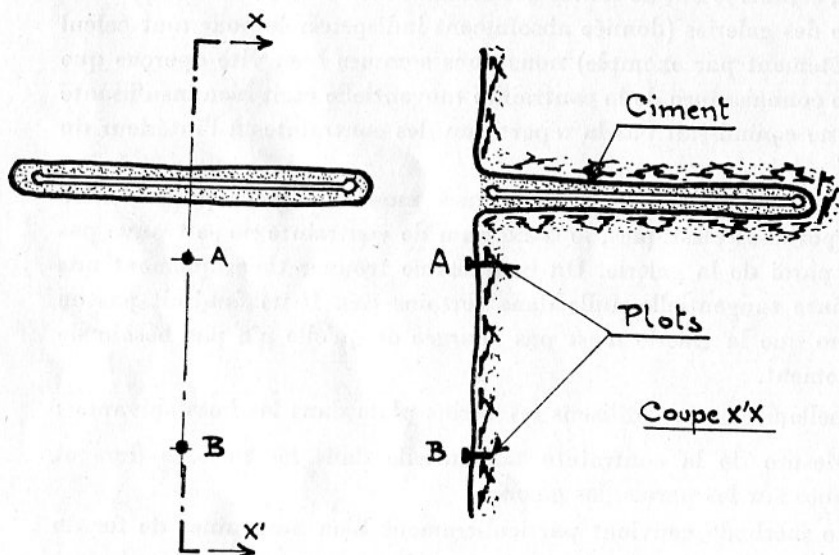


Fig 27

plots A et B « soulage » dans une certaine mesure les terrains car on supprime en partie la contrainte de pression qui s'exerçait au niveau de la saignée. Une diminution de pression entraîne une déformation d'allongement. En d'autres termes, la distance  $L$  qui séparait A et B augmente d'une quantité  $Dx$  et devient  $L + Dx$ . Après avoir mesuré au dilatomètre cette distance  $L + Dx$ , on introduit dans la saignée un vérin plat décrit dans l'annexe III à ce chapitre. On scelle ce vérin plat au ciment fondu. On augmente progressivement la pression dans le vérin plat. Au fur et à mesure que la pression augmente dans le vérin,

la distance séparant A et B diminue. Lorsque la diminution atteint la valeur  $Dx$ , on note la pression existant à cet instant dans le vérin, pression qui est supposée être égale à celle qui régnait dans le massif avant creusement de la saignée.

Des essais de laboratoire ont prouvé la viabilité de la méthode sur du béton. Nous avons entrepris des essais dans le minerai de fer du Bassin et nous décrivons les résultats obtenus dans les pages qui suivent après nous être assurés par des essais de confirmation, également décrits, que la méthode de mesure avait un sens dans nos terrains.

Les essais de laboratoire ont été effectués par les Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics et ont fait l'objet d'un compte rendu publié en octobre 1952 par les Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

## II. — Mesure de la contrainte tangentielle

### 1<sup>o</sup> Les essais et leurs résultats

Au cours des premiers essais, nous avons cherché à mesurer les contraintes à la surface d'une paroi de galerie en utilisant une seule saignée horizontale sous laquelle les déformations produites par la libération des contraintes due au creusement de la saignée étaient annulées par la pression d'un vérin plat introduit dans la saignée selon la méthode imaginée conjointement par les *Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics* et par nous-mêmes.

Nous allons décrire et discuter tout d'abord les résultats obtenus à l'aide d'une seule saignée. Soit une saignée de 75 à 80 cm de largeur, 5 cm de hauteur et 75 cm de profondeur. Dans cette saignée creusée horizontalement dans les parois verticales de nos galeries, on introduit un vérin plat du type Freyssinet de 70 cm  $\times$  70 cm. Ce dernier est scellé au ciment fondu ou à prise rapide.

Nous réalisons les saignées en forant des trous de mine côte à côte. Cette pratique est longue et difficile. Mais, pour l'instant, nous n'avons pas trouvé mieux. Il faut veiller en effet à ne pas ébranler et à ne pas démolir la roche soumise à l'essai : nous utilisons des perforatrices de préférence au marteau-perforateur dont les vibrations conduisent bien souvent à la dislocation des roches au voisinage de la saignée.

Pour constituer une telle saignée et sceller le vérin, brancher la pompe, etc., il faut 10 à 12 heures de travail de deux hommes. La mise en pression du vérin ne peut être faite que 8 heures environ après la fin du scellement. En effet, le mortier utilisé pour le scellement est très

liquide, sinon l'introduction du vérin est impossible. La prise de mortier demande un certain temps ou plutôt l'absorption de l'eau de gâchage trop abondante demande un certain temps.

Si la mise en pression est effectuée trop tôt, le vérin se déforme jusqu'à expulsion totale de l'eau de gâchage, ce qui conduit la plupart du temps à l'éclatement du vérin ou à des déformations du vérin telles que sa réutilisation est impossible. Nous signalons à ce propos que l'éclatement du vérin est absolument sans danger. Nous veillons cependant à expulser l'air se trouvant dans le vérin et les tuyauteries. Pour ce faire, nous mettons légèrement en pression le vérin sans rendre étanches les différents raccords, nous obtenons ainsi des fuites d'où l'eau s'échappe sous pression, ainsi que l'air contenu dans le vérin et les tuyauteries.

Nous arrêtons l'opération qui est effectuée une fois le vérin scellé, lorsque le sifflement correspondant à l'expulsion de l'air cesse.

Avec un vérin neuf, correctement scellé, on monte facilement la pression jusqu'à 200 kg/cm<sup>2</sup>. Un vérin peut servir dix fois environ, mais on ne peut plus dépasser, sans risque d'éclatement, 150 kg/cm<sup>2</sup>. Après trois utilisations, il faut, après chaque essai, réparer le vérin (le remettre en forme et renforcer les soudures).

Nous effectuons toujours la récupération des vérins; c'est une opération délicate nécessitant 4 heures de travail d'un homme expérimenté.

#### A. — DESCRIPTION DE L'ESSAI EFFECTUÉ AVEC UNE SEULE SAIGNÉE HORIZONTALE

L'ensemble de l'essai nécessite les opérations suivantes :

##### 1° *Choix de l'emplacement :*

Nettoyer la paroi en la rendant à peu près plane et lisse à l'endroit où la saignée sera constituée et les extensomètres disposés.

Ne pas se placer dans une zone trop fissurée, ni à un endroit où la section de la galerie présente une anomalie ou une discontinuité (coude, élargissage, voisinage d'une niche, d'un bure, etc.).

Veiller à ce que la face plane choisie soit parallèle à l'axe de la galerie (ne pas choisir un plan de clivage si ce dernier coupe l'axe de la galerie).

L'essai peut être fait à n'importe quel endroit de la section, même au toit ou au mur de la galerie, à condition que ces derniers soient soumis à une compression et non à une traction.

Le sens des déformations obtenues après creusement de la saignée nous renseigne sur ce point. *Nous rappelons que le résultat obtenu concerne l'endroit où la saignée a été constituée et non pas l'endroit où les extensomètres sont disposés.*

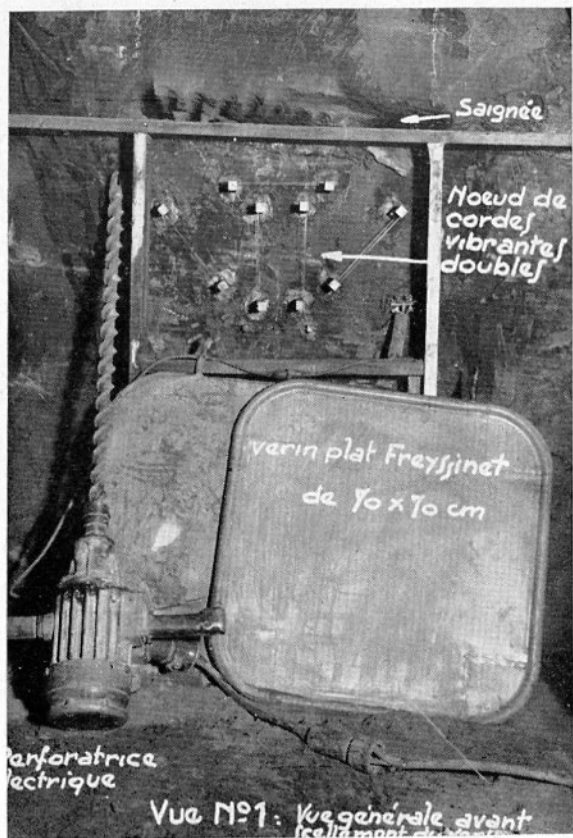


PHOTO n° 5. — Vue générale avant scellement du vérin.

- 006
- A. Nœud de cordes vibrantes doubles.
  - B. Saignée.
  - C. Vérin plat Freyssinet de 70 × 70 cm.
  - D. Perforatrice électrique.

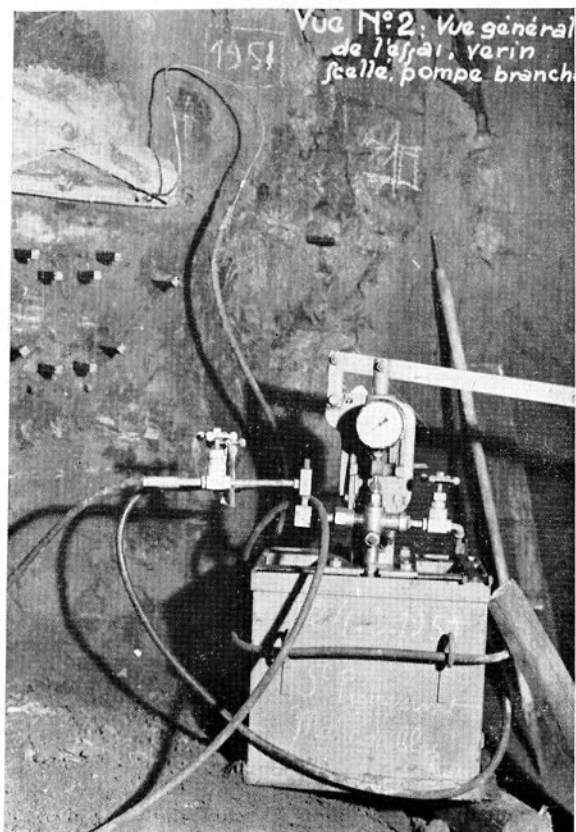


PHOTO n° 6. — Vue générale de l'essai, vérin scellé, pompe branchée.



2° *Mise en place des extensomètres et lecture :*

Sceller les pattes si l'on utilise des cordes vibrantes ou les plots si l'on se sert de dilatomètres, soit au-dessous, soit au-dessus du vérin. Nous verrons ultérieurement où les disposer judicieusement.

Laisser le mortier de scellement faire prise. Nous attendons, avec le ciment fondu ou à prise rapide, environ 8 heures.

Exécuter une première lecture sur tous les extensomètres. Cette lecture donne l'état initial.

3° *Creusement de la saignée et lecture :*

Protéger les extensomètres par un coffrage contre les risques de chocs consécutifs au creusement de la saignée et au scellement du vérin.

Procéder au creusement de la saignée, si possible avec des perforatrices de préférence aux marteaux perforateurs.

Exécuter une deuxième lecture sur les extensomètres. Cette lecture donne, par différence avec la première, les déformations résultant du creusement de la saignée.

S'assurer que le vérin plat s'introduit facilement dans la saignée.

4° *Scellement du vérin plat :*

Rincer la saignée. Nous nous servons de la pompe haute-pression pour ce travail.

Remplir la saignée de mortier très liquide en la bourrant avec un bourroir. Nous employons un mélange de 50% de ciment de 50% de sable fin sans gravier.

Introduire en forçant le vérin plat dans la saignée. Le mortier en surplus est expulsé hors de la saignée.

Laisser le mortier faire prise pendant 8 heures environ.

A moins de disposer de moyens d'injection de mortier, nous déconseillons la mise en place du vérin dans la saignée préalablement à l'introduction du mortier. Cette pratique conduit à la création de vides très préjudiciables autour du vérin en cours de mesure, ce qui est irrémédiable.

Brancher la pompe.

5° *Mise en pression du vérin :*

Monter la pression de 5 en 5 kg/cm<sup>2</sup> ou de 10 en 10 kg/cm<sup>2</sup>.

A chaque palier, faire une lecture sur les extensomètres.

Dépasser si possible de 20 ou 30 kg/cm<sup>2</sup> la pression donnant l'annulation des déformations sur l'extensomètre le plus proche du vérin. Nous avons pris pour principe dans notre minerais de monter toujours à 150 kg/cm<sup>2</sup>.

Revenir à zéro, également par paliers, et exécuter à nouveau un second cycle.

6° *Récupération du vérin :*

Enlever les extensomètres.

Exécuter une nouvelle saignée parallèlement et le plus près possible de la première. Cette nouvelle saignée est plus profonde et plus large que la première. Mais elle est exécutée sans soin, c'est-à-dire sans être rigoureusement rectiligne, ni parfaitement continue. Elle est creusée au-dessous du vérin.

On monte légèrement la pression dans le vérin. Cette opération a pour but de briser la roche sous le vérin.

Forer à 50 cm au-dessous du vérin deux trous de mine inclinés de part et d'autre de l'axe de symétrie vertical du vérin. Ces deux trous de mine ont environ 1 m de profondeur. Les faire sauter avec le minimum d'explosifs. Grâce à la saignée le vérin ne subit aucun dommage.

Sortir le vérin en s'aidant de burins et de pinces.

B. — RÉSULTATS OBTENUS

1° *Essais effectués avec deux extensomètres situés l'un au-dessous de l'autre sur l'axe de symétrie vertical du vérin :*

Parmi de nombreux résultats, voici deux essais assez significatifs effectués dans des galeries rectangulaires à coins arrondis de 5 m de largeur et de 4 m de hauteur.

PREMIER ESSAI. — Effectué sous un vérin de 70 cm de largeur, introduit dans une saignée sensiblement de même largeur (fig. 28).

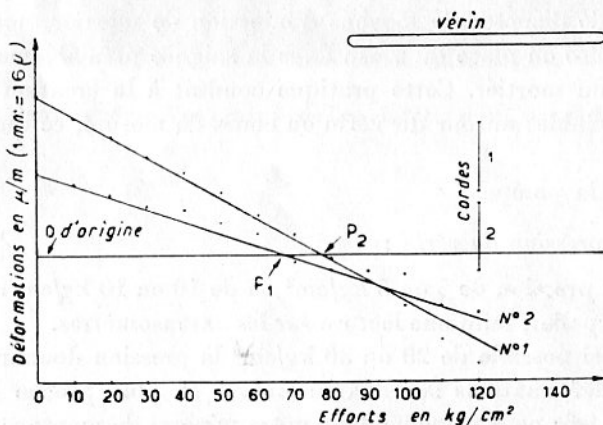


FIG. 28.

La corde 1 située verticalement au milieu du vérin entre deux points scellés aux cotes 21 et 41 cm sous le vérin a annulé sa déformation pour une pression dans le vérin de  $78,5 \text{ kg/cm}^2 = P_1$ .

La corde 2 située à l'aplomb de la corde 1, mais entre deux points scellés aux cotes 45 et 65 cm, a annulé sa déformation à  $68 \text{ kg/cm}^2 = P_2$ .

DEUXIÈME ESSAI. — Effectué à un autre endroit sous le même vérin ; les cordes sont scellées aux mêmes cotes que précédemment (fig. 29).

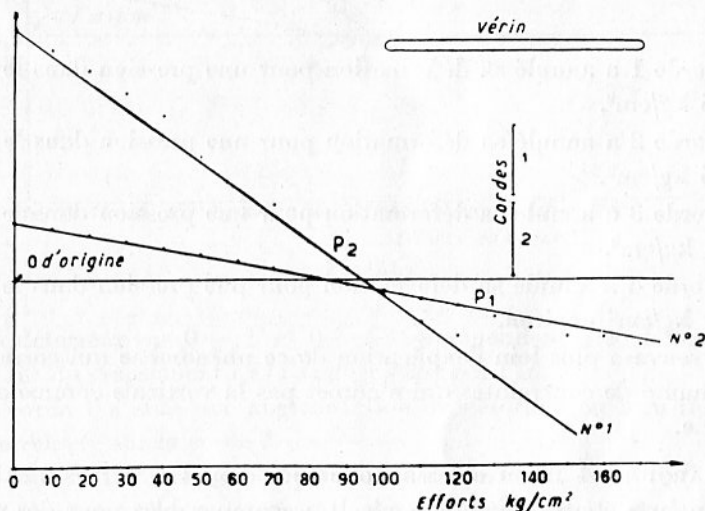


FIG. 29.

La corde 1 a annulé sa déformation pour une pression dans le vérin de  $94,5 \text{ kg/cm}^2 = P_1$ .

La corde 2 a annulé sa déformation pour une pression dans le vérin de  $82,5 \text{ kg/cm}^2 = P_2$ .

REMARQUE. — Tous les essais effectués avec plusieurs cordes situées sur la même verticale nous ont donné des résultats comparables à ceux relatés. On constate donc dans chaque cas que la pression qui entraîne l'annulation des déformations des cordes situées les plus près du vérin plat est plus forte que celle qui annule celles de la corde située la plus loin et que le rapport  $\left( \frac{P_1 - P_2}{P} \right) 100$  est voisin de 15%.

2<sup>o</sup> Essais effectués avec plusieurs extensomètres scellés aux mêmes cotes par rapport au vérin.

Un essai effectué avec un vérin plat de 70 cm de largeur, disposé horizontalement sous lequel quatre cordes étaient scellées entre les cotes 20 et 34 cm (fig. 30) nous a donné les résultats suivants :

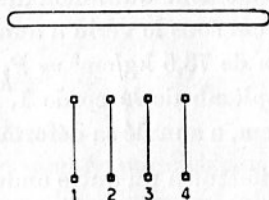


FIG. 30.

La corde 1 a annulé sa déformation pour une pression dans le vérin de  $82,5 \text{ kg/cm}^2$ .

La corde 2 a annulé sa déformation pour une pression dans le vérin de  $86,5 \text{ kg/cm}^2$ .

La corde 3 a annulé sa déformation pour une pression dans le vérin de  $117 \text{ kg/cm}^2$ .

La corde 4 a annulé sa déformation pour une pression dans le vérin de  $175 \text{ kg/cm}^2$  environ.

On trouvera plus loin l'explication de ce phénomène qui correspond à un champ de contraintes qui n'admet pas la verticale comme axe de symétrie.

REMARQUE. — D'autres essais effectués dans les mêmes conditions nous ont par contre donné des résultats comparables pour des cordes scellées symétriquement par rapport à l'axe de symétrie vertical du vérin plat. Dans ce cas, la pression du terrain s'exerçait verticalement.

3° *Résultats obtenus en faisant varier la largeur de la saignée, la largeur du vérin restant constante.*

Soit un vérin du type Freyssinet de 70 cm de largeur, introduit dans une saignée horizontale ayant sensiblement la même largeur. Sous la saignée, deux cordes vibrantes ont été scellées, l'une au-dessous de l'autre sur l'axe de symétrie vertical du vérin entre des points situés aux cotes 21 et 41 cm, et aux cotes 45 et 65 cm.

En montant la pression dans le vérin, la corde 1 a annulé sa déformation pour une pression dans le vérin de  $94 \text{ kg/cm}^2$  et la corde 2 pour une pression dans le vérin de  $83 \text{ kg/cm}^2$ .

Nous avons laissé la roche se reposer pendant 2 jours, puis la saignée a été élargie de 15 cm de part et d'autre du vérin. La saignée avait donc 1 m de largeur. Le vérin n'avait pas bougé. Les parties élargies de la saignée sont restées vides (fig. 31).

Les déformations 0 — 1 et 0 — 2 correspondent aux déformations résultant du creusement de la saignée de 70 cm de largeur.

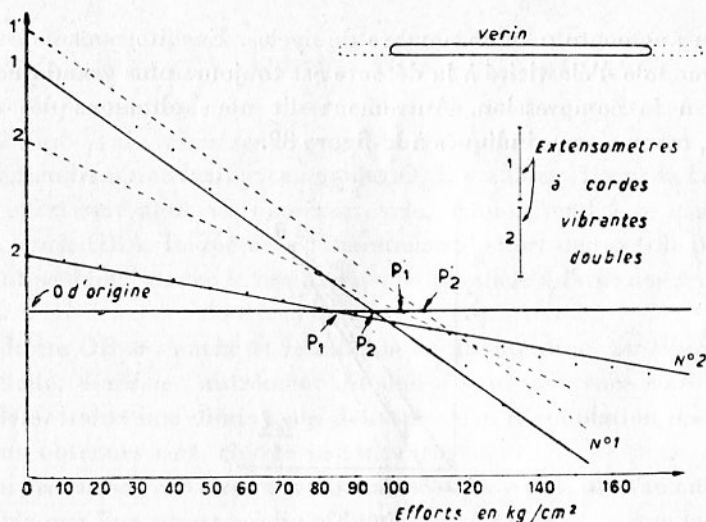


FIG. 31.

Les déformations 0 — 1' et 0 — 2' correspondent aux déformations résultant du creusement de la saignée élargie à 1 m.

La corde 1 a subi une augmentation de déformation bien inférieure à celle relevée sur la corde 2.

En montant à nouveau la pression dans le vérin, la corde 1 annule sa déformation pour une pression dans le vérin de 108 kg/cm<sup>2</sup> et la corde 2 pour une pression de 102 kg/cm<sup>2</sup>.

REMARQUES. — 1° Du fait de l'élargissement de la saignée, la pression d'annulation des déformations données par la corde 1 a augmenté de près de 15 % et de 23 % pour la corde 2.

2° Avant l'élargissement le rapport  $\left( \frac{P_1 - P_2}{P_2} \right) 100 \neq 15\%$ .

Après l'élargissement le rapport  $\left( \frac{P'_1 - P'_2}{P'_2} \right) 100 \neq 6\%$ .

### C. — PHÉNOMÈNES CONNEXES AUX ESSAIS

1° *Mises en pressions répétées : cycles effort/déformation. Fluage.*

La méthode suppose la réversibilité des contraintes et des déformations. On suppose que le corps se comporte toujours de la même façon entre chaque palier de charges. Ceci n'implique pas forcément l'hypothèse de l'élasticité, car les déformations peuvent fort bien ne pas être linéaires.

Or, les essais montrent que les courbes efforts/déformations sont différentes d'un cycle à un autre et que le module d'élasticité à la com-

pression augmente avec le nombre de cycles. Ensuite nous constatons que le module d'élasticité à la détente est toujours plus grand que celui obtenu à la compression. Autrement dit nous obtenons des cycles décalés, comme ceux indiqués à la figure 32.

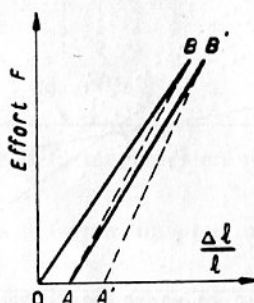


FIG. 32

S'il en est ainsi, le second cycle que nous effectuons sous le vérin doit amener l'annulation de la déformation pour une pression inférieure à celle du premier cycle.

Voici les résultats de nos premiers essais :

Pression ayant annulé la déformation au premier cycle kg/cm <sup>2</sup>	Pression ayant annulé la déformation au deuxième cycle kg/cm <sup>2</sup>	Pourcentage d'écart %
87	80	— 8
79	73	— 8,9
82	80	— 2,5
87	79	— 9,2
38	35	— 7,9
35	35	0
94	79	— 16
82,5	78	— 5,4
125	125	— 0
75	61	— 18,7

Nous avons laissé de côté deux essais donnant des pourcentages d'écart de — 23 % et de — 41 %. Nous avons tout lieu de supposer que ces essais étaient aberrants, pour d'autres raisons d'ailleurs.

La moyenne du pourcentage d'écart est de — 7,6 %.

Ces essais prouvent bien que l'irréversibilité des contraintes et des déformations existe presque toujours dans le minerai soumis à l'essai.

Mais il ne faut pas oublier que les cycles ainsi effectués sont réalisés par mise en charge instantanée et non maintenue dans le temps.

Nous obtenons alors un cycle tel que OBA. Si nous recommençons immédiatement un nouveau cycle, nous obtenons AB'A'.

Mais si, par contre, après avoir effectué le premier cycle nous attendons 2 ou 3 jours, nous remarquons bien souvent que le point A tend à se confondre à nouveau avec le point O. Il y a donc fluage de la roche.

En effectuant alors un nouveau cycle, celui-ci tend à se confondre avec le cycle OBA. De même, en maintenant l'effort donnant le point B, ce point se déplace avec le temps sur une parallèle à l'axe des  $x$  passant par B.

La droite OB se couche et le module de déformation, ou si l'on veut d'élasticité, diminue ; autrement dit une mesure effectuée sous charge durable entraîne une diminution de la pression d'annulation des déformations obtenues sous charge instantanée.

Dans les roches calcaires et résistantes où les essais ont été entrepris, il semble que l'on puisse négliger l'influence du fluage vu que les essais durent de 16 à 24 heures environ et que les déformations dues au creusement de la saignée augmentent de 5 à 8% par rapport à leur valeur initiale pendant ce temps.

On commet donc, du fait du fluage, une erreur par excès du même ordre.

Pendant ce même laps de temps, le fluage est intervenu également pour atténuer le phénomène de l'irréversibilité des contraintes ; autrement dit, dans notre cas particulier et en minerai calcaire, il semble qu'en négligeant l'irréversibilité des contraintes et des déformations, ainsi que le fluage, on ne commet pas une erreur supérieure à  $\pm 8\%$ .

Par contre, dans certaines roches, la précision pourra diminuer sensiblement.

## 2° Résultats obtenus avec des cordes vibrantes doubles.

Tous nos essais au début étaient effectués en utilisant des cordes vibrantes comme extensomètres. Il y avait deux cordes vibrantes tendues entre chaque paire de broches de scellement.

Une fois la saignée creusée, les cordes A et B subissaient un allongement. Nous avons toujours remarqué, et ceci sans aucune exception, que la corde A subissait un allongement supérieur à celui de la corde B (fig. 33).

Il semble donc que la zone entourant M est plus sollicitée que celle se trouvant directement en surface c'est-à-dire au voisinage de O.

Lorsque la pression monte dans le vérin, l'allongement subi par les cordes A et B est supprimé pour une certaine valeur de la pression. Mais l'augmentation de pression n'arrive jamais à équilibrer les déformations sur les cordes A et B. La différence d'origine est toujours assez

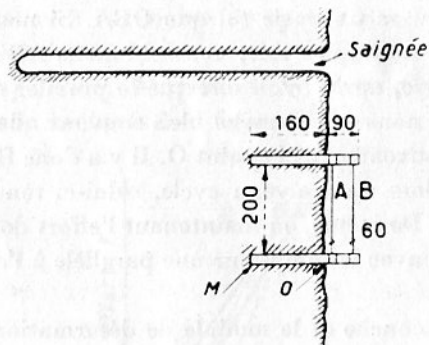


FIG. 33.

grossièrement maintenue et quelquefois même augmentée, la pression d'annulation des allongements est donc plus forte en M qu'au point O.

Nous donnons ci-dessous un tableau relatant les résultats des essais effectués avec des cordes vibrantes doubles :

Allongement subi par la corde A	Allongement subi par la corde B	$\left( \frac{\Delta A - \Delta B}{\Delta B} \right) \times 100$	Pression d'annulation en O	Pression d'annulation en M	$\left( \frac{P_M - P_0}{P_0} \right) \times 100$
m	m	%	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	%
500	402	24	82	120	46
256	100	156	88	122	45
330	80	310	80	110	37
528	492	7	95	141	48
312	163	91	79	117	48
654	504	30	69	105	38

Nous avons éliminé trois essais dont les résultats sont fortement sujets à caution, mais donnant cependant un  $\Delta A > \Delta B$  et  $P_M > P_0$ .

En moyenne nous trouvons donc une pression d'annulation au voisinage de M plus forte de 43,5 % qu'en surface, c'est-à-dire qu'au voisinage de O.

Nous sommes assez perplexes pour expliquer ce phénomène qui n'est pas dû à la flexion des broches de scellement.

Ces broches ont une section de 400 mm<sup>2</sup> (20 × 20). En outre, au fur et à mesure de l'augmentation de la pression dans le vérin, s'il y avait flexion des broches, elle serait peu à peu supprimée et à un moment donné les déformations sur les deux cordes A et B seraient équilibrées. Or, ce n'est jamais le cas.



On peut aussi prétendre que le minerai, au voisinage immédiat de la galerie, a perdu son élasticité, soit par plasticité, soit par suite des perturbations résultant des coups de mine au moment du creusement de la galerie. Tout d'abord avant de réaliser un essai nous purgeons à refus le parement, soit au pic ou à la pince, soit au marteau-piqueur sur une profondeur de 20 à 40 cm.

Il faudrait donc supposer que, dans chacun de nos essais, le minerai a récupéré ses qualités élastiques à 15 cm de l'endroit où nous nous sommes arrêtés de purger. Or, nous nous arrêtons de purger non seulement quand nous avons obtenu le ferme, mais au moment où nous avons une surface plane verticale et bien parallèle à l'axe de la galerie. Ces conditions nous imposent bien souvent de purger ou de tailler une partie ferme plus que nécessaire. Or nous trouvons toujours la même variation des déformations et des pressions d'annulation. Enfin les courbes efforts-déformations relevées au point O et au point M montrent que les modules d'élasticité et de déformation sont sensiblement équivalents. Il n'y a donc pas lieu, croyons-nous, de retenir cette explication.

On peut faire les hypothèses suivantes :

1<sup>o</sup> On sait qu'en admettant pour le matériau essayé les caractéristiques des milieux à frottement interne, visqueux ou pulvérulent, on obtient une loi de variation de la contrainte verticale subie par le matériau différente de celle obtenue pour un matériau élastique (fig. 34).

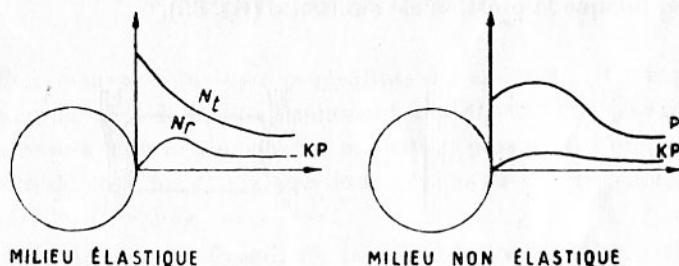


FIG. 34.

$N_t$  = Contrainte tangentielle mesurée suivant  $Oy$ , c'est-à-dire contrainte verticale.  
 $N_r$  = Contrainte radiale mesurée suivant  $Ox$ , c'est-à-dire contrainte horizontale.

On voit qu'en milieu élastique la contrainte verticale est maximum sur le bord de la galerie et va en diminuant ensuite.

En milieu non élastique, la contrainte verticale va d'abord en augmentant, passe par un maximum, puis diminue.

On peut donc supposer que notre minerai suit les lois des milieux non élastiques. Ceci est possible.

Mais la variation de 40% de la contrainte verticale sur 15 cm de profondeur laisse supposer que le maximum se trouve toujours près de la paroi de la galerie, 15 à 30 cm. La zone perturbée et non élastique est donc très mince.

Si nous enlevons cette zone, nous serons donc en milieu élastique. Or, ce n'est pas le cas. Une fois 20 à 30 cm de minerai enlevés, nous trouvons toujours la même loi de variation avec 40% d'augmentation de la contrainte verticale environ sur 15 cm de profondeur. Devant ces résultats, nous avons cru bon de ne pas retenir cette hypothèse, d'autant plus que les chiffres donnés par les essais aux points M dépassent largement la valeur de la contrainte tangentielle donnée en surface par les essais photoélastiques.

2° On peut également supposer que la saignée ne soit pas assez profonde et que la libération des contraintes se fasse moins bien en profondeur qu'en surface. Or, la libération des contraintes se fait plus énergiquement en profondeur qu'en surface puisque la corde A s'allonge plus que la corde B. Il n'y a donc pas lieu de faire intervenir ce phénomène.

3° La roche, au voisinage de la galerie, subit un surcroît de compression entraînant une flexion qui tend à courber des feuillards de minerai délimités par des cassures naturelles (fil de mine ou plan de clivage), ou créés par les efforts auxquels la roche est soumise. Ces feuillards de minerai tapissent les parois verticales de la galerie et finissent par se détacher lorsque la pression est suffisante (fig. 35).

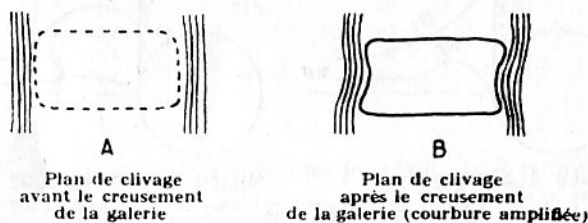


FIG. 35.

Nous croyons que cette dernière hypothèse est celle à retenir. Nous ne pouvons certes pas prétendre avec certitude que notre point de vue soit exact. Nous nous appuyons cependant sur d'autres résultats ne faisant pas partie de cette étude et corroborant cette hypothèse (mesure de la vitesse de propagation du son dans la roche. Découpage complet sur toute une section d'une galerie, etc.).

Chaque feuillard de minerai se comporte donc indépendamment du

voisin, mais chacun serait plus comprimé sur la face regardant le massif que sur la face regardant la galerie. La loi de variation de la pression aurait donc une allure en dents de scie (fig. 36).

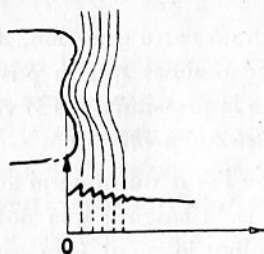


FIG. 36.

Par des essais complémentaires, nous essayerons de préciser, si possible, cette notion de travail par tranche verticale de minerai.

De toute façon la mesure obtenue en surface est celle que nous cherchons, mais nous voyons tout de suite que l'on ne peut pas, connaissant la valeur de cette contrainte de surface, se faire une idée immédiate sur la répartition des contraintes en profondeur. Il semble tout au moins que ce soit assez hasardeux dans l'état actuel des essais.

## 2<sup>o</sup> Interprétation des résultats

Nous allons essayer d'analyser les résultats des essais décrits aux paragraphes précédents et de montrer comment modifier l'essai du vérin plat pour en faire une mesure plus précise et surtout plus complète.

A la suite de tous les essais que nous venons de décrire, nous nous sommes posé les questions suivantes :

1<sup>o</sup> A quelle distance de la saignée les extensomètres doivent-ils être scellés, les résultats étant différents suivant cette distance ?

2<sup>o</sup> Comment faire intervenir la non-verticalité des contraintes principales ?

3<sup>o</sup> Faut-il prendre un vérin de grandes ou de petites dimensions ?

4<sup>o</sup> La saignée doit-elle être d'une dimension juste suffisante pour laisser passer le vérin ou doit-elle être plus grande ? Les résultats varient en effet avec la dimension de la saignée pour un vérin donné.

La négligence ou la non prise en considération de ces quatre facteurs entraîne des erreurs.

Nous savons, par ailleurs, que nous négligeons le fluage et l'irrèver-

sibilité des contraintes. Autrement dit, au départ, nous admettons dans notre cas une erreur de  $\pm 7$  à  $8\%$ .

La question qui nous préoccupe est la suivante :

*Quelle est la précision de la mesure à l'aide du vérin plat scellé dans une seule saignée horizontale ?*

Pour parvenir à répondre à cette question, nous avons tenté d'expliquer par le calcul les phénomènes qui se passent lorsqu'on creuse la saignée et lorsqu'on monte la pression dans le vérin.

Nous allons partir de *deux hypothèses* :

a) Nous admettrons que l'état du minerai suit les lois de l'élasticité.

b) Nous admettrons que la saignée que nous constituons, ayant la forme d'une fente très allongée, peut être assimilée à une ellipse de grand axe égal à la largeur de la saignée et ayant comme petit axe la hauteur de la saignée.

Les calculs nous donneront une idée approximative sur la façon dont les contraintes et les déformations réagissent au cours de l'essai. Il ne s'agit pas de trouver des lois quantitatives, mais plutôt des lois qualitatives. Nous verrons d'ailleurs que les lois qualitatives trouvées par le calcul régissent parfaitement l'essai de vérin plat.

On peut alors calculer les déformations à partir des tensions qui règnent dans le massif avant l'ouverture de la saignée elliptique. Lorsqu'on introduit un vérin plat à l'intérieur de la saignée, celui-ci engendre une pression uniforme sur les bords inférieur et supérieur de l'ellipse horizontale ; mais il ne peut pas appuyer sur les bords verticaux de l'ellipse (fig. 37), c'est-à-dire dans les directions des flèches A et B.

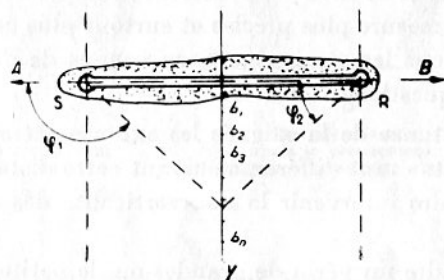


FIG. 37.

Nous avons donc une pression uniforme seulement entre les points S et R et une pression pratiquement nulle aux points A et B.

Pour calculer les contraintes et les déformations engendrées dans la roche suivant l'axe des y, nous pouvons assimiler le système à une

charge uniformément répartie sur *une arête indéfinie*, l'arête AB. Cette assimilation est à peu près correcte pour les points de l'axe des y, mais elle ne saurait être retenue pour calculer les contraintes aux environs des points S et R.

On trouvera en annexe le développement des calculs correspondant aux hypothèses choisies.

Ces calculs nous donnent les contraintes  $N_x$  et  $N_y$  qui résultent du creusement de la saignée aux points  $b_1, b_2, b_3, b_n$  situés sur l'axe des y.

On obtient facilement la variation de contrainte qui en découle. En effet, avant le creusement de la saignée, la roche était soumise à une compression P dirigée verticalement et à une compression KP dirigée horizontalement. K est le coefficient de transmission des efforts :

$$K = \frac{\sigma}{1 - \sigma}$$

$\sigma$  est le coefficient de Poisson du matériau essayé.

La variation de contrainte entre cet état d'origine que nous venons de définir et l'état résultant du creusement de la saignée tient donc compte de cet état d'origine.

Cette variation est :

$$\begin{aligned} \Delta N_y &= - P + N_y; \\ \Delta N_x &= - KP + N_x. \end{aligned}$$

On passe alors facilement aux déformations correspondantes :

$$e_y = \frac{\Delta N_y}{E} - \sigma \frac{\Delta N_x}{E} = \frac{P}{E} (M_n)$$

E est le module d'élasticité du minerai ;

$M_n$ , un nombre entier ou fractionnaire donné par le calcul pour les points  $b_1, b_2, b_3, \dots, b_n$  ;

P, la pression verticale existant à l'origine et que nous cherchons à mesurer.

On calcule également les contraintes  $N'_y$  et  $N'_x$  sur l'axe des y aux points  $b_1, b_2, b_3, \dots, b_n$ , engendrées par la pression fournie par le vérin plat, pression que nous prenons égale à P.

On obtient également les déformations correspondantes :

$$e'_y = \frac{N'_y}{E} - \sigma \frac{N'_x}{E} = \frac{P}{E} (M'_n)$$

$M'_n$  étant un nombre entier ou fractionnaire donné par le calcul pour les points  $b_1, b_2, b_3, \dots, b_n$ .

L'essai consiste à annuler les déformations résultant du creusement de la saignée par celles obtenues en montant la pression dans le vérin.

Autrement dit, nous faisons en chaque point  $b_1, b_2, b_3 \dots, b_n$ .

$$e_y + e'_y = 0.$$

En valeur absolue, cela donne :

$$|e_y| = |e'_y|$$

ou

$$\frac{P}{E} (M_n) = \frac{P}{E} (M'_n)$$

ou :

$$(M_n) = (M'_n).$$

Or, le calcul nous montre que  $(M_n)$  est presque toujours différent de  $(M'_n)$  lorsque  $P$ , dans le terrain, est égal à  $P$ , dans le vérin.

Donc, si, au cours de l'essai, nous montons la pression de telle façon qu'on obtienne l'annulation des déformations, la pression d'annulation  $P'$  sera différente de la pression qui régnait dans le massif à l'origine  $P$ .

Nous allons déterminer la valeur du rapport  $\frac{P}{P'}$  en chaque point de l'axe des  $y$  dans les cas suivants :

1<sup>o</sup> Vérin de 0,40 m de largeur scellé dans une saignée de mêmes dimensions.

Cas où le coefficient de Poisson :

$$\sigma = 0,1 ;$$

$$\sigma = 0,2 ;$$

$$\sigma = 0,33 ;$$

$$\sigma = 0,5.$$

2<sup>o</sup> Vérin de 1 m de largeur scellé dans une saignée de mêmes dimensions.

Cas où le coefficient de Poisson :

$$\sigma = 0,1 ;$$

$$\sigma = 0,2 ;$$

$$\sigma = 0,33 ;$$

$$\sigma = 0,5.$$

3<sup>o</sup> Saignée de 1 m de largeur dans laquelle on a scellé un vérin plus étroit.

Nous déterminerons ainsi l'erreur inhérente à ce procédé d'essai et quels sont les facteurs qu'il faut faire varier pour diminuer cette erreur.

Enfin, nous verrons si les phénomènes mis en évidence par le calcul se retrouvent au cours des essais sur le terrain.

1<sup>o</sup> *Interprétation des résultats obtenus sur des extensomètres scellés sur la même verticale, mais à des cotes différentes.*

Nous donnons ci-dessous des courbes montrant la variation des déformations obtenues le long de l'axe des  $y$  après creusement de la saignée. On a superposé aux courbes précédentes tracées en trait plein des courbes tracées en trait interrompu et *représentant la variation des déformations obtenues en montant la pression dans le vérin à une valeur  $P$  égale à celle qui régnait dans le massif avant le creusement de la saignée.*

Les courbes de la figure 38 correspondent à un vérin de 0,40 m et un coefficient de Poisson de 0,2.

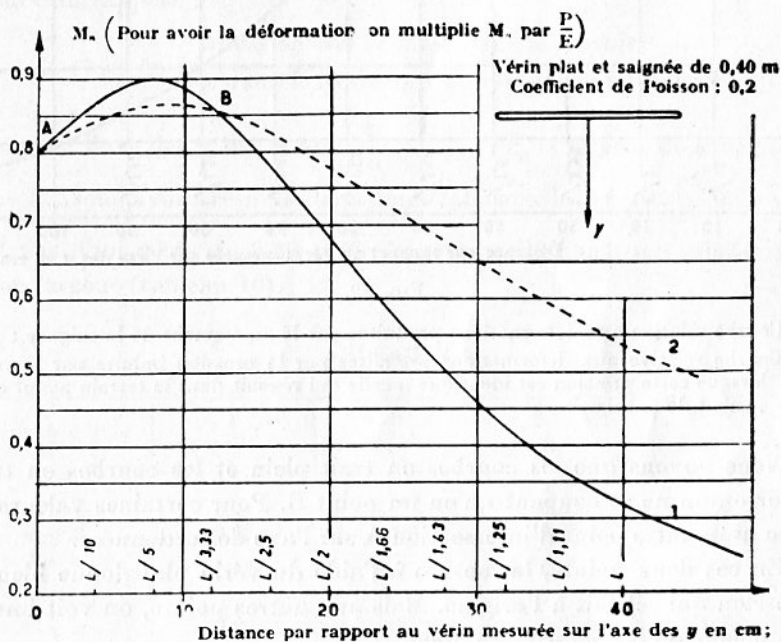


FIG. 38.

1. Courbe relative aux déformations produites par le creusement de la saignée ;
2. Courbe relative aux déformations produites par la pression induite par le vérin, lorsque cette pression est identique à celle qui régnait dans le terrain avant creusement de la saignée.

Les courbes de la figure 39 correspondent à un vérin de 1 m et un coefficient de Poisson de 0,2.

En abscisses, nous avons les distances mesurées le long de l'axe des  $y$  et évaluées en fonction de  $L$ , largeur de la saignée.

En ordonnées, nous avons les déformations ou plutôt les quantités  $M_n$ . Pour avoir les déformations, il faut multiplier  $M_n$  par  $\frac{P}{E}$ .

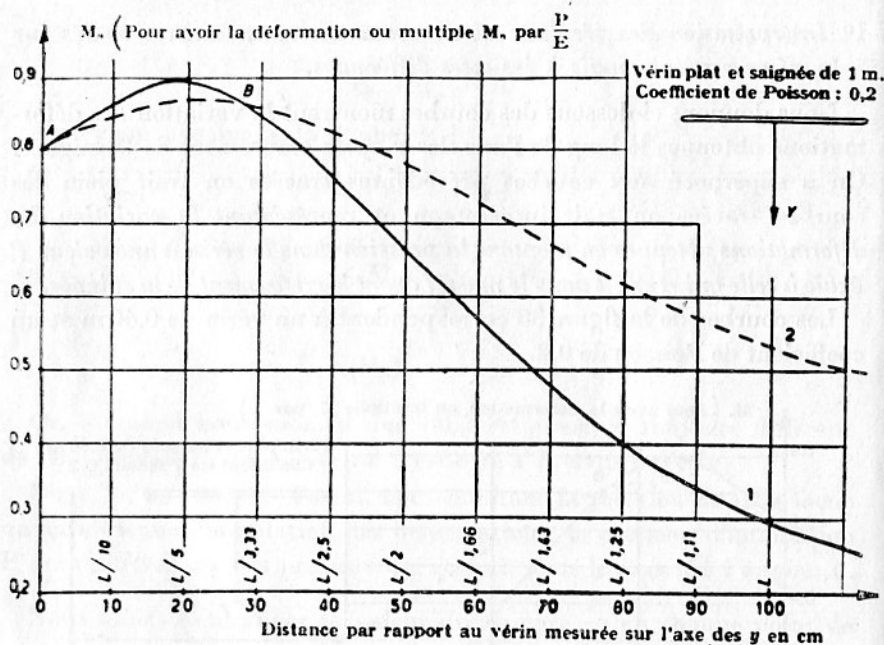


FIG. 39.

1. Courbe relative aux déformations produites par le creusement de la saignée ;
2. Courbe relative aux déformations produites par la pression induite par le vérin, lorsque cette pression est identique à celle qui régnait dans le terrain avant creusement de la saignée.

Nous voyons que les courbes en trait plein et les courbes en trait interrompu ne se coupent qu'en un point B. Pour certaines valeurs de  $\sigma$  on a un autre point d'intersection A sur l'axe des ordonnées.

En ces deux points, la mesure à l'aide du vérin plat donne bien la pression qui régnait à l'origine. Mais aux autres points, on voit immédiatement qu'il n'en est pas ainsi.

En montant progressivement la pression dans le vérin, on voit que le ou les points d'intersection des deux courbes se déplacent.

Au point d'intersection, nous avons :

$$\frac{P}{E} (M_n) = \frac{P'}{E} (M'_n).$$

Or, comme  $M_n$  et  $M'_n$  ne sont pas égaux (sauf aux deux points A et B), il faut bien que P soit différent de P', pression dans le vérin.

Donc, lorsque nous annulons, par augmentation de la pression dans le vérin, les déformations produites par le creusement de la saignée, nous n'obtenons la valeur de la pression qui régnait dans le terrain avant le creusement de la saignée qu'au point d'intersection. Partout ailleurs nous commettons une erreur que nous allons chercher à évaluer.



Nous signalons tout de suite qu'il est impossible de prévoir à l'avance la position exacte du point d'intersection, position qui varie avec la valeur du coefficient de Poisson. En outre, nous rappelons que nos calculs ne sont exacts que dans le cadre des hypothèses choisies, à savoir : élasticité de la roche et saignée elliptique. La réalité est certainement assez différente pour ne pas nous permettre de préciser par le calcul la position des points d'intersection.

Pour comprendre cependant la façon dont varie l'erreur que nous commettons en annulant les déformations aux différents points de l'axe des  $y$  ou axe de symétrie vertical du vérin, nous avons calculé les valeurs du rapport :

$$\frac{P}{P'} = \frac{\text{pression qui régnait dans le terrain}}{\text{pression dans le vérin qui annule les déformations}}$$

le long de l'axe des  $y$  aux points  $\frac{L}{10}, \frac{L}{5}, \dots, L$ , la largeur de la saignée étant  $L$ . Nous avons résumé dans deux tableaux les résultats obtenus.

1<sup>o</sup> Cas d'un vérin de 0,40 m de largeur scellé dans une saignée de même largeur (tableau 10).

TABLEAU 10

Vérin de 0,40 m	$\frac{P}{P'}$	$\frac{P}{P'}$	$\frac{P}{P'}$	$\frac{P}{P'}$
$\sigma =$	0,1	0,2	0,333	0,5
$y = 0$	0,98	0,98	0,95	0,83
$\frac{L}{10}$	0,98	0,97	0,95	0,87
$\frac{L}{5}$	0,99	0,95	0,95	0,88
$\frac{L}{3,33}$	1,01	0,99	0,97	0,92
$\frac{L}{2,5}$	1,08	1,05	1,03	0,98
$\frac{L}{2}$	1,17	1,13	1,11	1,06
$\frac{L}{1,66}$	1,27	1,23	1,21	1,17
$\frac{L}{1,43}$	1,40	1,34	1,30	1,26
$\frac{L}{1,25}$	1,51	1,47	1,43	1,39
$\frac{L}{1,111}$	1,63	1,58	1,56	1,52
$L$	1,77	1,68	1,67	1,65

2° Cas d'un vérin de 1 m de largeur scellé dans une saignée de même largeur (tableau 11).

TABLEAU 11

Vérin de 1 m	$\frac{P}{P'}$	$\frac{P}{P'}$	$\frac{P}{P'}$	$\frac{P}{P'}$
$\sigma =$	0,1	0,2	0,333	0,5
$y = 0$	0,99	0,99	0,98	0,92
$\frac{L}{10}$	0,98	0,98	0,94	0,89
$\frac{L}{5}$	1	0,98	0,93	0,88
$\frac{L}{3,33}$	1,04	1,01	0,98	0,93
$\frac{L}{2,5}$	1,10	1,08	1,02	1,005
$\frac{L}{2}$	1,20	1,17	1,11	1,08
$\frac{L}{1,66}$	1,31	1,27	1,24	1,18
$\frac{L}{1,43}$	1,44	1,39	1,37	1,30
$\frac{L}{1,25}$	1,58	1,52	1,48	1,38
$\frac{L}{1,111}$	1,71	1,69	1,61	1,46
$\frac{L}{1}$	1,87	1,83	1,73	1,53

De ces deux tableaux, nous tirons les conclusions suivantes :

a) L'extensomètre le plus éloigné du vérin annulera sa déformation pour une pression dans le vérin plus faible que celle annulant la déformation d'un extensomètre plus proche du vérin. Ce point a été vérifié par nos essais sur la roche (voir fig. n° 28 page 104).

b) La pression d'annulation des déformations relevée à l'aide d'un extensomètre éloigné du vérin est plus entachée d'erreurs que celle relevée à l'aide d'un extensomètre proche du vérin.

c) Avec un vérin scellé dans une saignée de même dimension que le vérin, la zone la plus propice et où les extensomètres doivent être scellés est celle voisine de  $L/3,33$  quelles que soient les dimensions du vérin.

Dans cette zone, théoriquement, l'erreur est inférieure à 10%, quelle que soit la valeur du coefficient de Poisson.

Autrement dit, un extensomètre scellé, entre 20 et 40 cm par exemple, sur l'axe vertical de symétrie d'un vérin de 40 cm de largeur donnera

des résultats inutilisables. Mais un extensomètre scellé entre 20 et 40 cm sur l'axe de symétrie vertical d'un vérin de 100 cm de largeur donnera de bons résultats.

*On voit donc que la dimension L du vérin (scellé dans une saignée de même dimension) n'influe pas sur les mesures à condition toutefois que les extensomètres soient scellés sur l'axe de symétrie vertical du vérin et à des cotes, par rapport au vérin, voisines de L/3,33.*

TABLEAU 12

	P/P' lorsque le vérin a 1 m de large	P/P' lorsque le vérin a 0,80 m de large	P/P' lorsque le vérin a 0,70 m de large
0	0,99	0,99	0,99
$\frac{L}{10}$	0,98	0,98	0,98
$\frac{L}{5}$	0,98	0,97	0,96
$\frac{L}{3,33}$	1,01	0,98	0,95
$\frac{L}{2,5}$	1,08	1,02	0,97
$\frac{L}{2}$	1,17	1,07	1
$\frac{L}{1,66}$	1,27	1,12	1,03
$\frac{L}{1,43}$	1,39	1,21	1,11
$\frac{L}{1,25}$	1,52	1,32	

2° *Interprétation des résultats obtenus avec un vérin de dimensions différentes de celles de la saignée.* ○

Nous avons en outre calculé la répartition des contraintes dans le cas où la saignée est plus grande que le vérin plat qui y est scellé.

a) Saignée de 1 m de largeur dans laquelle un vérin plat de 0,80 m est scellé. Coefficient de Poisson = 0,2.

b) Saignée de 1 m de largeur dans laquelle un vérin plat de 0,70 m est scellé. Coefficient de Poisson = 0,2.

Sur la figure 40, nous avons tout d'abord reporté à nouveau les courbes obtenues lorsque le vérin avait une largeur de 1 m identique à celle de la saignée.

La courbe 1 représente la variation des déformations obtenues par le creusement de la saignée de 1 m.

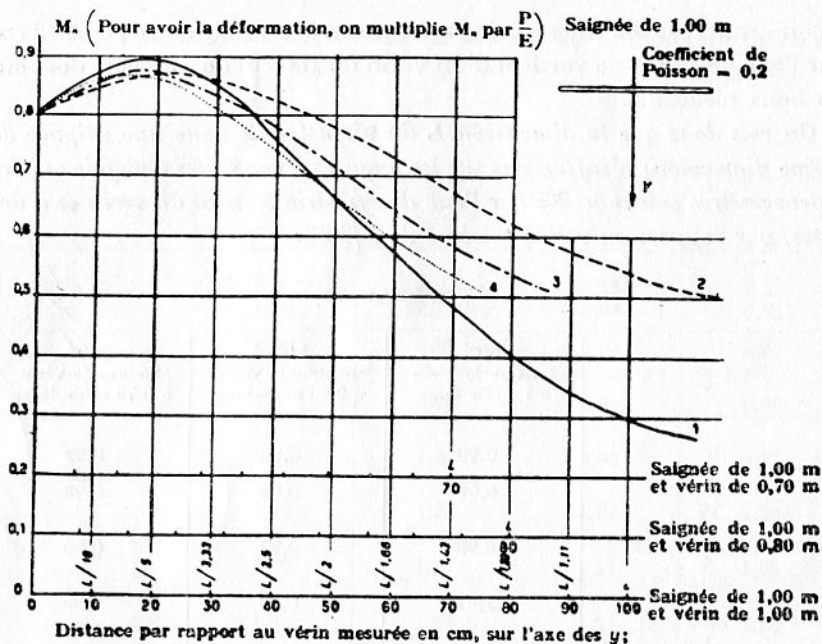


FIG. 40.

1. Courbes relatives aux déformations produites par le creusement de la saignée de 1,00 m ;
2. 3. 4. Courbes relatives aux déformations produites par la pression induite par le vérin lorsque cette pression est identique à celle qui régnait dans le terrain avant creusement de la saignée 2. 3. 4 : vérins de 1,00 m ; 0,80 m ; 0,70 m.

La courbe 2 représente la variation des déformations obtenues par les contraintes induites par le vérin de 1 m lorsqu'une pression  $P$ , identique à celle qui régnait dans le terrain, règne dans le vérin.

Les courbes 3 et 4 ont été en outre superposées aux deux précédentes.

La courbe 3 représente la variation des déformations obtenues par les contraintes induites par le vérin large de 0,80 m scellé dans la saignée de 1 m lorsqu'une pression  $P$  identique à celle qui régnait dans le terrain règne dans le vérin.

La courbe 4 concerne dans les mêmes conditions un vérin de 0,70 m de largeur.

Nous voyons que les courbes 1 et 2 sont relativement écartées l'une de l'autre, il en résulte que les erreurs de mesures peuvent être grandes.

Les courbes 1 et 3 se rapprochent et les erreurs diminuent.

Les courbes 1 et 4 se rapprochent encore et les erreurs diminuent toujours.

Nous avons calculé comme précédemment les rapports  $P/P'$ . La lettre  $L$  se rapporte à la largeur de la saignée qui reste constante et égale à 1 m.

Les conclusions à tirer sont :

Avec le vérin de 1 m, la place où l'on peut sceller les extensomètres avec moins de 10% d'erreur s'étend de 0 à  $\frac{L}{2,5}$ .

Avec le vérin de 0,80 m, elle s'étend de 0 à  $\frac{L}{2}$ .

Avec le vérin de 0,70 m, elle s'étend de 0 à  $\frac{L}{1,66}$ .

Nous voyons en outre qu'en diminuant la largeur du vérin par rapport à celle de la saignée, les extensomètres annuleront leur déformation pour des pressions dans le vérin *plus grandes* que celles obtenues lorsque le vérin et la saignée avaient les mêmes dimensions.

De même, nous remarquerons que les extensomètres situés près du vérin accuseront à l'annulation des déformations une augmentation de pression moindre que celle accusée par les extensomètres plus éloignés, augmentation constatée par rapport aux résultats trouvés lorsque le vérin et la saignée avaient des dimensions identiques.

Prenons un exemple :

Supposons que P dans le terrain soit égal, avant la constitution de la saignée, à 100 kg/cm<sup>2</sup>.

Lorsque le vérin avait les mêmes dimensions que la saignée, on trouvait avec l'essai :

$$\text{au point } \frac{L}{5} : P'_1 = \frac{100}{0,97} = 103 \text{ kg/cm}^2 ;$$

$$\text{au point } \frac{L}{2} : P'_2 = \frac{100}{1,17} = 85,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Ce qui donne un pourcentage d'augmentation compris entre 85,5 et 103.

$$\left( \frac{P'_1 - P'_2}{P'_2} \right) 100 = 20\% \text{ environ.}$$

Lorsque le vérin de 0,70 m est scellé dans une saignée de 1 m, on a :

$$\text{au point } \frac{L}{5} : P'_1 = \frac{100}{0,96} = 104 \text{ kg/cm}^2 ;$$

$$\text{au point } \frac{L}{2} : P'_2 = \frac{100}{1} = 100 \text{ kg/cm}^2.$$

Et nous obtenons :

$$\left( \frac{P'_1 - P'_2}{P'_2} \right) 100 = 4\%.$$

On voit en outre qu'au point  $\frac{L}{5}$ , le résultat a peu augmenté (il est passé de 103 à 104), mais qu'il a considérablement augmenté au point  $\frac{L}{2}$  (en passant de 85,5 à 100).

Ces résultats et ces conclusions sont quantitativement comparables à ce que nous avons trouvé lors de nos essais déjà relatés (cf. III B. 3).

3<sup>o</sup> *Interprétation des résultats obtenus avec une rangée d'extensomètres scellés aux mêmes cotes par rapport au vérin.*

Nous avons fait remarquer (cf. III B. 2) que les cordes scellées suivant une même cote par rapport au vérin, apportaient dans certains cas, des valeurs d'annulation de la pression P très différentes les unes des autres.

On pourrait s'attendre à trouver la même valeur de la pression d'annulation des déformations au moins pour les couples de cordes scellées symétriquement par rapport à l'axe des y. Or, on s'aperçoit bien souvent que cette pression d'annulation croît régulièrement d'une corde à une autre, soit en les prenant de gauche à droite, soit de droite à gauche.

Nos essais de découpage nous ont montré de façon certaine sur les parements et sur le toit que les déformations principales ne se trouvaient pas toujours dans le plan de la section droite de la galerie. Cette constatation nous porte à penser soit que la pression P n'agit pas verticalement, ce qui est peu concevable, soit que cette pression P verticale agit sur des sections de nos galeries qui ne sont pas verticales.

Ces sections sont délimitées par les plans de clivage qui ne sont pas toujours rigoureusement verticaux. D'ailleurs, les déformations principales sont inclinées par rapport à la verticale ou à l'horizontale d'un angle compris entre 0° et 30° avec une moyenne située autour de 10°. L'explication que nous venons de donner de la non verticalité de la plus grande des contraintes principales sur les parements des galeries n'est qu'une hypothèse. Il y a d'ailleurs localement d'autres causes ; en particulier, un rognon de calcaire inclus dans le minerai fait dévier l'orientation des contraintes principales ou tout au moins des déformations principales. Car rien ne nous autorise à affirmer que les déformations principales ont la même orientation que les contraintes principales. Mais, le fait de la non verticalité fréquente des déformations principales agissant sur un parement de galerie est pour nous une certitude.

Nous supposons cependant pour le calcul, que la contrainte principale de pression n'agit pas verticalement. Cette hypothèse nous permet

de calculer la répartition des contraintes autour d'une saignée elliptique chargée non verticalement.

Nous nous ferons une idée assez précise des phénomènes qui se passent en ne calculant que la tension tangentielle sur le bord de la saignée.

Pour être précis, il faudrait calculer les contraintes à l'aide des formules que nous avons indiquées en annexe. Mais, de toute façon, nous trouverions une loi de variation semblable à celle trouvée pour la contrainte tangentielle au bord de l'ellipse.

Nous avons établi le calcul pour une ellipse de grand axe horizontal, le rapport des axes étant  $0,46$  th  $\xi_0 = 0,5$ .

La formule qui donne les contraintes tangentielles sur le bord de la saignée elliptique est (voir page 131) :

$$M_{\eta} = \frac{P}{\text{Ch } 2 \xi_0 - \cos 2 \eta} \times$$

$$[(1 + K) \text{Sh } 2 \xi_0 + (1 - K) \cos 2 \alpha - (1 - K) \cos 2 (\eta - \alpha) e^{2 \xi_0}].$$

Nous avons trouvé sur la figure 41 la courbe de variation de cette contrainte tangentielle.

Dans le cas où  $\alpha = \frac{\pi}{2}$  c'est-à-dire lorsque la pression P agit perpendiculairement au grand axe.

Dans le cas où  $\alpha = \frac{\pi}{4}$ , c'est-à-dire lorsque la pression P fait un angle de  $45^\circ$  par rapport à la verticale ; nous avons pris  $K = 0,25$ .

Quand  $\alpha = \frac{\pi}{2}$ , la courbe est presque une horizontale sous une grande partie de l'ellipse.

Quand  $\alpha = \frac{\pi}{4}$ , la courbe croît régulièrement de droite à gauche. Les déformations subiront le même sort. Il faudra, pour annuler les déformations à l'aide d'une pression uniforme s'exerçant sur les bords de l'ellipse, qu'elle soit différente pour chaque point. Celle-ci croîtra ou décroîtra régulièrement en allant de droite à gauche ou de gauche à droite.

Les expériences et les résultats dont nous avons parlé confirment ce que nous avons établi par le calcul (voir fig. n° 30 page 106).

Les essais relatés nous ont toutefois apporté une conclusion pratique importante : il semble que, non seulement une des déformations principales n'est pas verticale dans bien des cas, mais encore qu'une des contraintes principales ne l'est pas non plus.

Le calcul montre en outre que le long de l'axe des y la répartition des déformations consécutives au creusement de la saignée est profondément

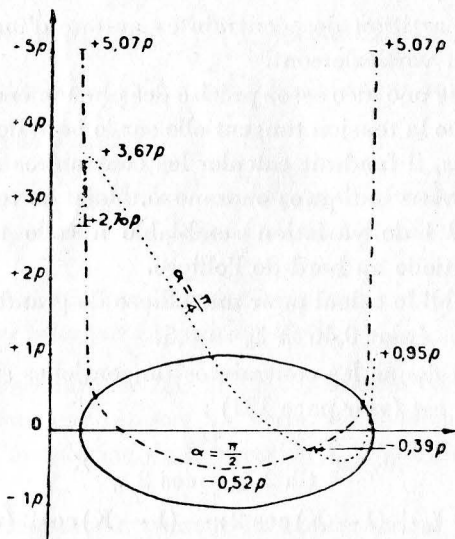


FIG. 41.

Répartition des tensions autour d'une galerie elliptique dont le grand axe est horizontal.

Rapport des axes de l'ellipse = 0,46.

$p$  = pression s'exerçant à l'infini dans la direction  $\alpha$ .

Dans la direction  $\alpha + \frac{\pi}{2}$  s'exerce une pression  $Kp$ .

— . . . — Cas des charges verticales  $\alpha = \frac{\pi}{2}$ .

.....Cas des charges inclinées ———  $\alpha = \frac{\pi}{4}$ .

+ Compression.

— Traction.

modifiée par rapport au résultat trouvé lorsque la contrainte  $P$  agit verticalement. Par contre, les déformations induites par le vérin ne sont pas changées. Les valeurs du rapport  $\frac{P}{P'}$  montrent que les erreurs sont alors considérablement augmentées.

Nous avons figuré sur la figure 42 les variations des déformations subies par le minerai lorsque la plus grande contrainte principale  $P$  agit à  $45^\circ$  par rapport à la verticale, la saignée étant horizontale.

La courbe marquée (1) est relative aux déformations produites par le creusement de la saignée de 1 m de largeur lorsque  $P$  agit verticalement et lorsque  $KP$  agit horizontalement, c'est-à-dire à  $90^\circ$  par rapport à  $P$ .

La courbe marquée (2) est relative aux déformations produites par le creusement de la saignée lorsque  $P$  agit à  $45^\circ$  par rapport à la saignée et lorsque  $KP$  agit à  $90^\circ$  par rapport à  $P$  (la saignée étant restée horizontale).



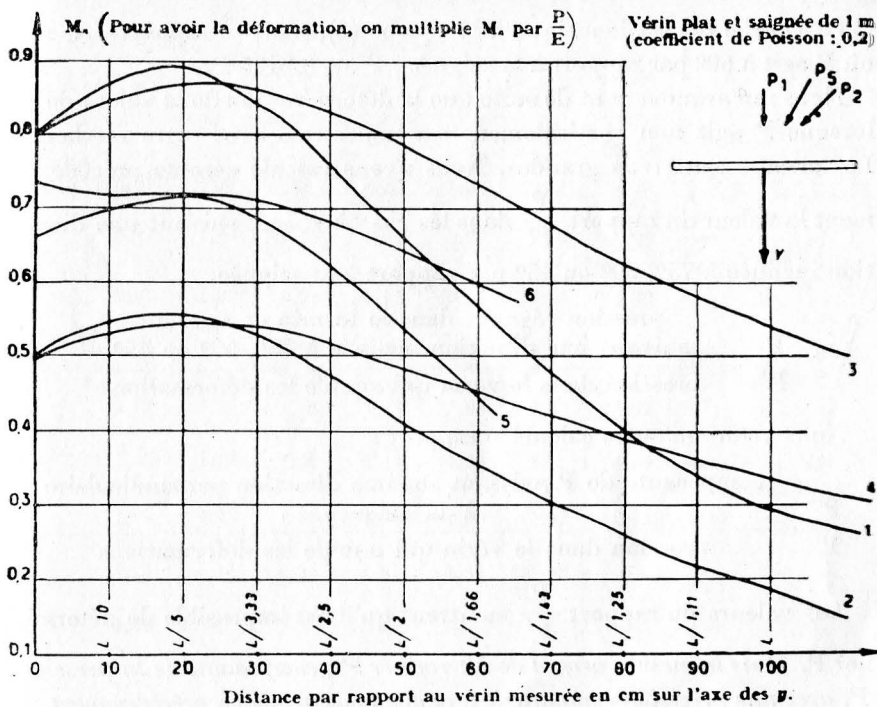


FIG. 42.

1. Courbe relative aux déformations produites par le creusement de la saignée de 1,00 m lorsque  $P$  agit verticalement ;
2. Courbe relative aux déformations produites par le creusement de la saignée lorsque  $P$  agit à  $45^\circ$  ;
3. Courbe relative aux déformations produites par la pression induite par le vérin lorsque cette pression est égale à  $P$  ;
4. Courbe relative aux déformations produites par la pression induite par le vérin lorsque cette pression est égale à  $P' = 0,625 P$  ;
5. Courbe relative aux déformations produites par le creusement de la saignée lorsque  $P$  agit à  $60^\circ$  ;
6. Courbe relative aux déformations produites par la pression induite par le vérin, lorsque cette pression est égale à  $P' = 0,8125 P$ .

La courbe (5) est une courbe identique à la courbe (2), mais  $P$  agit alors à  $60^\circ$  par rapport à la saignée.

La courbe marquée (3) est relative aux déformations produites par la pression induite dans le vérin de 1 m de large lorsque cette pression est égale à  $P$ .

La courbe marquée (4) est relative aux déformations produites par la pression induite dans le vérin de 1 m de large, cette pression étant égale à la composante de  $P$  évaluée sur une direction perpendiculaire à la saignée lorsque  $P$  agit à  $45^\circ$  par rapport à la saignée. Cette composante est obtenue à partir de l'ellipse des tensions et elle vaut :  $P'' = 0,625 P$  dans le cas où le coefficient de Poisson est égal à 0,2, et dans le cas où  $P$  agit suivant une direction inclinée à  $45^\circ$  par rapport à la saignée.

La courbe (6) est identique à la courbe (4), mais se rapporte au cas où P agit à 60° par rapport à la saignée :  $P'' = 0,8125 P$ .

Nous remarquons tout de suite que la détermination de la valeur de P lorsque P agit non verticalement est impossible avec cette méthode. Les erreurs sont trop grandes. Nous avons calculé comme précédemment la valeur du rapport  $\frac{P}{P'}$  dans les cas où P agit suivant une direction inclinée à 75°, 60° ou 45° par rapport à la saignée.

$$\frac{P}{P'} = \frac{\text{pression régnant dans le terrain et agissant suivant une direction inclinée à } 75^\circ, 60^\circ \text{ ou } 45^\circ}{\text{pression dans le vérin qui annule les déformations}}$$

Nous avons en outre calculé le rapport :

$$\frac{P''}{P'} = \frac{\text{composante de P agissant sur une direction perpendiculaire à la saignée}}{\text{pression dans le vérin qui annule les déformations}}$$

Les valeurs du rapport  $\frac{P}{P'}$  montrent qu'il est impossible de déterminer P. *Mais la mesure permet de déterminer P'', composante de la pression P, avec une précision comparable à ce que nous avons vu précédemment.*

Le mot composante de P est impropre ; il s'agit en fait de la valeur de la contrainte agissant perpendiculairement à la saignée. P'' et P étant reliées entre elles par les équations définissant l'ellipse des tensions.

Quand  $\alpha = 90^\circ$ , P agit perpendiculairement à la saignée et KP parallèlement à celle-ci.

Quand  $\alpha = 75^\circ$ , P agit suivant une direction faisant un angle de 75° par rapport au grand axe de l'ellipse ou de la saignée.

KP agit perpendiculairement à cette dernière direction, et ainsi de suite.

*En résumé, en plaçant les extensomètres sur l'axe de symétrie vertical du vérin aux environs de  $\frac{L}{3,33}$  théoriquement, on obtient en annulant les déformations à l'aide du vérin, la valeur de la contrainte agissant perpendiculairement à la saignée. Par contre, sans aucun doute, la mesure ne permet pas de passer à la valeur de la contrainte principale P agissant sur la saignée, car il est difficile, sinon impossible, de déterminer l'orientation des contraintes principales à l'aide d'extensomètres disposés sous une seule saignée.*

Nous nous montrons cependant assez réservés sur la certitude d'obtenir, par ce procédé, la valeur de la contrainte agissant perpendiculairement à la saignée. Si le milieu est élastique et isotrope, nous obte-

TABLEAU 13

$\sigma=0,2$	$\frac{P}{P'}$	$\frac{P}{P'}$	$\frac{P'}{P'}$	$\frac{P}{P'}$	$\frac{P''}{P'}$	$\frac{P}{P'}$	$\frac{P''}{P'}$	
$\alpha$	90°	75°	75°	60°	60°	45°	45°	
0	0,99	1,04	0,99	1,09	0,90	1,58	0,99	pour $\alpha = 75^\circ$ $P' = 0,9479 P$
$\frac{L}{10}$	0,98	1,02	0,96	1,17	0,97	1,56	0,98	
$\frac{L}{5}$	0,98	1,03	0,97	1,20	1	1,56	0,98	pour $\alpha = 60^\circ$ $P' = 0,8125 P$
$\frac{L}{3,33}$	1,01	1,07	1,01	1,25	1,03	1,63	1,02	
$\frac{L}{2,5}$	1,08	1,14	1,08	1,34	1,09	1,75	1,09	pour $\alpha = 45^\circ$ $P' = 0,625 P$
$\frac{L}{2}$	1,17	1,27	1,20	1,46	1,20	1,92	1,18	
$\frac{L}{1,66}$	1,27	1,44	1,36	1,64	1,33	2,08	1,28	
$\frac{L}{1,43}$	1,39	—	—	—	—	—	—	
$\frac{L}{1,25}$	1,52	—	—	—	—	—	—	
$\frac{L}{1,111}$	1,69	—	—	—	—	—	—	
L	1,83	—	—	—	—	—	—	

nous bien cette contrainte, mais lorsque le milieu est inélastique ou anisotrope, on peut seulement affirmer que la valeur trouvée est plus proche de la composante de P agissant perpendiculairement à la saignée que de la valeur de P.

Ces déductions ne sont valables que sur l'axe des y ou axe de symétrie du vérin et de la saignée perpendiculaire à celle-ci. A gauche et à droite de cet axe des y on obtient des valeurs d'annulation des déformations qui n'ont rien de commun avec P ou avec P''.

4° *Conclusion des interprétations de nos résultats obtenus au moyen de l'essai de vérin plat.*

Tout d'abord, nous avons retiré de ces interprétations une remarque très importante qui n'a rien de commun avec la méthode d'essai dont il est question.

*Les phénomènes décrits au cours de nos essais sur le terrain ont été totalement expliqués par le calcul basé sur les hypothèses élastiques. Nous pouvons dire que les hypothèses élastiques, donc les essais photo-élastiques, donnent, en ce qui concerne nos minerais calcaires, une approximation*

suffisante sur la répartition des contraintes autour de nos vides d'exploitation.

Si nous constatons des divergences entre le calcul et la réalité, c'est que, bien souvent, les conditions aux limites sont fausses ; en particulier, on admet des valeurs de coefficient de Poisson qui sont un peu loin de la réalité. Or, ce coefficient a une énorme influence sur la répartition des contraintes. D'autre part, on néglige toujours la troisième contrainte dont le rôle est, croyons-nous, primordial. Enfin, le massif est stratifié et clivé.

En nous basant sur les résultats du calcul effectué à l'aide des hypothèses élastiques, nous avons vu que tous les phénomènes ont pu être expliqués qualitativement. Il serait vain d'essayer d'obtenir des lois quantitatives ; en particulier, on ne peut pas calculer les erreurs dont l'essai de vérin plat est entaché. Le calcul donne bien l'erreur minimum, mais il ne peut pas donner l'erreur maximum.

Nous pouvons cependant affirmer ceci :

1° Il faut sceller les extensomètres dans une zone voisine de  $\frac{L}{3}$ .

2° Il faut sceller les extensomètres sur l'axe de symétrie du vérin, perpendiculaire à la saignée. L'axe de symétrie du vérin doit en outre coïncider avec l'axe de symétrie de la saignée. C'est l'axe des  $y$ .

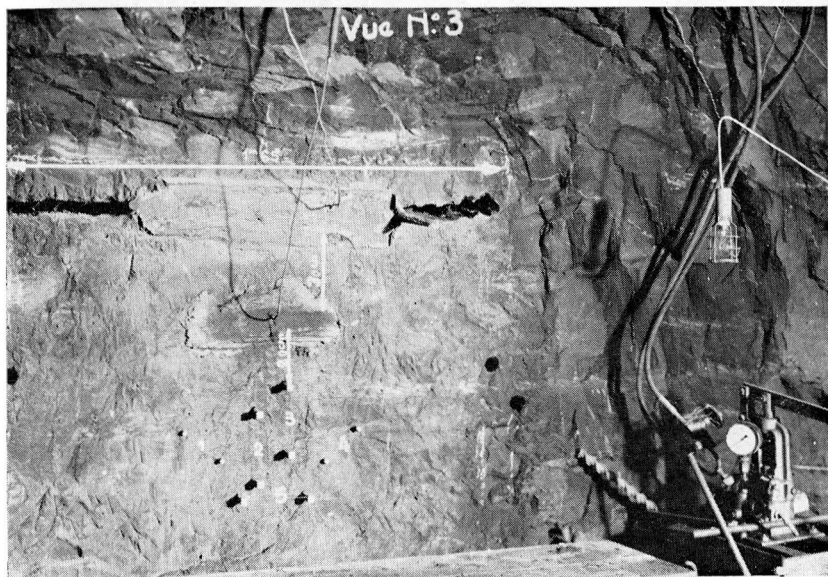
3° L'essai donne un résultat se rapportant à la contrainte agissant perpendiculairement à la saignée et au niveau de celle-ci. L'essai ne renseigne pas sur la direction de la contrainte principale au niveau de la saignée.

4° Dans notre minerai calcaire, l'erreur de la mesure, en tenant compte de l'irréversibilité des contraintes ainsi que du fluage, est comprise entre — 20% et + 10%. C'est un résultat acceptable, puisque la précision est bien supérieure à celle donnée par les autres procédés dont nous avons connaissance. *Il va sans dire que la précision sera encore meilleure lorsque les essais seront effectués sur des roches plus résistantes et plus élastiques que le minerai de fer calcaire. Mais dans les roches plus tendres et dont le comportement s'éloigne notablement de l'élasticité la précision est diminuée.* Si la roche présente une plasticité importante, la méthode ne peut plus être employée.

REMARQUE 1. — Pour nous assurer en outre de la viabilité de la méthode, nous avons procédé à l'essai suivant :

Nous avons constitué une grande saignée où nous avons introduit un grand vérin. La saignée était beaucoup plus large que le vérin (Photo n° 7).

Nous avons monté la pression dans le vérin à une valeur connue et



РНОТО н° 7

constante. Nous avons ensuite constitué en dessous une nouvelle saignée plus petite où un vérin de même dimension a été scellé. Nous connaissons donc la pression qui régnait dans le terrain ; elle était donnée par le vérin du haut. La petite saignée a modifié les déformations que nous avons annulées à l'aide du petit vérin scellé dans cette saignée.

Dans un premier essai, le résultat trouvé était exact à + 1% sur l'extensomètre situé sur l'axe des  $y$ , ainsi que sur les autres extensomètres scellés verticalement.

Dans un autre essai, le résultat était entaché d'une erreur de + 10%, sauf sur une corde vibrante où l'erreur était de 40%, mais dont les lectures étaient incohérentes, ce qui laisse supposer une anomalie quelconque.

REMARQUE 2. — Nous utilisons maintenant pour mesurer les déformations un dilatomètre à palpeur, système L'Hermite et Meynier qui mesure les déformations entre les plots scellés dans la roche. La précision est un peu moindre que celle obtenue avec les cordes vibrantes (10  $\mu$ /m au lieu de 5  $\mu$ /m), mais elle est bien suffisante dans notre minerai. Enfin, la pose des plots et les lectures sont plus faciles et l'appareillage est moins délicat.

Sur la figure 16, il y a des plots scellés sur l'axe de symétrie vertical du vérin, c'est-à-dire, sur l'axe des  $y$ . Malheureusement, on les discerne très mal.

REMARQUE 3. — Nous conseillons d'utiliser des vérins ayant au moins 0,50 m de largeur et 0,50 m de profondeur. Nous nous servons de vérins de 0,70 m  $\times$  0,70 m. Les petits vérins sont de pose facile, par contre la zone voisine de  $\frac{L}{3}$  se trouve trop rapprochée de la saignée. De plus, l'influence des bords du vérin peut n'être plus négligeable.

REMARQUE 4. — Cette méthode de mesure n'est applicable avec les vérins « Freyssinet » actuels que dans les mines peu profondes (profondeur inférieure à 250 m).

En effet, on ne peut pas monter, pratiquement, la pression dans le vérin à plus de 160 ou 180 kg/cm<sup>2</sup>, sinon il éclate. Or, ces pressions sont facilement atteintes à 250 m de profondeur pour des galeries rectangulaires.

Avec des galeries à section circulaire, on peut envisager de faire des mesures jusqu'à 300 m de profondeur.

Pour les profondeurs plus grandes, il y aurait lieu de renforcer, si possible, le vérin « Freyssinet » en le modifiant.

En remplaçant en partie les tôles par du caoutchouc, nous comptons pouvoir y arriver. En effet, au voisinage des fronts de dépilage, les

contraintes sont élevées et on ne peut alors mesurer les contraintes tangentielles.

Enfin, nous rappelons que la méthode de mesure n'est applicable que dans le cas où la roche est soumise à une compression. Dans le cas d'une traction, la mesure est impossible.

### 3<sup>o</sup> Modifications de l'essai

Dans le chapitre précédent, nous avons parlé des mesures des déformations principales à l'aide de découpages effectués sur les parois des galeries (voir photographie n<sup>o</sup> 4). Une fois les saignées terminées, on peut introduire des vérins plats dans chacune d'elles. On arrive ainsi à soumettre le cube de minerai à deux contraintes, l'une verticale, l'autre horizontale. En effet, les deux vérins scellés dans les deux saignées horizontales sont reliés entre eux et la pression y est donc identique ; de même, les deux vérins scellés dans les saignées verticales sont reliés entre eux. On peut ainsi faire subir au cube de minerai emprisonné entre les vérins une pression verticale  $P_1$  combinée avec une pression horizontale  $P_2$ .

On arrive, grâce à ce montage et en mesurant les déformations subies par la face visible du cube, à déterminer les modules de déformation (ou d'élasticité) et les coefficients de Poisson. On peut, de même, se faire une idée de la direction et de la valeur des contraintes principales. Nous reparlerons de l'un de ces essais dans le chapitre suivant traitant de la vitesse du son (voir fig. n<sup>o</sup> 58 page 143).

Quant aux résultats proprement dits, nous les réservons à la publication ultérieure dont nous avons déjà parlé à la fin du chapitre précédent.

#### ANNEXE I DU CHAPITRE VIII

*Calcul des tensions et des déformations produites par le creusement de la saignée horizontale assimilée à une ellipse.*

Soit une ellipse percée dans une plaque indéfinie en matière élastique homogène et isotrope.

Nous prenons un système de coordonnées elliptiques défini par :

$$\begin{aligned} y &= c \operatorname{ch} \xi \cos \eta \\ x &= c \operatorname{sh} \xi \sin \eta. \end{aligned}$$

Les courbes coordonnées  $\xi = \text{const.}$  sont une famille d'ellipses ayant toutes la même valeur de  $c^2 = a^2 - b^2$  ( $a$  et  $b$  sont les demi-axes des ellipses).

Les courbes coordonnées  $\eta = \text{const.}$  sont les hyperboles orthogonales aux ellipses précédentes.

Nous soumettons la plaque percée de l'ellipse au grand axe horizontal et parallèle à l'axe des  $x$  à un système de contrainte défini par :

1° Une force  $P$  s'exerçant suivant un angle  $\alpha$  compté à partir de l'axe des  $x$ .

2° Une force  $KP$  s'exerçant suivant un angle  $\alpha + \frac{2}{\pi}$  compté également à partir de l'axe des  $x$ .  $K$  est le coefficient de transmission des efforts définis par  $\frac{\sigma}{1 - \sigma}$   $\sigma$  est le coefficient de Poisson.

La fonction d'Airy pour le cas où  $K = 0$  a été établie par M. Theodor POSCHL (1). Pour  $K \neq 0$  nous avons obtenu :

$$F = \frac{Pc^2}{8} \left\{ (1 + K) \operatorname{sh} 2\xi + (1 - K) \cos 2\alpha e^{-2} (\xi - \xi_0) \right. \\ \left. - 2 [(1 + K) \operatorname{ch} 2\xi_0 - (1 - K) \cos 2\alpha] \xi \right. \\ \left. - (1 - K) [\operatorname{ch} 2 (\xi_0 - \xi_0) - 1] e^{2\xi_0} \cos 2 (\eta - \alpha) \right\}$$

Les composantes de la tension sont en coordonnées elliptiques :

$$N_\xi = \frac{1}{h_1^2} \frac{\partial^2 F}{\partial \eta^2} + \frac{1}{h_1^2 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \frac{\partial F}{\partial \xi} - \frac{1}{h_2^3} \frac{\partial h_2}{\partial \eta} \frac{\partial F}{\partial \eta}$$

$$N_\eta = \frac{1}{h_1^2} \frac{\partial^2 F}{\partial \xi^2} - \frac{1}{h_1^3} \frac{\partial h_1}{\partial \xi} \frac{\partial F}{\partial \xi} + \frac{1}{h_1 h_2^2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \frac{\partial F}{\partial \eta}$$

$$N_{\xi\eta} = -\frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial^2 F}{\partial \xi \partial \eta} + \frac{1}{h_1^2 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \frac{\partial F}{\partial \xi} + \frac{1}{h_1 h_2^2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \frac{\partial F}{\partial \eta}$$

ici

$$h_1^2 = h_2^2 = \frac{c^2}{2} (\operatorname{ch} 2\xi - \cos 2\eta).$$

On tire de  $F$  à l'aide des équations précédentes les contraintes :  $N_\xi$  et  $N_\eta$ .

$$N_\xi = \frac{P(1 - K)}{\operatorname{ch} 2\xi - \cos 2\eta} [\operatorname{ch} 2 (\xi - \xi_0) - 1] e^{2\xi_0} \cos 2 (\eta - \alpha)] \\ + \frac{P \operatorname{sh} 2\xi}{2 (\operatorname{ch} 2\xi - \cos 2\eta)^2} [(1 + K) \operatorname{ch} 2\xi - (1 - K) \cos 2\alpha e^{-2} (\xi - \xi_0) - \\ - (1 + K) \operatorname{ch} 2\xi_0] \\ + (1 - K) \cos 2\alpha - (1 - K) \operatorname{sh} 2 (\xi - \xi_0) e^{2\xi_0} \cos 2 (\eta - \alpha)] \\ - \frac{P \sin 2\eta}{2 (\operatorname{ch} 2\xi - \cos 2\eta)^2} (1 - K) [\operatorname{ch} 2 (\xi - \xi_0) - 1] e^{2\xi_0} \sin 2 (\eta - \alpha)$$

(1) Theodor POSCHL, « Über eine partikuläre Lösung des biharmonischen Problems für den Aussensraum der Ellipse », *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, Band 2, 1922, p. 89-96, 4 fig.



$$\begin{aligned}
 N_{\eta} = & \frac{P}{\operatorname{ch} 2\xi - \cos 2\eta} [(1+K) \operatorname{sh} 2\xi + (1-K) \cos 2\alpha e^{-2(\xi-\xi_0)} - \\
 & (1-K) \operatorname{ch} 2(\xi - \xi_0) \times e^{2\xi_0} \cos 2(\eta - \alpha)] \\
 & + \frac{P}{2} \frac{\sin 2\eta}{(\operatorname{ch} 2\xi - \cos 2\eta)^2} (1-K) [\operatorname{ch} 2(\xi - \xi_0) - 1] e^{2\xi_0} \sin 2(\eta - \alpha) \\
 & - \frac{P}{2} \frac{\operatorname{sh} 2\xi}{(\operatorname{ch} 2\xi - \cos 2\eta)^2} [(1+K) \operatorname{ch} 2\xi - (1-K) \cos 2\alpha e^{-2(\xi-\xi_0)} \\
 & - (1+K) \operatorname{ch} 2\xi_0 + (1-K) \cos 2\alpha - (1-K) \operatorname{sh} 2(\xi - \xi_0) e^{2\xi_0} \cos 2(\eta - \alpha)]
 \end{aligned}$$

Pour  $\xi = \xi_0$ , nous obtenons les contraintes tangentielles de l'ellipse  
 $N_{\xi} = 0$ .

$$N_{\eta} = \frac{P}{\operatorname{ch} 2\xi_0 - \cos 2\eta} [(1+K) \operatorname{sh} 2\xi_0 + (1-K) \cos 2\alpha - (1-K) \cos 2(\eta - \alpha) e^{2\xi_0}].$$

Nous allons calculer la contrainte radiale pour une ellipse très allongée ressemblant à la saignée que nous constituons pour introduire le vérin.

Nous avons  $\frac{b}{a} = th \xi_0$ ,  $b$  et  $a$  étant les demi-axes de l'ellipse.

Nous désirons calculer les contraintes sur l'axe des  $y$ , c'est-à-dire sur le prolongement du petit axe.

Dans ce cas :  $\eta = \frac{\pi}{2}$ .

Par ailleurs, nous supposons la charge  $P$  s'exercer verticalement donc :  
 $\alpha = \frac{\pi}{2}$ .

Nous obtenons alors les contraintes suivant l'axe des  $y$  :

$$\begin{aligned}
 N_{\eta} = & \frac{P}{\operatorname{ch} 2\xi + 1} [(1+K) \operatorname{sh} 2\xi - (1-K) e^{-2(\xi-\xi_0)} - (1-K) \operatorname{ch} 2(\xi - \xi_0) e^{2\xi_0}] \\
 & - \frac{P}{2} \frac{\operatorname{sh} 2\xi}{(\operatorname{ch} 2\xi + 1)^2} [(1+K) \operatorname{ch} 2\xi + (1-K) e^{-2(\xi-\xi_0)} - (1+K) \operatorname{ch} 2\xi_0 - \\
 & - (1-K) - (1-K) \operatorname{sh} 2(\xi - \xi_0) e^{2\xi_0}] \\
 N_{\xi} = & \frac{P(1-K)}{\operatorname{ch} 2\xi + 1} [\operatorname{ch} 2(\xi - \xi_0) - 1] e^{2\xi_0} + \frac{P}{2} \frac{\operatorname{sh} 2\xi}{(\operatorname{ch} 2\xi + 1)^2} [(1+K) \operatorname{ch} 2\xi \\
 & + (1-K) e^{-2(\xi-\xi_0)} - (1+K) \operatorname{ch} 2\xi_0 - (1-K) - (1-K) \operatorname{sh} 2(\xi - \xi_0) e^{2\xi_0}].
 \end{aligned}$$

## ANNEXE II DU CHAPITRE VIII

*Calcul des tensions induites dans un demi-plan soumis à une charge normale uniformément répartie sur une longueur RS de l'arête X'X.*

Nous avons vu (fig. 43) que, pour calculer les déformations produites par la pression induite par le vérin plat, nous avons assimilé le système

à une charge normale uniformément répartie sur une longueur RS. Nous avons vu que nous avons admis cette assimilation sur l'axe des y en faisant remarquer qu'il ne pouvait être question de la retenir autour des points R et S.

En effet, l'arête XX' dans le massif n'est pas une arête libre.

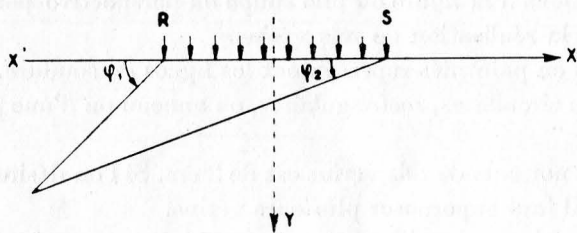


FIG. 43.

Les tensions ont été calculées par A. PICARD dans son livre *La Photo-élasticité*, Dunod éditeur, page 189.

TIMOSCHENKO les donne également :

$$N_x = -\frac{P}{\pi} \left[ \varphi_1 - \varphi_2 + \frac{1}{2} (\sin 2 \varphi_1 - \sin 2 \varphi_2) \right]$$

$$N_y = -\frac{P}{\pi} \left[ \varphi_1 - \varphi_2 - \frac{1}{2} (\sin 2 \varphi_1 - \sin 2 \varphi_2) \right]$$

$$T = \frac{P}{2\pi} (\cos 2 \varphi_1 - \cos 2 \varphi_2).$$

En tous points de l'axe des y,  $\varphi_1 = \pi - \varphi_2$ .

On a donc :

$$N_y = -\frac{P}{\pi} [\varphi_1 - \varphi_2 + \sin 2 \varphi_2]$$

$$N_x = -\frac{P}{\pi} [\varphi_1 - \varphi_2 - \sin 2 \varphi_2]$$

$$T = 0.$$

On obtient facilement les déformations le long de l'axe des y :

$$e_y = \frac{N_y}{E} - \sigma \frac{N_x}{E}.$$

### ANNEXE III DU CHAPITRE VIII

#### *Vérins Freyssinet.*

Les vérins plats système Freyssinet ont été conçus surtout pour les besoins des Travaux Publics, en particulier dans le but de réaliser économiquement la précontrainte du béton.

Ces vérins sont essentiellement constitués de tôles en acier doux de 15/10 d'épaisseur soudées électriquement entre elles de façon à former une poche hermétique dans laquelle on injecte le liquide sous pression (de l'eau en général). On peut d'ailleurs injecter un produit liquide se solidifiant après injection.

Nous donnons à la figure 44 une coupe en perspective permettant de comprendre la réalisation de tels vérins.

Les lignes en pointillés représentent les lignes de soudure. Ces vérins peuvent être circulaires, rectangulaires, en anneau ou d'une forme quelconque.

La course normale de tels vérins est de 2 cm. Si l'on désire une course supérieure, il faut superposer plusieurs vérins.

La pression interne qu'il est recommandé de ne pas dépasser est de 150 kg/cm<sup>2</sup>. Durant nos essais, nous sommes montés à plusieurs reprises à 200 kg/cm<sup>2</sup>.

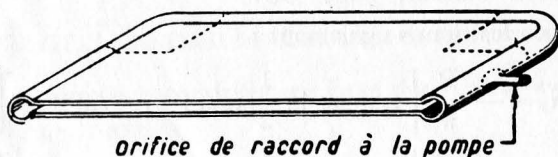


FIG. 44.

Ces vérins ne sont utilisés que noyés dans du mortier ou coincés entre deux plaques d'acier.

Ils sont couverts par des brevets. Une société Française exploite en exclusivité ces brevets. Elle est à même de fournir les vérins et tous les accessoires nécessaires à leur fonctionnement.

### III. — Utilisation des vérins plats comme dynamomètres

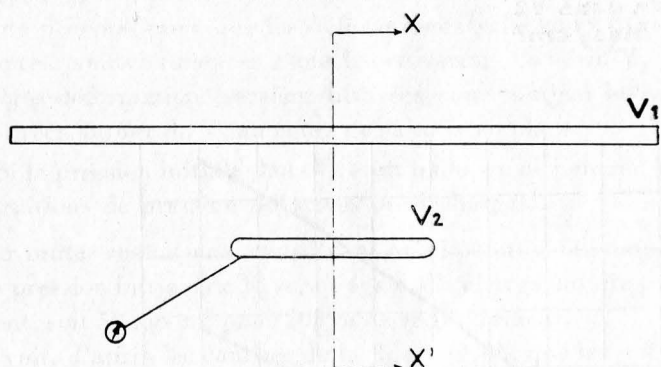
Les vérins plats, une fois scellés dans la roche, peuvent être utilisés comme dynamomètres. A cet effet, il suffit de les remplir d'eau sous pression et de fermer la conduite d'adduction d'eau entre le manomètre et la pompe qui peut alors être débranchée.

Le manomètre, qui est resté en relation avec le vérin plat, accuse toutes les variations de pression subies par ce dernier.

La mise au point de cet essai a été effectuée en disposant un vérin plat ordinaire muni d'un manomètre scellé dans la roche sous un grand vérin plat également scellé dans la roche (voir fig. 45).

On fait varier la pression dans le vérin  $V_1$  et on note la pression qui en

résulte dans le vérin  $V_2$ . Ce dernier est scellé à l'aplomb de  $V_1$  et en son milieu.



Coupe X-X'

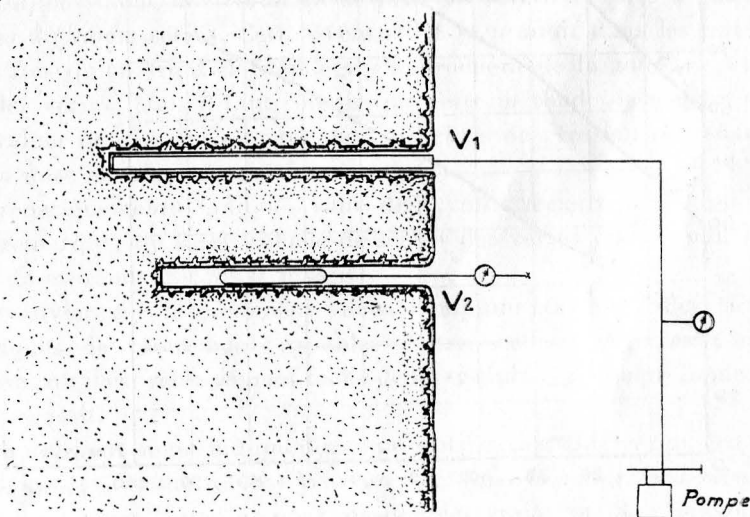


FIG. 45

La figure n° 46 donne les résultats obtenus.

On voit que ces résultats sont fonction de la pression initiale de B. Il faut en effet mettre une pression initiale dans  $V_2$  pour les raisons suivantes :

a) Si la pression initiale dans  $V_2$  était nulle, les faibles variations de

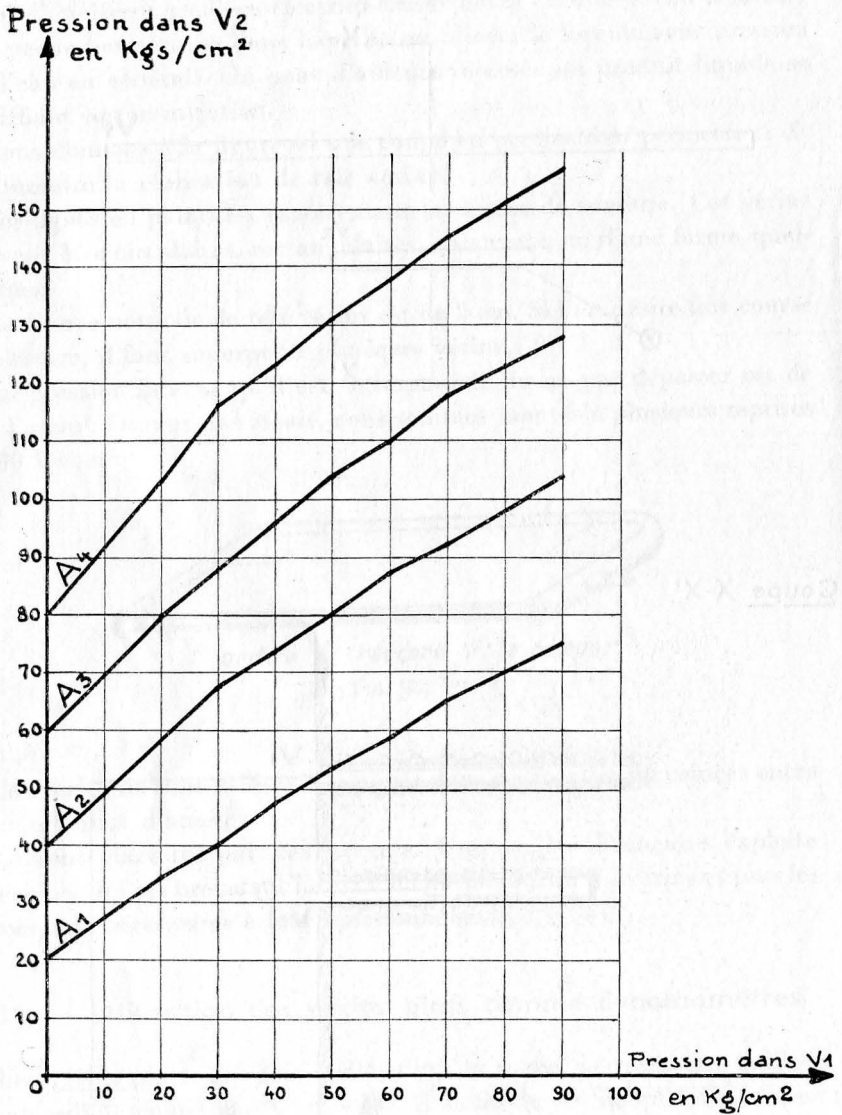


FIG. 46

*Variation de la pression dans V2 en fonction de la pression existant dans V1*

Les pressions correspondant aux points A<sub>1</sub> A<sub>2</sub> A<sub>3</sub> et A<sub>4</sub> sont les pressions initiales du vérin V<sub>1</sub>.

La pression initiale dans V<sub>2</sub> étant de 20 kgs/cm<sup>2</sup> la variation de pression dans V<sub>2</sub> est de 55 kgs/cm<sup>2</sup> quand la pression dans V<sub>1</sub> passe de 90 kgs/cm<sup>2</sup>, soit une variation de 61,1 %.

Quand la pression initiale est de 40 kgs/cm<sup>2</sup> cette variation est 71,1 %.

Pour 60 kgs/cm<sup>2</sup> de pression initiale, on a 75,5 % et pour 80 kgs/cm<sup>2</sup>, on a 85,5 %.

pression subies par le massif (résultant ici des pressions induites par  $V_1$ ) ne seraient pas décelables. En effet, il faudrait un assez grand accroissement de pression pour que les déformations subies par la roche soient suffisantes pour commencer à mettre en serrage le vérin  $V_2$ . Toutes les premières déformations seraient utilisées pour combler les vides inévitables créés autour de  $V_2$  au cours de sa mise en place.

b) Si la pression initiale dans  $V_2$  était nulle, on ne pourrait pas déceler les variations de pression négatives ou décharges.

Pour toutes ces raisons, nous avons admis, tout à fait empiriquement que la pression initiale de  $V_2$  serait égale à la charge induite par le recouvrement, soit  $50 \text{ kgs/m}^2$  pour 200 m de recouvrement.

On voit, d'après les courbes de la figure n° 46, que les indications du manomètre de  $V_2$  seront surtout exactes en valeurs relatives.

Grâce à une batterie de plusieurs vérins indépendants les uns des autres et scellés à diverses profondeurs dans le massif et tous munis de la même pression initiale, on peut déceler les zones du massif ayant subi ou subissant les plus fortes variations de pression depuis la mise en place des vérins.

*Ceci suppose donc une variation de pression survenue après le scellement des différents vérins.* Cette éventualité se produit dans les mines chaque fois qu'un front de dépilage s'approchera de la zone où sont scellés les vérins. Mais il faut retenir que cette méthode de mesure ne peut évaluer que les seules variations relatives de pression survenant après la mise en place des vérins.

Les renseignements indiqués sont déjà très précieux. Par contre, il faut remarquer qu'il est difficile de sceller des vérins plats à plus de 1,50 m de profondeur dans le massif.

Pour obvier cet inconvénient, nous comptons essayer des vérins cylindriques de caoutchouc capables d'être scellés dans des trous circulaires qu'il est relativement facile de forer à plus grande profondeur dans le massif.

Pour terminer, nous indiquerons que l'utilisation des vérins plats, en tant que dynamomètres, est le seul moyen (*avec la mesure de la vitesse du son*) dont nous disposons pour mesurer les variations de pression à l'intérieur du massif ; nous avons dit en effet, au début de ce chapitre, qu'il fallait non seulement connaître les contraintes tangentielles de surface, mais également les lois de répartition des contraintes en profondeur.

En résumé, pour parvenir à ce résultat, nous disposons conjointement des moyens suivants :

1. Mesure des déformations en surface à l'aide du dilatomètre. De même, mesure de la contrainte tangentielle à l'aide du vérin plat scellés sur le bord de la galerie. Ces deux mesures — surtout la seconde — n'ont de sens que si elles sont utilisées sur des parois solides, fermes et de comportement quasi-élastique. En roche plastique ou disloquée, ces mesures ne sont plus utilisables.

2. Dans tous les cas, on peut utiliser à l'intérieur du massif les vérins plats utilisés en dynamomètres.

3. L'endoscope décelle l'importance de la zone fissurée.

4. Les mesures d'allongement de trous de mine forés perpendiculairement à la paroi permettent d'évaluer les variations de déformation vers le vide des parois (ou poussée au vide). Il suffit de disposer de plusieurs trous de mine forés à diverses profondeurs pour localiser, en profondeur, les zones se dilatant le plus vers le vide.

5. Les mesures de vitesse du son dont nous allons parler dans le chapitre suivant.

## CHAPITRE IX

### MESURE DE LA VITESSE DU SON DANS LA ROCHE

---

La mesure de la vitesse du son dans un matériau donné nécessite un appareillage précis et spécialisé. Pour ces mesures, nous avons fait appel aux Laboratoires du Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics qui avaient mis au point un appareil destiné à mesurer la vitesse du son dans le béton afin d'en déterminer les caractéristiques.

Nous donnons, en annexe à cette Thèse (Annexe II) une note de Monsieur Dawance, Ingénieur Chef de Service à ces Laboratoires traitant de l'appareillage.

Dans ce chapitre, nous donnons les résultats des mesures effectuées. Nous avons, non seulement imaginé d'utiliser la vitesse de son entre les trous de mine, donc à l'intérieur d'un massif au voisinage des excavations minières, mais nous avons encore interprété l'ensemble des résultats.

Les premiers essais ont eu lieu en août 1950, puis en juin et novembre 1951, ensuite en mars et septembre 1953 pour se terminer en février 1954, soit en tout six séries d'essais représentant au total près de 3 000 mesures de vitesse de propagation du son. Ces mesures ont été effectuées dans quatre mines différentes.

— *A la mine de Saint-Pierremont* en couche calcaire « grise » et rouge (recouvrement 170 et 150 m) ;

— *A la mine de Bazailles* : en couche siliceuse « L3 » (recouvrement 160 m) ;

— *A la mine de Bure* : en couche calcaire « jaune sauvage » (recouvrement : 140 m) ;

— *A la mine de Murville* : en couche calcaire « grise » (recouvrement : 210 m).



Nous tenons également à remercier toutes ces Sociétés qui ont bien voulu accepter de nous héberger en s'imposant une gêne certaine et évidente.

### BUTS POURSUIVIS

L'annexe II décrit les appareils utilisés et les mesures faites sur échantillon en laboratoires. Ces expériences ont montré que nos roches, en particulier les plus tendres, possédaient la particularité suivante : *la vitesse de propagation du son au travers de la roche est variable avec la contrainte de compression subie par la roche.*

Les premiers essais que nous allons vous décrire ont d'ailleurs confirmé dans le massif les résultats obtenus sur l'échantillon.

*Notre but, en utilisant les mesures de vitesse de propagation du son, est donc d'étudier la répartition des contraintes de compression autour de nos galeries et au voisinage de nos fronts de défilage.*

Or, nous nous sommes vite aperçu que d'autres facteurs intervenaient pour faire varier la valeur de la vitesse du son dans une roche. Nous avons donc tout d'abord cherché à identifier ces facteurs et ensuite nous avons cherché à éliminer autant que possible leur influence.

Nous vous parlerons, des points suivants :

1. Mise en charge d'un gros volume de roche sous vérins plats. Mesures de vitesse du son et résultats.

2. Essais d'interprétation des résultats obtenus.

3. Mises en évidence des facteurs parasites influençant les valeurs de la vitesse de propagation du son.

a) propriétés mécaniques de la roche.

b) fissuration de la roche.

4. Comment éliminer l'influence de ces facteurs ? Modalités d'exécution des mesures.

Conditions dans lesquelles les mesures doivent être entreprises.

5. Résultats des mesures :

a) rappel des considérations théoriques.

b) résultats obtenus en couche à minerai dur.

c) résultats obtenus en couche à minerai tendre.

6. Conclusions : à quoi nous ont servi et peuvent servir pratiquement ces mesures ? Exemple d'application.

I. — Mise en charge d'un gros volume de roche sous vérins plats.  
Mesures de la vitesse du son dans cette roche

Les résultats obtenus sur échantillon aux Laboratoires sont obtenus dans des conditions qui s'écartent assez de la réalité, en effet,

- le volume de la roche est très faible ;
- la roche avant essai est façonnée, manipulée, transportée, en outre, elle a forcément perdu ou gagné de l'humidité.
- les efforts exercés ne sont qu'unidirectionnels avec les moyens dont on dispose.

Pour toutes ces raisons, nous avons cru bon d'entreprendre des essais au fond de la mine, sur des volumes de roche nettement plus importants que ceux des échantillons et en reproduisant autant que possible les conditions de mise en charge réelle.

1<sup>o</sup> Essais effectués sous quatre vérins plats (Voir figure 58).

Nous effectuons dans le parement d'une galerie quatre saignées de 70 cm de longueur sur 70 cm de profondeur et 5 cm d'épaisseur. Les saignées A et B sont horizontales et les saignées C et D sont verticales. Dans chaque saignée on scelle un vérin plat et une plaque métallique contenant une céramique piézoélectrique marquée, *a*, *b*, *c* et *d* sur la figure.

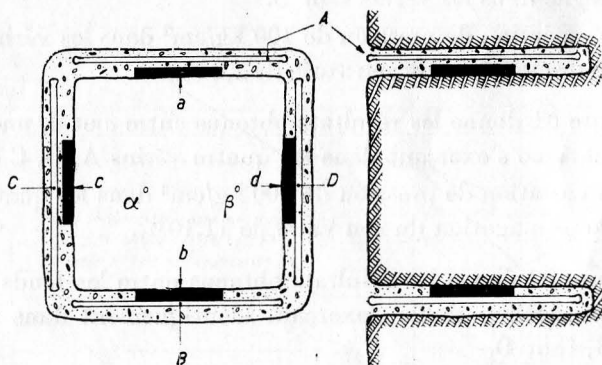


FIG. 58. — Découpage pour les mesures de la vitesse (compression biaxiale).

A B C D : vérins plats.

*a b c d* : plaque métallique contenant une céramique piézoélectrique.

$\alpha \beta$  : trous forés dans le bloc.

Grâce à ce montage, on peut faire les mesures sur un volume de roche relativement important sans trop le manipuler.

Les vérins plats sont reliés hydrauliquement deux à deux. Le vérin

A est relié à B et le vérin C est relié au vérin D. Il y a toujours de ce fait une pression identique dans A et B, puis une pression identique dans C et D mais qui peut être différente de celle qui règne dans A-B. On peut ainsi réaliser toutes les combinaisons de mise en compression biaxiale.

Les mesures de vitesse du son se font soit entre  $a$  et  $b$ , soit entre  $c$  et  $d$ , soit encore entre deux trous  $\alpha$  et  $\beta$  forés dans le bloc de minerai. Les mesures entre  $\alpha$  et  $\beta$  ont été effectuées pour éliminer l'influence éventuelle du ciment enrobant les plaques métalliques.

Les résultats sont donnés sur les figures 59, 60, 61 et 62.

Ils ont été obtenus en faisant varier la pression dans les deux couples de vérins de 0 à 240 kg/cm<sup>2</sup> au maximum. A ce taux de charge nous avons obtenu le début de la rupture du bloc de minerai.

— la figure 59 montre les résultats obtenus entre  $c$  et  $d$ , la pression variable s'exerçant dans les vérins C et D. Une pression uniforme de 30 kg/cm<sup>2</sup> règne dans les vérins A et B.

La pression variable augmentant de 30 à 240 kg/cm<sup>2</sup>, la vitesse de propagation du son varie de 14,6% soit environ 7% pour une variation de pression de 100 kg/cm<sup>2</sup>.

— la figure 60 donne les résultats obtenus entre  $c$  et  $d$ , la pression variable s'exerçant dans les vérins A et B. Une pression uniforme de 30 kg/cm<sup>2</sup> règne dans les vérins C et D.

Pour une variation de pression de 100 kg/cm<sup>2</sup> dans les vérins A et B, la vitesse de propagation du son varie de 2,84%.

— la figure 61 donne les résultats obtenus entre  $c$  et  $d$ , une pression variable identique s'exerçant dans les quatre vérins A, B, C et D.

Pour une variation de pression de 100 kg/cm<sup>2</sup> dans les quatre vérins, la vitesse de propagation du son varie de 11,10%.

— la figure 62 donne les résultats obtenus entre les fonds des trous  $a$  et  $\beta$ , la pression variable s'exerçant identiquement dans les quatre vérins A, B, C et D.

Pour une variation de pression de 100 kg/cm<sup>2</sup> dans les quatre vérins, la vitesse de propagation du son varie de 18,60%.

2° *Essais effectués sous un seul vérin plat* (voir figure 52).

La mesure a été effectuée à deux reprises, l'une sous un grand vérin de 1,50 m de longueur et l'autre sous un petit vérin de 0,70 m de longueur. Ces mesures ont été effectuées dans deux couches différentes.

Les contraintes étant moins élevées que dans le cas précédent, les

Résultats des mesures de vitesse du son sur des Blocs découpés sur quatre faces et mis en contrainte par quatre vérins plats.

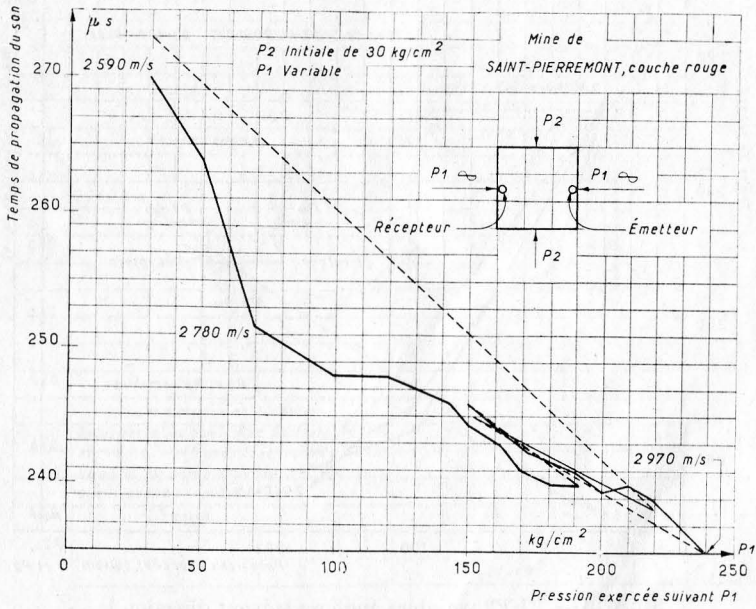


FIG. 59. — P1 variable, mesures suivant direction I.

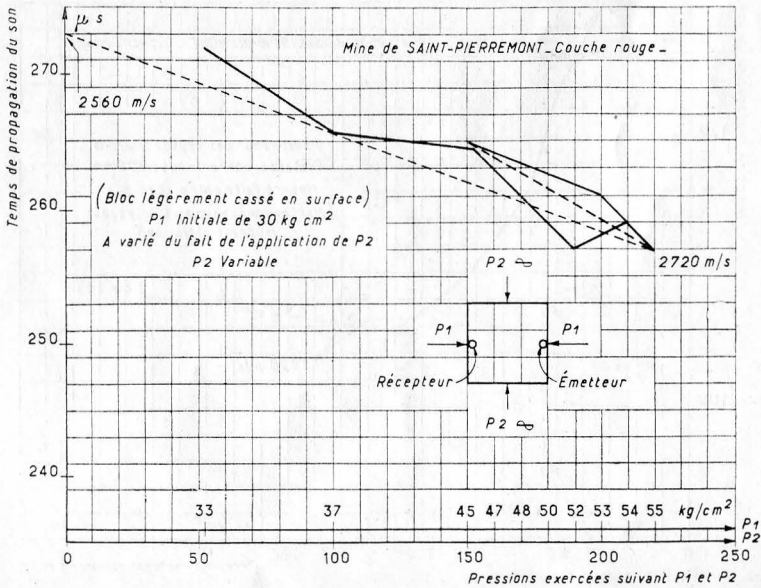


FIG. 60. — P2 variable, mesures suivant direction I.

La Mesure est faite entre quartz scellés avec les vérins. Dimensions des vérins  $700 \times 700$ .

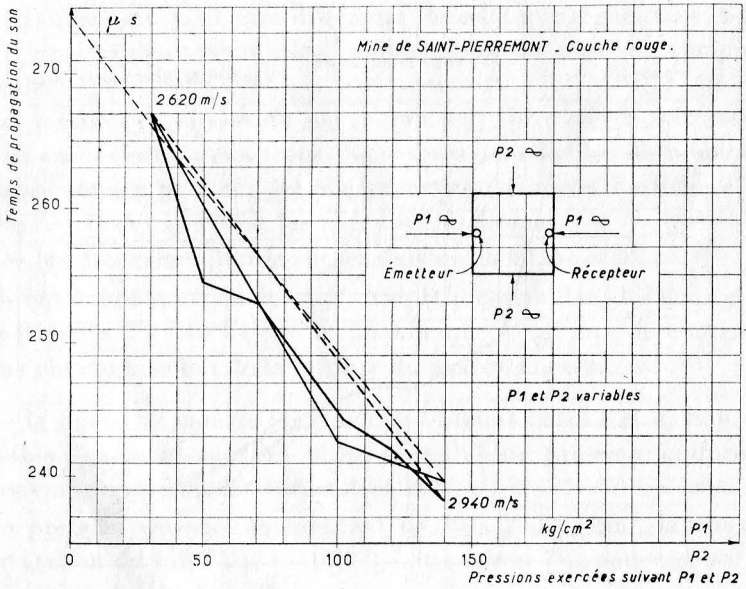


FIG. 61. — P1-P2 variables, mesures suivant direction I.

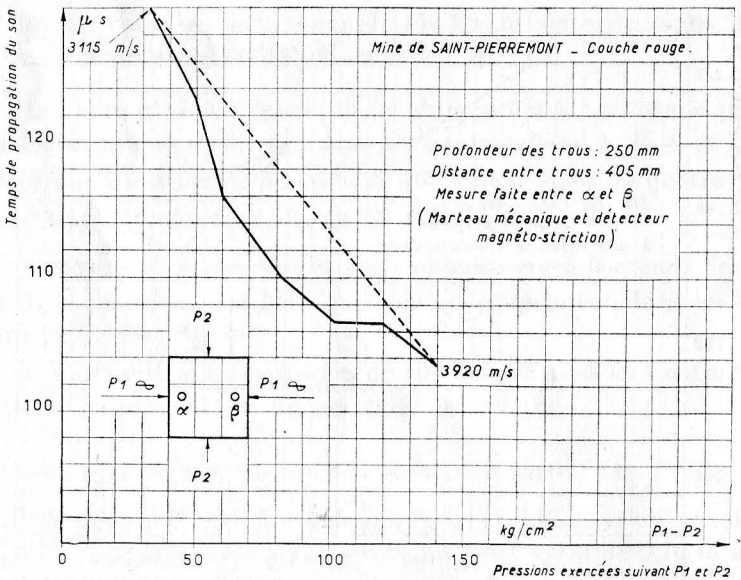


FIG. 62. — P1-P2 variables, mesures entre les trous  $\alpha$  et  $\beta$ .

variations de vitesse du son le sont aussi. Les résultats de ces mesures sont visibles sur les figures 63 et 64 où le schéma de l'essai est également indiqué.

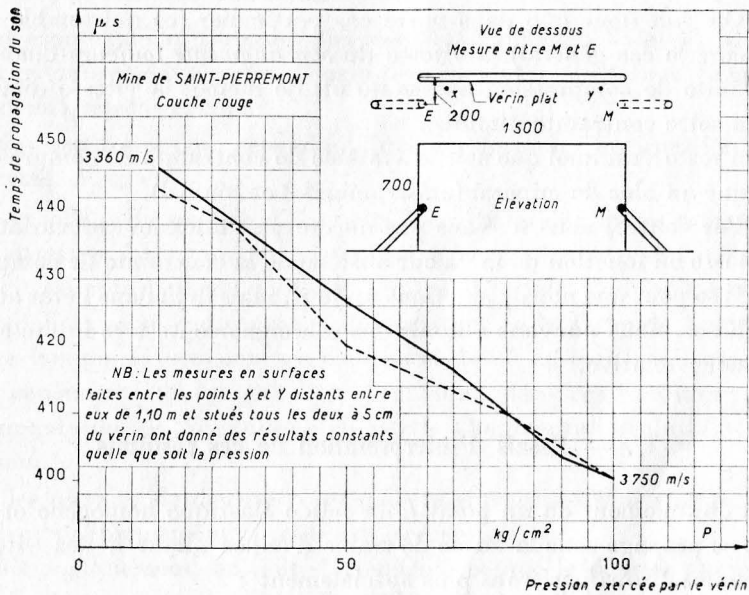


FIG. 63. — Horizontale entre X et Y.

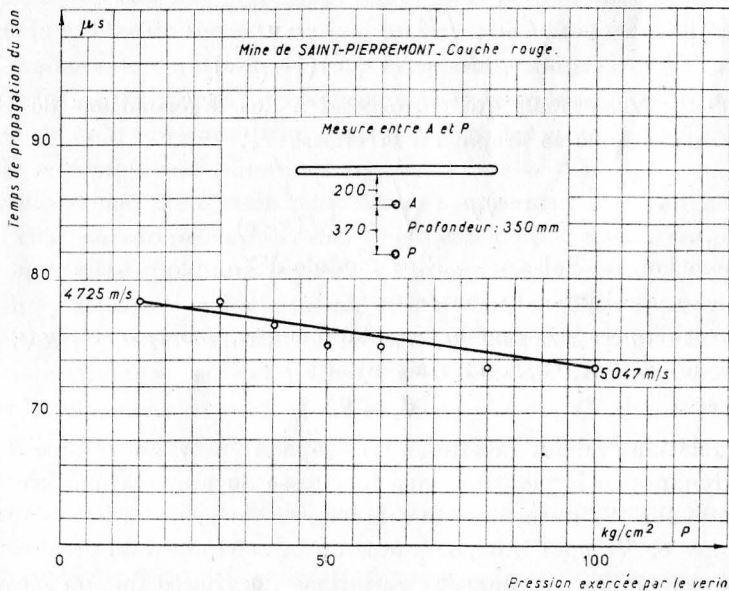


FIG. 64. — Verticale entre A et P.

Les mesures, dans ce cas, ont eu lieu entre deux trous de mine forés sous le vérin plat à 30 cm de profondeur.

REMARQUE.

1. On voit donc que dans notre cas particulier (ce qui semble être d'ailleurs le cas général) la vitesse du son *augmente toujours* quand la contrainte de compression augmente et, de même, la vitesse diminue quand cette contrainte diminue.

Ceci reste vrai quel que soit le système de contrainte de compression appliqué au bloc de minerai (effort uniaxial et biaxial).

2. Par contre, nous n'avons pas encore pu étalonner ces variations de vitesse en fonction de la valeur absolue de la contrainte de compression. Il se peut que nous y arrivions un jour, mais déjà dans l'état actuel des choses, nous pouvons obtenir des renseignements très intéressants en valeur relative.

II. — Essais d'interprétation de ces résultats

Un ébranlement en un point d'un solide élastique homogène et isotrope se propage sous la forme de trains d'ondes allant à des vitesses différentes. Nous parlerons plus spécialement :

1. *L'onde longitudinale* qui correspond à des déformations de traction-compression. Cette onde se propage à la vitesse  $V_L$

$$V_L = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1 - \sigma}{(1 + \sigma)(1 - 2\sigma)}}$$

2. *L'onde transversale* qui correspond à des déformations de cisaillement. Cette onde se propage à la vitesse  $V_T$ .

$$V_T = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1}{2(1 + \sigma)}}$$

$\sigma$  = coefficient de Poisson —  $E$  = module d'Young —  
 $\rho$  = masse spécifique du matériau.

On voit d'après la forme de ces relations que, quel que soit  $\sigma$  (qui est compris entre 0 et 0,5), on aura toujours

$$V_L > V_T$$

Les relations reliant la vitesse de propagation  $V$  au module d'élasticité dynamique  $E$  montrent que la vitesse de propagation des ondes longitudinales  $V_L$  aussi bien que la vitesse de propagation des ondes transversales  $V_T$  sont indépendantes de la contrainte de compression.

Comment expliquer alors les variations de vitesse du son mesurées lorsque la contrainte de compression varie.

Tout d'abord, nous remarquerons que la roche n'est un matériau :

- ni parfaitement homogène ;
- ni parfaitement isotrope ;
- ni parfaitement élastique.

Il s'ensuit que les formules données plus haut pour  $V_T$  et  $V_L$  ne sont pas rigoureusement exactes. Il manque sans doute des termes correctifs que nous ignorons encore.

Nous remarquerons, cependant, que les formules en question font intervenir  $E$ ,  $\rho$  et  $\sigma$ .

a) la valeur du module d'élasticité  $E$  augmente en même temps que la contrainte dans une roche soumise à triple étreinte. En effet, on conçoit assez facilement qu'il faut (en cas de triple étreinte) beaucoup plus d'effort pour augmenter la déformation de la roche de 1 mm par mètre lorsque la pression triaxiale vaut 1 000 kg/cm<sup>2</sup> que lorsqu'elle vaut seulement 100 kg/cm<sup>2</sup>. Il se peut donc, dans ces conditions, que l'augmentation de  $E$  explique en partie l'augmentation de la vitesse du son.

b) les mesures de densité n'ont pas été entreprises sous charge. Il se peut qu'un changement notable soit perceptible.

Mais, logiquement, on doit s'attendre à ce que la densité augmente avec la charge, ce qui semble aller à l'encontre de l'augmentation de la vitesse du son puisque  $\rho$  figure au dénominateur de la formule de  $V_L$ .

c) Bien que cela soit pure hypothèse, nous pensons que l'augmentation de la vitesse du son est due en grande partie à l'augmentation de  $\sigma$ .

Les valeurs de  $\sigma$  que l'on peut obtenir en mesurant  $V_L$  et  $V_T$  sont les valeurs de  $\sigma$  dynamique. Ce coefficient de Poisson ainsi mesuré est très influencé par la présence de liquide (eau) dans les vides du matériau, ce liquide se comportant comme un matériau de  $\sigma = 0,5$ .

Or, nos roches sont assez poreuses et contiennent de l'eau interstitielle. Plus on comprime la roche, plus l'eau tend à mieux remplir les vides interstitiels facilitant le passage du son dans la roche.

Enfin, une autre action possible réside dans le fait suivant : dans notre minerai fortement clivé, les vides dus au clivage (qui sont d'ailleurs assez réduits) doivent tendre à se reboucher dans les zones fortement comprimées et situées à l'intérieur du massif. En effet, sous l'action d'une contrainte verticale, tout corps tend à se dilater horizontalement.

*Quelles que soient les explications physiques, chimiques, ou mécaniques du phénomène, nous constatons, à la suite de mesures nombreuses faites sur place ou en laboratoire en compression mono, bi et triaxiale, que la vitesse du son augmente avec la contrainte de compression.*



### III. — Mise en évidence des facteurs parasites influençant les valeurs de la vitesse de propagation du son

#### a) Variations de la vitesse du son en fonction des propriétés mécaniques de la roche.

Comme on le sait, la valeur de la vitesse du son dans un matériau est fonction des propriétés mécaniques de ce matériau (module d'élasticité dynamique, densité et coefficient de Poisson). Pratiquement, plus un matériau est dur, plus la vitesse du son est élevée. Dans nos mines, la vitesse du son varie entre 4 700 m/s, pour nos roches les plus dures, à 2 500 m/s, pour nos roches les plus tendres. La mesure de la vitesse du son donne donc facilement une idée des caractéristiques mécaniques des roches.

Mais, par contre si les caractéristiques du minerai changent d'un endroit à un autre, il ne faut pas être tenté d'attribuer à des variations de pressions les variations correspondantes de vitesse du son.

Nous donnons ci-contre les valeurs moyennes des vitesses de propagation du son relevées dans les différentes mines où ont eu lieu les essais. Sauf pour le calcaire coquiller, les chiffres donnés résultent de la moyenne de nombreuses mesures (voir tableau page 151).

Il faut encore noter que, d'une façon générale, dans les mines de fer, les valeurs trouvées pour la vitesse de propagation du son sont plus fortes lorsqu'elles sont effectuées dans le sens perpendiculaire aux couches (ou à la stratification) que dans le sens parallèle.

Ainsi, à Murville où les couches sont en plateure, les mesures faites verticalement sur des parements de galeries creusées en couche grise ont donné 4 130 m/s. Les mesures faites horizontalement sur les mêmes parements ont donné 3 850 m/s. Nous n'avons pas encore pu trouver l'origine ou la cause de cette variation suivant la verticale ou l'horizontale. Peut-être ne s'agit-il que des effets de la pression, celle-ci s'exerçant plus fortement dans le sens vertical que dans le sens horizontal.

#### b) Variations de la vitesse du son en fonction de la fissuration de la roche.

Chaque fois que les ondes sonores rencontrent une fissure elles sont retardées. En effet, ces ondes doivent :

— ou bien contourner la zone fissurée, ce qui allonge le chemin parcouru par les ondes sonores, augmente le temps et diminue la vitesse ;

— ou bien traverser la fissure. Mais que cette fissure soit vide (air) ou pleine d'eau ou de boue, la vitesse est toujours retardée. En effet, la vitesse du son dans l'air, l'eau, la boue ou la poussière est beaucoup plus faible que dans la roche (voir figures 53 et 54 - Annexe II).

On fore perpendiculairement au parement d'une galerie un trou de mine horizontal. On introduit dans ce trou A une canne B munie d'un détecteur à son extrémité C. A l'entrée du trou de mine, on frappe le parement à l'aide d'un marteau D muni d'un détecteur servant au déclenchement de l'appareil de mesure. Dans ces conditions, la mesure est effectuée dans le sens perpendiculaire au parement (figure 65).

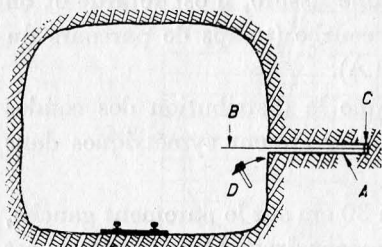


FIG. 65. — Disposition opératoire pour l'exécution des mesures normales au parement de la galerie.

Caractéristiques de la roche	Vitesse du son
MINE DE BURE : Toit de la couche jaune sauvage premier banc calcaire coquiller difficile à forer.	4 700 m/s
MINE DE BURE : Toit de la couche jaune sauvage deuxième banc calcaire coquiller légèrement marneux moins dur que le précédent en particulier à la foration mais encore très résistant.	4 480 m/s
MINE DE BURE : <i>Couche jaune sauvage.</i> Couche dure et très calcareuse plus facile à forer que les premier et deuxième bancs du toit couche assez pauvre en Fe : 28%.	4 300 m/s
MINE DE MURVILLE : <i>Couche grise.</i> Couche dure et très calcareuse.	4 130 m/s
MINE DE SAINT-PIERREMONT : <i>Couche rouge.</i> Couche dure et très calcareuse possédant à peu près les mêmes caractéristiques que la couche jaune sauvage de Bure. La couche rouge est ici assez riche : 32% de Fe et se fore plus facilement qu'à Bure et à Murville.	4 050 m/s
MINE DE SAINT-PIERREMONT : <i>Couche grise.</i> Couche relativement tendre, facile à forer sauf dans le quartier n° 1 où le minerai est un peu plus dur et plus pauvre.	quart. 1 : 3 740 m/s quart. 2 : 3 620 m/s quart. 3 : 3 630 m/s
MINE DE BAZAILLES : $\frac{\text{Couche siliceuse}}{L 3}$ Couche très tendre cependant encore assez résistante pour maintenir ouverte une galerie de 4 m de large sur 4 m de haut pendant vingt ans sans aucun soutènement. Se fore très facilement.	2 500 m/s

Une mesure est faite quand le trou A est profond de 30 cm, puis on approfondit le trou à 60 cm et on fait une nouvelle mesure et ainsi de suite.

Les fissures produites par les contraintes s'exerçant sur les galeries sont, en règle générale, parallèles à l'axe des galeries. Les mesures de vitesse du son effectuées dans le sens perpendiculaire aux parements ont le maximum de chance de traverser toutes les fissures.

Chaque fois que le son doit franchir une fissure, il est retardé et on voit alors nettement un coude dans la courbe (temps de parcours du son en fonction de la profondeur du trou A).

Nous avons très souvent remarqué que la distribution des coudes sur les courbes dont nous venons de parler étaient symétriques dans chaque parement.

Si, par exemple, on trouve un coude à 30 cm sur le parement gauche, on trouvera un coude à 30 cm sur le parement droit. Dans ce cas, on est enclin à dire que la distribution des fissures est elle-même symétrique.

Nous donnons dans les figures 66, 67 et 68 des exemples de résultats

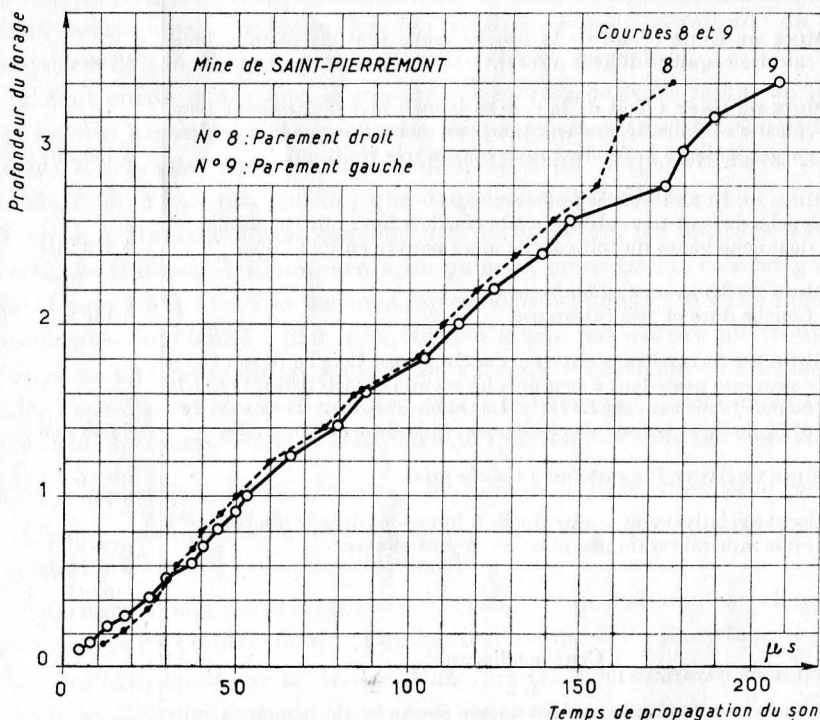


FIG. 66. — Mesures perpendiculaires au parement dans deux forages se trouvant dans la même section sur deux parements opposés.

obtenus. Ces derniers seront complétés ultérieurement lors de l'exploitation des résultats obtenus en minerai tendre.

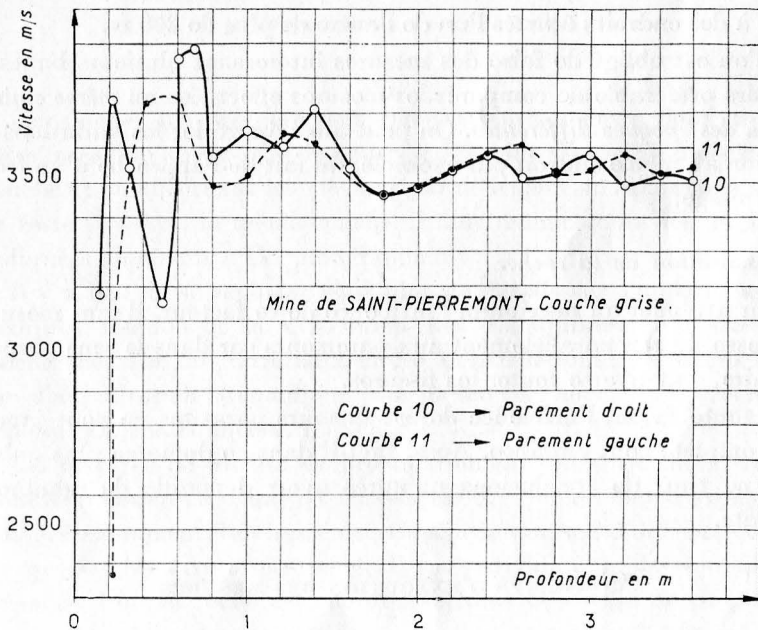
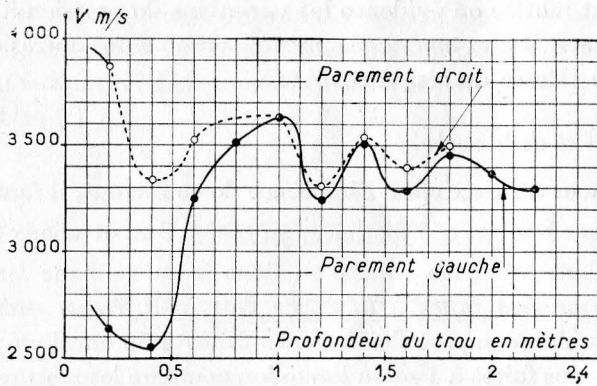


FIG. 67 et 68. — Variation de la vitesse du son, mesurée perpendiculairement au parement en fonction de la profondeur (forage dans la même section).

Nous verrons alors qu'il est facile, grâce à ces mesures, d'évaluer l'épaisseur des terrains fissurés et disloqués entourant une galerie.

#### IV. — Comment éliminer l'influence des facteurs parasites. Modalités d'exécution des mesures

Si l'on veut mettre en évidence les variations de pression à l'aide de la vitesse du son, il faut *autant que possible*, éliminer les autres causes de variations de vitesse du son, à savoir :

##### 1<sup>o</sup> *Hétérogénéité de la roche.*

Pour atténuer au maximum l'influence de ce facteur, il faut :

- a) opérer sur une grande distance, au moins 3 m et mieux 6 m.
- b) rester dans la même couche ou dans le même banc *lorsque l'on compare des mesures faites à la même date à différents endroits*, par exemple lorsqu'on compare des mesures faites à 50 cm d'un parement avec des mesures faites à 1 m ou lorsqu'on compare les mesures faites à 5 m d'un front de défilage avec celles faites à 10 ou 20 m, etc...

Enfin, il ne faut pas chercher à comparer entre elles des mesures faites à des endroits écartés l'un de l'autre de plus de 200 m.

Si l'on est obligé de faire des mesures intéressant plusieurs bancs, il est alors préférable de comparer les mesures effectuées *au même endroit mais à des époques différentes*. On peut ainsi apprécier les variations de pression au même endroit par exemple, du fait de l'approche d'un front de défilage.

##### 2<sup>o</sup> *Fissuration de la roche.*

Pour atténuer au maximum l'influence de ce facteur, il faut mesurer la vitesse du son *parallèlement aux parements* car dans le sens perpendiculaire, on traverse toutes les fissures.

De toute façon, l'influence de ces facteurs parasites ne peut jamais être complètement éliminée. Aussi faut-il dans ce domaine plus qu'ailleurs ne tirer de conclusions qu'après avoir dépouillé de nombreux résultats.

#### MODALITÉS D'EXÉCUTION DES MESURES

Nous utilisons conjointement deux systèmes de mesure.

##### a) *Mesures parallèles au parement de la galerie.*

Presque toutes nos mesures ont été entreprises entre deux trous de mine forés perpendiculairement aux parements des galeries (fig. 69).

Soit un ensemble de trois galeries parallèles A, B et C. Nous mesurons

la vitesse de propagation du son entre les trous de mine 1 et 2, puis entre 2 et 3, puis entre 3 et 4, etc...

Les mesures sont faites au moyen du dispositif décrit précédemment, même profondeur dans les deux trous de mine, par exemple à 50 cm, on fait ensuite une autre mesure en introduisant les deux cannes à 100 cm de profondeur, puis à 150 cm, et ainsi de suite jusqu'à la profondeur que l'on veut atteindre. Les trous de mine sont en principe écartés entre eux de 6 m (1).

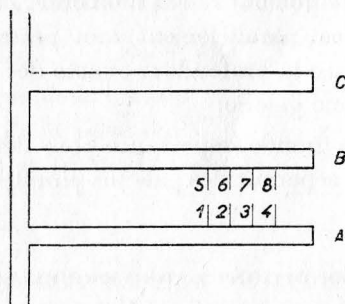


FIG. 69. — Disposition des mesures dans le chantier.

Les mêmes mesures peuvent être entreprises entre deux trous de mine forés l'un au-dessous de l'autre en restant si possible dans la même couche et en effectuant les mesures parallèlement aux parements. Si on ne reste pas dans la même couche, il faut tenir compte des remarques indiquées au chapitre IV, paragraphe *b*.

Il y a lieu de se reporter pour plus de détails sur l'appareillage aux Comptes Rendus de la « Réunion des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions », Numéro spécial sur l'auscultation dynamique du béton », août 1953, secrétariat général, 12, rue Brancion, Paris 15<sup>e</sup>.

Ces mesures de vitesse de propagation du son entre deux trous de mine sont entreprises dans les buts suivants : comme nous l'avons expliqué précédemment, la vitesse de propagation du son dans notre minerai (ce qui semble être le cas général) est variable avec la contrainte de pression. Plus la roche est comprimée, plus la vitesse de propagation du son dans la roche est grande.

Nous utilisons cette propriété pour mettre en évidence la position exacte des zones les plus chargées par exemple au voisinage d'un front de défilage ou autour d'une galerie.

(1) Voir figure n° 48 - Annexe II page 274.

b) *Mesures perpendiculaires aux parements des galeries.*

Ces mesures sont effectuées avec les mêmes appareils que ceux utilisés pour les mesures parallèles aux parements. Elles sont effectuées, non plus entre deux trous de mines forés perpendiculairement au parement, mais entre la gueule et le fond d'un trou de mine foré perpendiculairement au parement. Le schéma de principe de la mesure a été indiqué sur la figure 65 et au chapitre III, paragraphe *b*. Ces mesures effectuées perpendiculairement aux parements, ont pour but de compléter celles effectuées parallèlement aux parements en particulier pour mettre en évidence la profondeur exacte des terrains perturbés ou disloqués entourant une galerie.

Ceci peut avoir une grande importance pour déterminer par exemple l'épaisseur des piliers séparant des galeries parallèles.

CONDITIONS DANS LESQUELLES  
LES MESURES DOIVENT ÊTRE ENTREPRISES

a) Tout d'abord, ces mesures ne donnent aucun résultat dans une roche très fissurée, ce qui se présente dans notre minerai lorsqu'on se trouve au voisinage d'une faille. A noter que le clivage appelé vulgairement fil de mine ne semble pas devoir troubler les mesures.

b) Nous avons vu précédemment que les variations de vitesse du son atteignaient 10% au moment de la rupture de la roche en cas d'une charge uniaxiale et qu'on pouvait atteindre 18% environ en cas de charge biaxiale.

Or, l'appareillage utilisé ne donne pas une précision des mesures supérieurs à  $\pm 3$  ou  $\pm 4\%$ . On voit donc qu'il est illusoire de chercher à déceler les faibles variations de pression avec cette technique de mesure.

Pratiquement, dans nos couches de minerai situées à faible profondeur (moins de 250 m) les contraintes autour d'une galerie en massif vierge sont relativement faibles et les mesures ne donnent pas de résultats exploitables de façon certaine. Par contre au voisinage d'un front de dépilage ou dans des zones fortement défruitées (à plus de 45%) la roche est suffisamment chargée pour permettre une utilisation correcte et précise des mesures de vitesse de propagation du son.

En conclusions les mesures donneront des résultats d'autant plus précis que la roche est tendre pour des contraintes faibles ou que la roche est soumise à de fortes contraintes pour des roches dures.

## V. — Résultats des mesures

### a) Rappel des notions théoriques.

En chaque point du massif, on peut définir le régime des contraintes régnant en ce point par trois contraintes agissant suivant les axes OX, OY et OZ orthogonaux entre eux, OZ étant vertical.

En massif vierge, tout point M (fig. 70) est soumis à une contrainte verticale due au poids des terrains sus-jacents,

$$N_z = \rho g z$$

$\rho$  = masse spécifique de la roche

$g$  = l'accélération de la pesanteur

$z$  = profondeur où se trouve le point M.

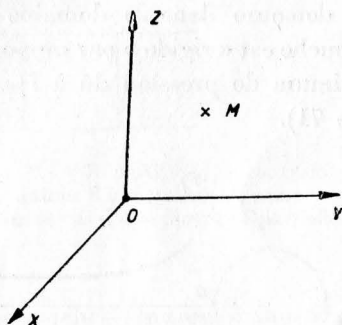


FIG. 70.

Ce point M est, en outre, soumis à des forces horizontales toutes égales entre elles puisque la matière constituant le point M est frettée dans tous les sens d'une valeur égale. En effet, nous supposons le massif constitué d'une roche homogène.

$$N_x = N_y = KN_z$$

K est appelé coefficient de transmission des efforts et il vaut dans un milieu élastique :

$$K = \frac{\sigma}{1 - \sigma}$$

$\sigma$  = coefficient de Poisson.

Il est évident que si l'on creuse une galerie aux environs immédiats du point M, la valeur des contraintes  $N_z$ ,  $N_x$  et  $N_y$  va être changée. Nous allons nous occuper très schématiquement de la variation de  $N_z$ .

Le lecteur que cette question intéresse peut se reporter aux articles



spécialisés de GUERONIK — FENNER — LABASSE — TALOBRE, etc... Nous avons cependant repris ces calculs en question en spécifiant que l'état d'origine de la roche n'est pas  $N_x = N_y = N_z = 0$ , mais qu'il est :  $N_x = N_y = KN_z$  et  $N_z = \rho gz$ . Ceci a de l'importance pour le calcul des déformations et en particulier pour déterminer la poussée au vide. On conçoit bien que les déformations subies par la roche et constatées par le mineur sont différentes suivant que l'on creuse la galerie dans un massif avant qu'il soit chargé ( $N_x = N_y = N_z = 0$ ) et suivant que l'on creuse la galerie dans un massif chargé ( $N_x = N_y = KN_z$  avec  $N_z = \rho gz$ ).

De plus, nous avons complété les calculs effectués pour déterminer le régime des contraintes autour des galeries et fronts de défilage non plus en massif homogène mais en massif stratifié.

De toutes ces considérations théoriques, on tire les conclusions suivantes :

— plus le terrain demeure dans le domaine élastique en massif homogène et plus la couche est « rigide » par rapport à son toit en massif stratifié, plus le maximum de pression dû à  $N_z$  se trouvera près du parement (voir figure 71).

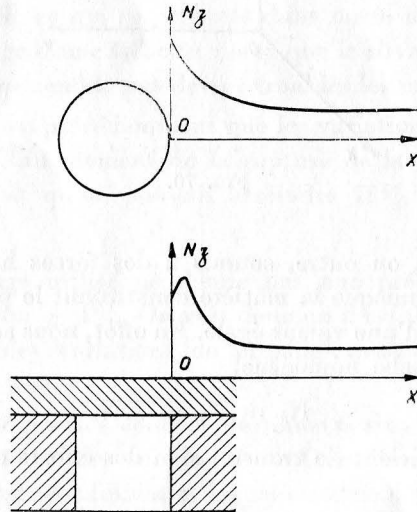


FIG. 71. — Répartition théorique des contraintes autour d'une galerie de mine (milieu élastique homogène).

— plus le terrain est sorti du domaine élastique en massif homogène et plus le toit est « rigide » par rapport à la couche en massif stratifié, plus le maximum de pression dû à  $N_z$ , se trouvera loin du parement et

étalé (fig. 72). En massif stratifié la variation de  $N_z$  le long de  $Ox$  est ondulatoire amortie ce qui laisse pressentir les ondes de Weber qui ne peuvent être visibles que dans des cas très précis (voir page 80).

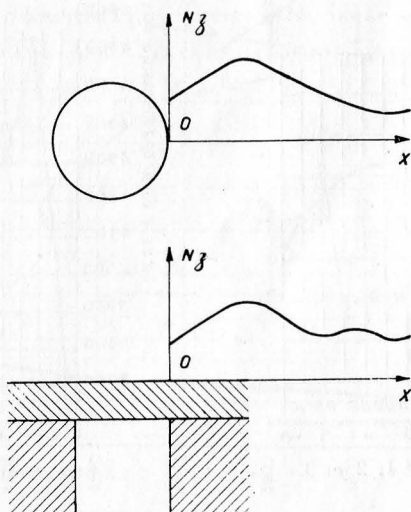


FIG. 72. — Répartition des contraintes autour d'une galerie de mine dans le cas d'une plasticité partielle.

En résumé, dans les couches tendres, il faut s'attendre à trouver le maximum de pression loin du bord du parement. Au contraire, il sera près du parement en couche dure.

Toutes les mesures dont il va être question sont faites entre deux trous de mine forés perpendiculairement aux parements. Il s'agit donc de mesures faites parallèlement aux parements (sauf cas spécifié nommément).

#### b) Résultats des mesures obtenues en couche à minerai dur.

Dans cette couche, nous devons trouver normalement le maximum de pression donc le maximum de vitesse du son près du parement des galeries.

Les résultats des mesures de vitesse de propagation du son effectuées dans ces couches confirment ce principe. Il faut cependant pour mettre en évidence ce maximum, que la galerie soit soumise à un régime de pression suffisamment fort, ce qui arrive dans nos mines au voisinage des fronts de dépilage.

Les mesures effectuées à la Mine de Bure en couche jaune sauvage ont donné des résultats consignés en partie sur les figures 73, 74, 75 et 76.

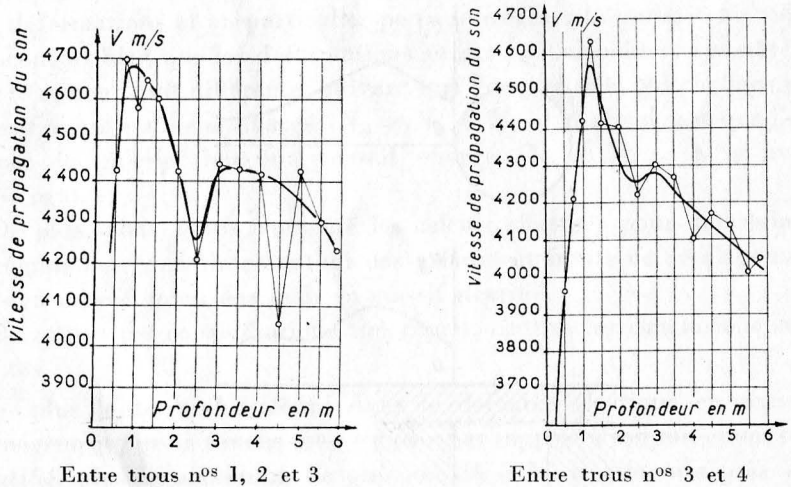


FIG. 73 et 74. — Mesures effectuées à la mine de Bure, couche jaune sauvage (minerai dur) mettant en évidence un maximum de pression près du parement.

En abscisses, nous avons la distance entre le parement et le point où est faite la mesure, en ordonnées nous avons la valeur de la vitesse du son.

Ces figures mettent très nettement en évidence le maximum de pression au voisinage des parements des galeries. La zone disloquée entourant les galeries a une très faible épaisseur, moins de 1 m.

c) Résultats des mesures obtenues en couches à minerai tendre.

Dans ces couches nous devons trouver en régime de pression élevé (c'est-à-dire au voisinage des fronts de défilage) les maxima de pression donc les maxima de vitesse de propagation du son assez éloignés des parements des galeries.

Pour nous rendre compte de la situation des maxima de vitesse de propagation du son, nous avons comparé les résultats obtenus en galerie creusée en massif vierge loin de tout front de défilage avec les résultats obtenus dans les galeries situées au voisinage immédiat d'un front de défilage.

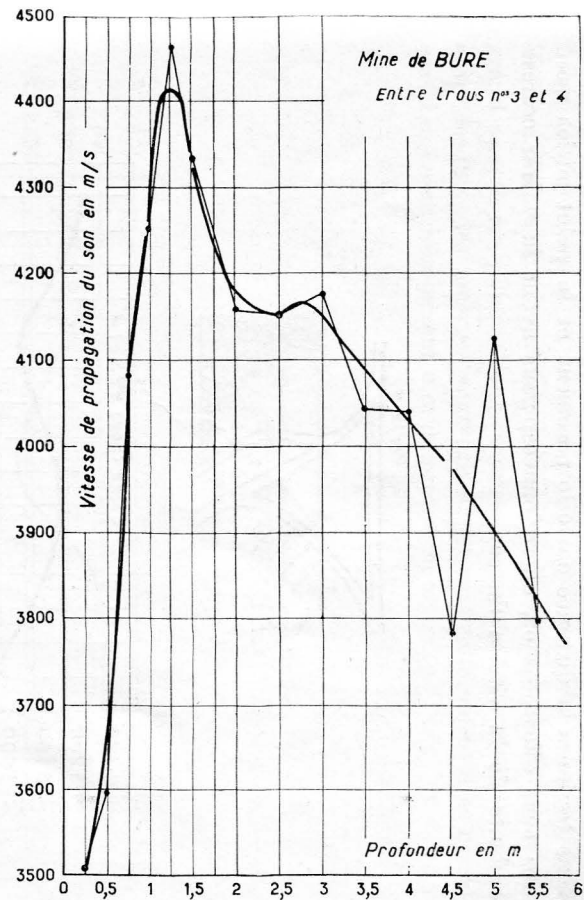
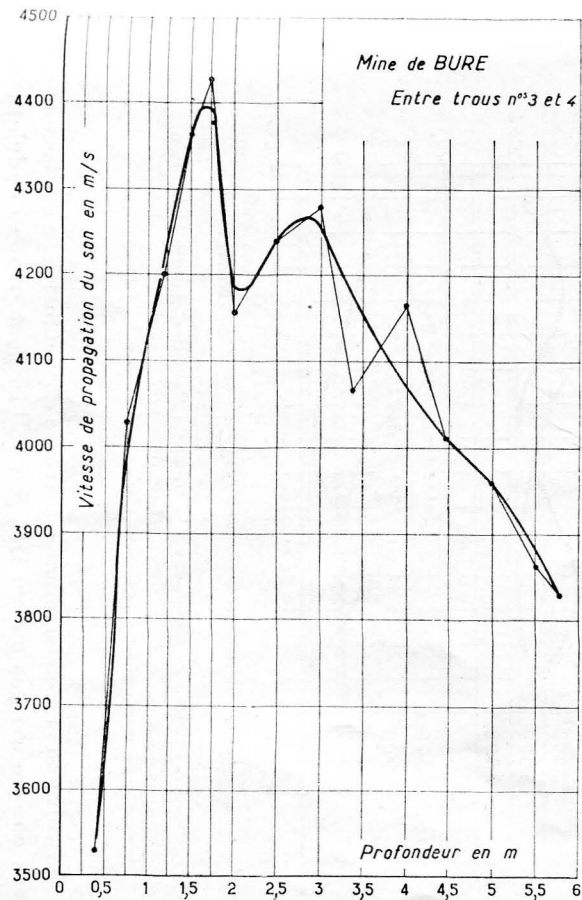


FIG. 75 et 76. — Les mesures des figures 74, 75 et 76 ont été exécutées aux mêmes emplacements mais à des dates différentes ; elles montrent le déplacement du maximum de pression à l'approche du front de défilage (minéral tendre).

La figure 77 donne un aperçu de la vitesse du son au voisinage d'une galerie isolée loin d'un front de défilage. En abscisses, nous avons toujours la distance entre le parement et le point où les mesures sont effectuées et, en ordonnées, nous avons la valeur correspondante de la vitesse du son.

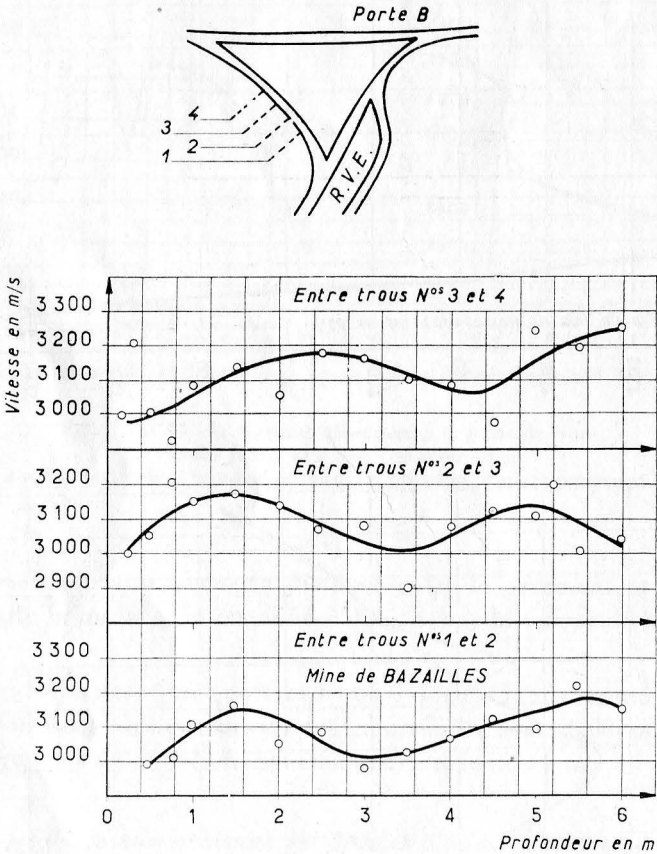


FIG. 77. — Mesures effectuées à la mine de Bazailles, galerie isolée loin du front de défilage.

On voit que la courbe obtenue présente des ondulations sur lesquelles nous ne sommes pas encore très fixés. Il se peut que ces ondulations soient dues aux variations résultant de l'imprécision de la méthode de mesure (voir page 154) ou à un autre phénomène non encore précisé. Quoi qu'il en soit, nous ne voyons aucun maximum mis nettement en évidence.

Passons maintenant à la figure 78 où nous observons ce qui se passe dans une galerie d'accès au front de défilage. Les galeries d'accès au front de défilage sont séparées entre elles par des piliers longs, épais de 15 m. Les mesures sont faites dans ces piliers longs parallèlement au grand axe de ces piliers. Pour ce faire, on a creusé les trous de mine, entre lesquels les mesures sont faites, perpendiculairement à ce grand axe. Les trous de mine ont 6 m de profondeur.

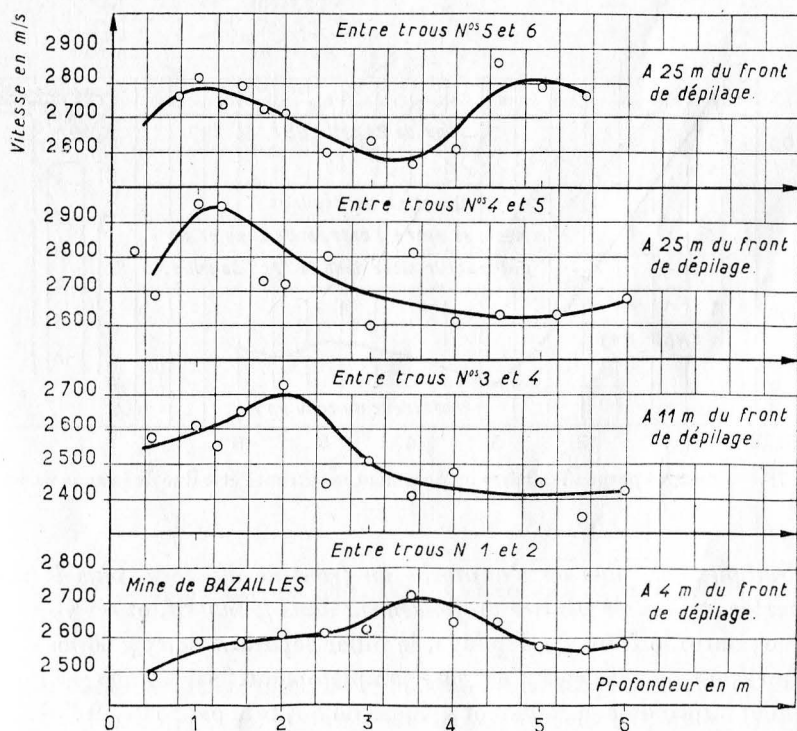
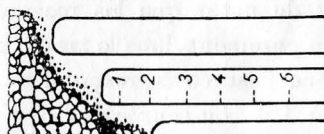


FIG. 78. — Mesures à proximité du front de défilage.

— Loin du front de défilage, c'est-à-dire entre les trous de mine 5 et 6, nous retrouvons une loi de variation de la vitesse comparable à celle vue sur la figure 77 avec des valeurs de vitesse comprises entre 2 600 m/s et 2 800 m/s.

— En nous approchant du front de dépilage par exemple entre les trous 4 et 5 nous remarquons la naissance marquée d'un maximum à 90 cm du parement avec une valeur de la vitesse de 2 950 m/s.

— En nous approchant encore du front de dépilage, par exemple entre les trous 2 et 3 nous voyons que le maximum de vitesse existe toujours, mais qu'il s'éloigne du parement. Il est alors à 2 m du parement et la vitesse atteint encore 2 950 m/s à cet endroit.

— Tout près du front de dépilage à 4 m, le maximum de pression s'éloigne encore du parement et se trouve alors à 3,50 m de ce dernier.

— Il est intéressant de noter que les mesures de fissuration faites perpendiculairement au parement dans le trou 3 par exemple, montrent que l'étendue de la zone fissurée correspond en gros à la position du maximum, ici 2,50 m à 3 m. *La courbe de l'essai correspondant est indiquée sur la figure 79.*

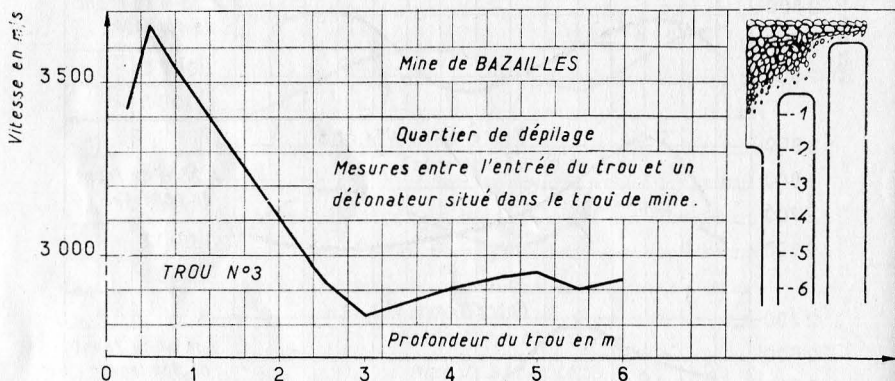


FIG. 79. — Mesures perpendiculaires au parement montrant l'étendue de la zone fissurée.

*Pratiquement, plus on s'approche du front de dépilage, plus la zone perturbée et fissurée pénètre profondément dans le massif, et on voit que même contre le front de dépilage, le pilier séparant deux galeries d'accès au front ou traçages n'est pas complètement fissuré, une partie de ce pilier située en son milieu et épaisse de 5 à 6 m est restée à l'abri de la fissuration. On est donc tenté de dire que le pilier en question n'est pas trop étroit. On voit immédiatement que ces mesures sont de précieux auxiliaires pour déterminer l'épaisseur des piliers longs séparant les galeries parallèles piliers qui, pour d'autres raisons trop longues à exposer ici, doivent être aussi étroits que possible sans toutefois les réduire au point, de permettre à la zone fissurée de les pénétrer de part en part.*

Nous donnons encore avant de terminer, les résultats d'une inves-

tigation par la vitesse du son d'un stot de protection exploité par quadrillage ; piliers carrés de 12 m de côté et séparés entre eux par des galeries larges de 4 m (fig. 80). Ces essais ont été entrepris dans la même couche que ceux décrits sur les figures 77 et 78.

Ce stot entièrement quadrillé a une forme triangulaire. De ce triangle les côtés constitués par la galerie « Parallèle J » et la galerie principale « M<sup>2</sup> » sont indiqués sur la figure 80. Le troisième côté est à peine visible sur ce plan. Tout ce stot est entièrement quadrillé et est entouré d'une zone complètement vierge.

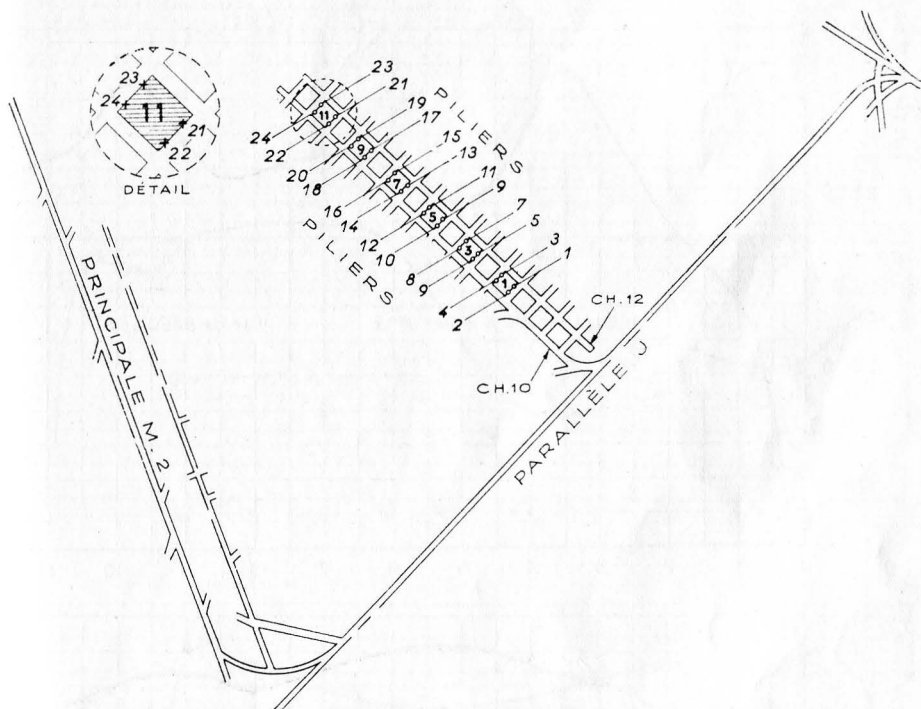


FIG. 80. — Disposition des galeries et des piliers du stot de protection.

Les mesures ont été effectuées dans une série de piliers alignés grosso modo suivant une des hauteurs de ce triangle. Seuls les piliers en question sont indiqués sur le plan.

Ces piliers étaient traversés pratiquement de part en part par des trous de mine écartés entre eux de 6 m. Les mesures ont été faites entre ces trous de mine et dans les piliers marqués 1, 3, 5, 7, 9 et 11 sur le plan. Les résultats correspondants sont relatés sur les figures 81, 82, 83, 84, 85 et 86.

En abscisses, nous avons toujours les distances calculées entre le



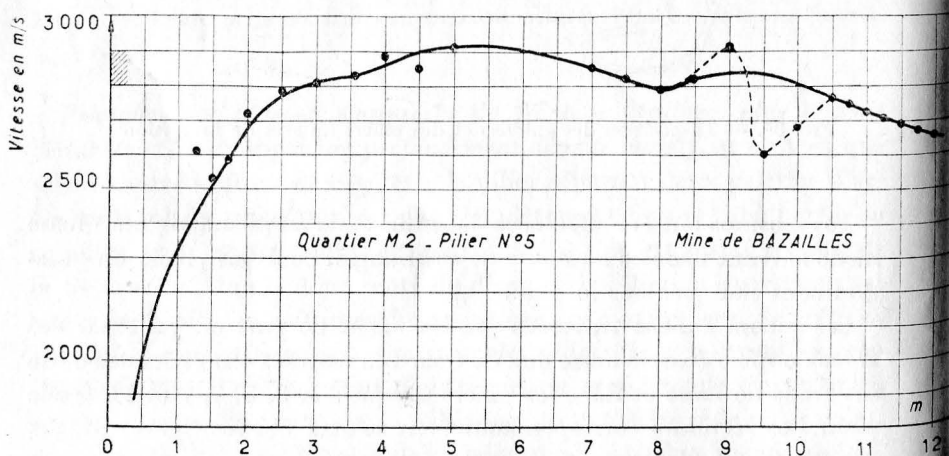
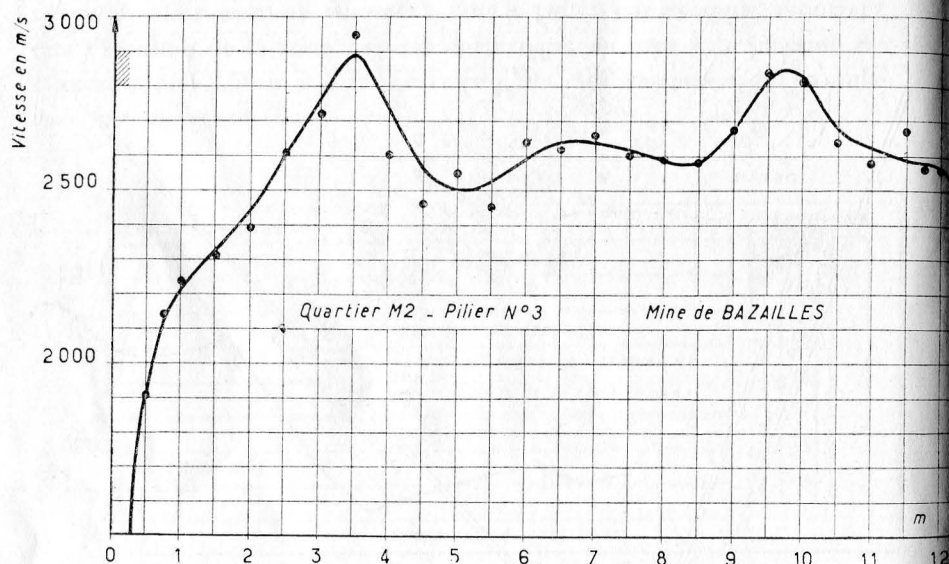
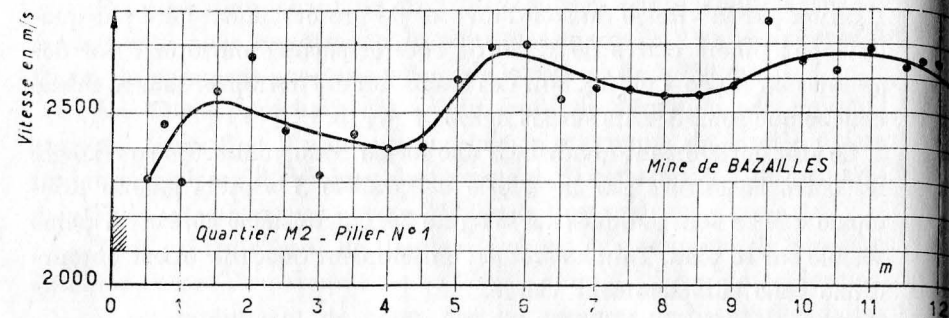
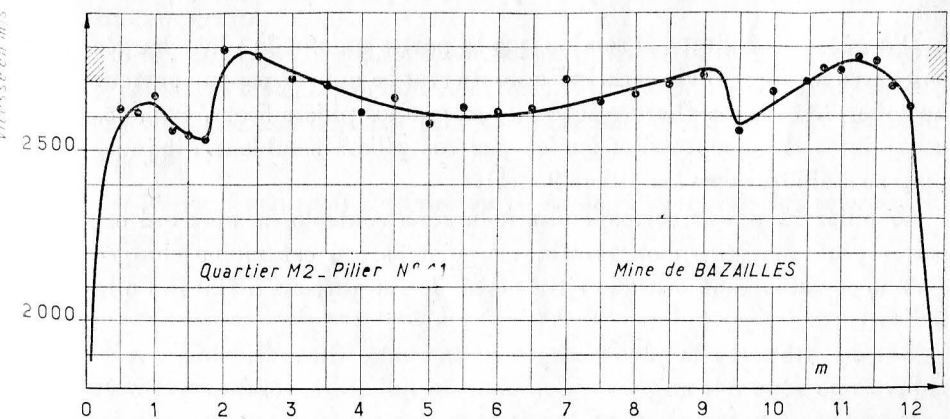
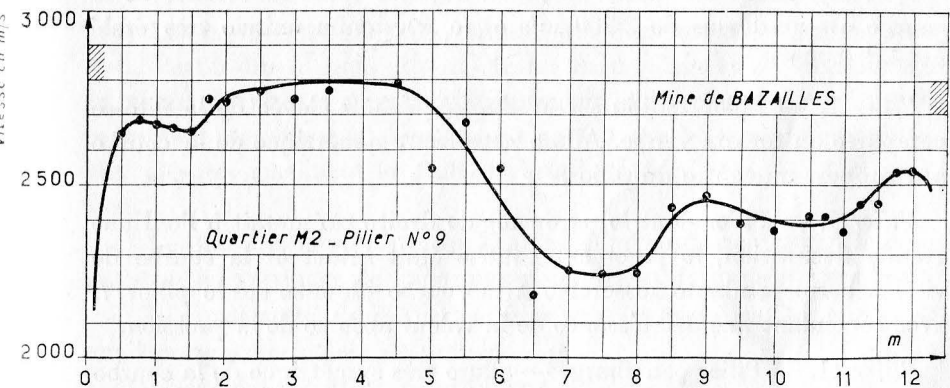
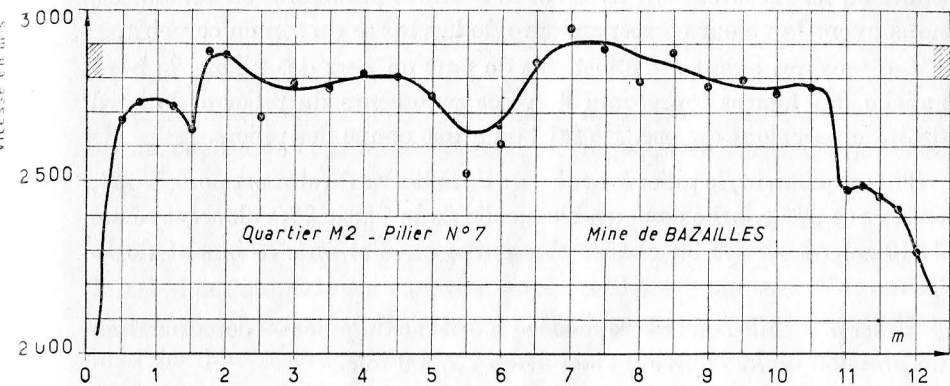


FIG. 81 et 86. — Mesures sur les piliers du au fur et à mesure que l'on s'élo



protection montrant la variation des vitesses  
à bord du stot (minéral tendre).

point où les mesures sont faites et le bord du parement, en ordonnées, nous avons la valeur correspondante de la vitesse du son en ce point.

Les mesures ayant été effectuées de part en part des piliers, le bord gauche des figures représente l'un des parements du pilier et le bord droit, le parement opposé. En fait, on a une coupe des piliers.

Théoriquement, le pilier 1 situé près de la limite du stot est peu chargé, on trouve une courbe comparable à celle de la figure 77, valeur moyenne 2 550 m/s. La mise en charge s'accroît ensuite en s'éloignant de la limite.

*Pilier 3.* — Mise en charge quasi symétrique du pilier — deux maxima de pression où la vitesse du son atteint 2/900 m/s.

*Pilier 5.* — Pilier chargé très fortement. Les deux maxima de pression se rejoignent au centre du pilier. Presque toute la totalité de la courbe est au-dessus de 2 700 m/s et le maximum unique très étalé atteint 2 900 m/s.

*Pilier 7.* — Pilier toujours très chargé. Valeur élevée de la vitesse comparée au terrain vierge. Allure nettement symétrique de la courbe par rapport au centre du pilier.

*Pilier 9.* — Pilier dont le parement de droite présentait à l'œil une grande fissuration, le parement gauche était intact et la courbe de vitesse correspondante ressemble à la courbe obtenue sur le pilier 7, avec cependant une décroissance de la valeur absolue de la pression.

*Pilier 11.* — Pilier peu chargé — allure très symétrique de la courbe par rapport au centre du pilier — valeur moyenne de la vitesse dans le pilier encore en décroissance par rapport aux piliers précédents.

D'après ces résultats, il semble que la partie du stot la plus chargée se trouve à 120 m environ de la limite du stot ce qui correspond surtout au pilier 3. La zone chargée intéresse encore les piliers 5 et 7 mais les contraintes de compression subies par ces piliers semblent diminuer pour se stabiliser vers les piliers 9 et 11.

Le pilier 11 paraît correspondre à la zone centrale du stot qui est certes plus chargée qu'en terrain vierge mais qui est moins chargée qu'une certaine zone critique située dans le cas présent à 120 m de la limite du stot.

Entre cette zone la plus chargée et la limite du stot, nous avons trouvé une zone déchargée ou peu chargée qui correspond au pilier 1.

*Nous prions le lecteur de bien vouloir se souvenir de ce résultat quand nous parlerons de largeur critique et des conséquences très importantes qui semblent en découler pour l'exploitation (Voir chapitre X).*

## VI. — Conclusions

Les résultats ont montré que, quand la pression uniaxiale croît de 0 à la charge de rupture, la vitesse de propagation du son augmente progressivement de 10% environ et inversement. Quand les efforts exercés sont biaxiaux, la variation peut atteindre 18 à 20%.

Dans l'état actuel des connaissances, il n'y a malheureusement pas de relations numériques connues entre ces deux grandeurs. Toutefois, les mesures permettent de déterminer facilement les zones comparative-ment les plus chargées.

Les essais effectués dans les mines à minerai tendre et à minerai dur ont permis de dégager les idées suivantes :

a) Les mesures ne sont exploitables que dans les zones à forte pression, c'est-à-dire à proximité des fronts de dépilage et à l'intérieur des zones assez vastes à taux de défruitement relativement élevé (stot de protection par exemple), ceci tenant au fait que les erreurs inhérentes aux mesures masquent les faibles variations de vitesse, donc de pression.

b) Les mesures ne sont pas applicables en minerai trop fissuré (fissures ouvertes au voisinage de failles par exemple), et en minerai très dur.

c) Elles permettent de situer correctement les zones les plus chargées : emplacement des culées de pression.

d) Elles permettent de déterminer :

1° d'une part, l'épaisseur de la zone altérée d'un pilier (terrain plastifié ou fissuré).

2° d'autre part, l'épaisseur de la partie restée saine. Compte tenu de ces deux éléments, on pourra déterminer l'entr'axe des galeries parallèles de façon que la partie saine subsiste jusqu'à l'arrivée du front de dépilage.

Il importe toutefois de faire au sujet de ces mesures les remarques suivantes :

— Pour qu'elles permettent de tirer des conclusions valables, il faut qu'elles soient suffisamment nombreuses, étant donné l'influence difficile à éviter d'éléments perturbateurs tels que hétérogénéité de la roche, fissuration etc...

— Elles nécessitent un appareillage délicat et un personnel spécialisé. Il faut remarquer que l'appareillage n'est pas conçu pour être utilisé normalement au fond des mines.

\* \* \*

Nous donnons dans le chapitre suivant des exemples d'application pratique des mesures de pression de terrain. Les résultats obtenus, en particulier en ce qui concerne les exploitations par dépilage avec foudroyage, sont la conclusion non seulement des mesures de vitesse de propagation du son mais encore d'autres techniques de mesures telles que mesures de déformations, des contraintes à l'aide de vérins plats, d'affaissements de surface etc... Nous croyons encore à l'heure actuelle, qu'il serait hasardeux de tirer des lois à partir des résultats obtenus avec une seule technique de mesure quelle qu'elle soit.

## AUTRES APPLICATIONS DES MESURES DE VITESSE DU SON DANS NOS MINES

### I. — Détermination des hauteurs atteintes dans le recouvrement par les terrains foudroyés à l'aplomb des surfaces dépilées aux dimensions restreintes.

Nous verrons, au chapitre suivant, que dans certains cas, on dépile des surfaces de forme carrée ou rectangulaire aux dimensions suffisamment restreintes pour éviter les affaissements de surface (Voir paragraphe intitulé « Stot de protection », au chapitre X).

A l'aplomb de ces surfaces restreintes exploitées, les terrains foudroyés montent plus ou moins haut. On appelle ces surfaces restreintes des « îlots ». Ces îlots sont séparés entre eux par des bandes fermes de minerai (non exploitées). Le problème posé est celui de calculer correctement la largeur de ces bandes pour éviter leur écrasement. En autres données, il faut connaître, pour résoudre ce problème, les charges s'exerçant sur ces bandes fermes.

Le calcul de cette charge se fait en ajoutant au poids des terrains du recouvrement, situés à l'aplomb des bandes, le poids des terrains restés intacts au-dessus de l'îlot.

En d'autres termes, *il s'agit de préciser la forme de la surface limitant dans le recouvrement, les terrains restés intacts.*

A l'intérieur de cette surface, les terrains ont subi un écoulement plus ou moins important. A l'extérieur de cette surface, les terrains sont restés intacts. Nous avons appelé cette surface : *cloche d'éboulement*, ou plus simplement *cloche*.

La méthode utilisée pour déterminer la hauteur de la cloche s'apparente à celle de la recherche sismique :

Nous avons pensé, en effet, que la vitesse de propagation d'un ébran-

lement transmis par le sol, du fond au jour, devait être modifiée si le trajet de la propagation traversait la cloche.

Il s'agissait donc :

— d'une part, de vérifier cette hypothèse,

— d'autre part, le cas échéant, de l'utiliser pour déterminer, aussi exactement que possible, la forme de la cloche.

Le plan théorique des essais est le suivant (voir figure 86 bis).

Dans un même plan vertical ou profil, recoupant la cloche dans une zone où on peut penser que l'éboulement des terrains atteint la hauteur maximum, on disposera :

a) *Au jour*, une base de mesure constituée par des capteurs placés en des points dont on connaîtrait la position et la cote d'altitude, chaque capteur devant être capable de transmettre l'instant d'arrivée de l'ébranlement et, si possible, la forme du signal reçu.

b) *Au fond*, des points de tir, dans les galeries, à leur intersection, avec le plan du profil. Bien entendu, on connaîtrait aussi la position et la cote d'altitude de chaque point de tir. A chaque tir, on disposera un montage capable d'envoyer électriquement un top à l'instant précis de l'explosion.

On connaîtra donc la distance de chaque point de tir à chaque capteur, et le temps de propagation de l'ébranlement, donc la vitesse apparente c'est-à-dire celle suivant le parcours rectiligne).

En comparant toutes les vitesses, on pourra voir s'il existe des perturbations au passage dans la zone probable de la cloche, et en notant sur un dessein à l'échelle du profil les lignes à perturbations et celles à non perturbations, on tracera une image approximative de la cloche (1).

## II. — Détermination des caractéristiques mécaniques des roches in situ.

Nous avons vu précédemment que la vitesse du son était influencée par d'autres facteurs que la pression s'exerçant dans le massif. En particulier, nous avons fait remarquer que la vitesse du son pouvait varier à peine de 10 % (20 % dans les cas les plus favorables) lorsque la charge de compression de la roche variait de 0 à celle nécessaire pour conduire à la rupture. Par contre, en passant d'un banc de minerai à un autre, la vitesse du son variait parfois de plus de 100 %. C'est pourquoi nous avons insisté sur le fait qu'il fallait effectuer les mesures de vitesse du son *dans le même banc* et dans une zone aux dimensions restreintes si

---

(1) Les essais en question ont été entrepris en avril 1957. Ils ont conduit à des résultats très satisfaisants, montrant le bien fondé de nos suppositions. (V. *Revue de l'Industrie Minière*, Année 1957, p. 820 et suiv.).

l'on voulait déceler des variations de vitesse dues aux variations de pressions.

Si, au contraire, nous effectuons des mesures dans différents bancs, nous pourrions, en négligeant les faibles variations dues aux variations de pression, classer les roches suivant la valeur de la vitesse du son relevée en moyenne dans chacune d'elles.

Nous comptons établir la relation (ou la corrélation) qui existe entre

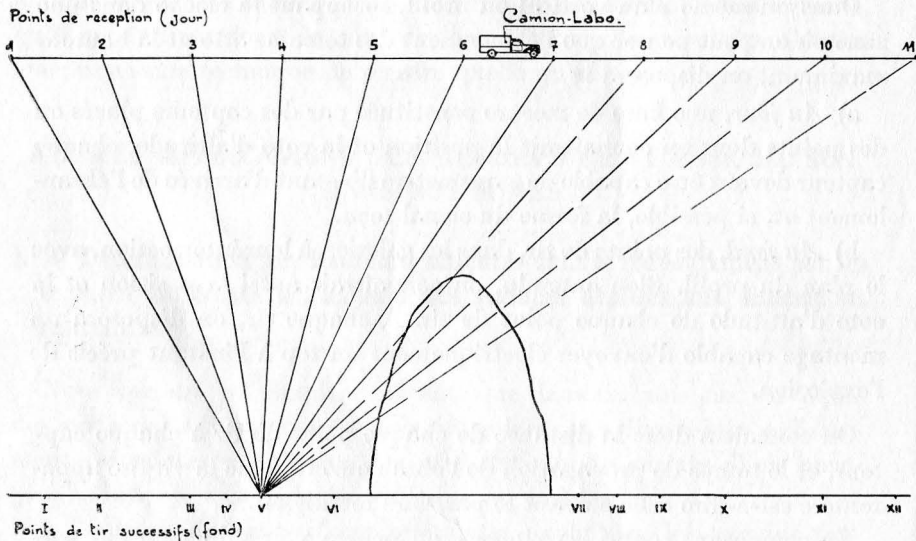


FIG 86 bis. — Coupe d'une cloche théorique avec points de tir et points de réception

cette vitesse du son relevée *in situ* et les caractéristiques mécaniques résultant d'essais effectués en Laboratoire. Ainsi, nous comptons pouvoir établir les corrélations entre les grandeurs suivantes :

- vitesse du son et module de déformation,
- vitesse du son et résistance à la compression.

Les premiers essais nous montrent que ces corrélations existent, mais il nous faudra procéder à de nombreuses mesures pour préciser l'intensité de ces corrélations. Ce travail, une fois terminé, nous disposerons d'un moyen rapide et relativement commode pour mesurer sur place les caractéristiques mécaniques des roches à des distances, par rapport aux galeries, comprises entre 0 à 20 m.

(1) Les clichés des figures 86 bis, 109, 110, 111 et 112 nous ont été très obligeamment prêtés par la *Revue de l'Industrie Minérale*.

## CHAPITRE X

### EXEMPLE D'APPLICATION DES MESURES DE PRESSION DE TERRAINS

#### I. — Contraintes autour d'un front de défilage

##### INTRODUCTION

Nous rappellerons ici brièvement les mesures et les résultats correspondants ayant mis en évidence l'existence d'une certaine distance critique. Lorsqu'un front de défilage avec foudroyage s'éloigne du ferme, il subit les effets marqués d'un surcroît de pression lorsque la distance qui sépare ce front du ferme atteint cette distance critique.

Les mesures ont été entreprises dans une galerie au-dessus de laquelle un front de défilage a progressé dans une couche supérieure. Il s'agit de la galerie marquée  $XX'$  sur les figures 87 et 88.

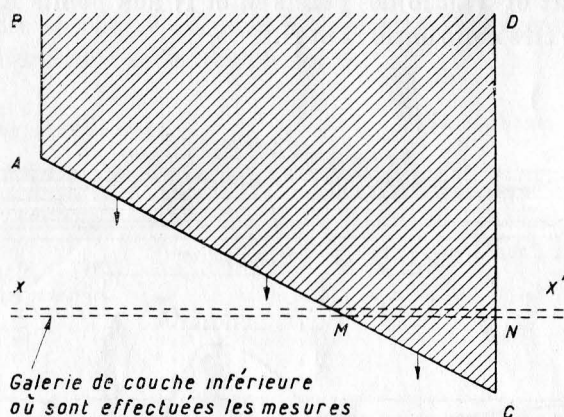


FIG. 87. — Schéma d'exploitation.

Nous voyons qu'au fur et à mesure de l'avance du front dans la direction des flèches indiquées sur le plan, la distance séparant les



points M et N a augmenté. Cette distance MN marque l'étendue de la zone foudroyée surplombant la galerie située en couche inférieure.

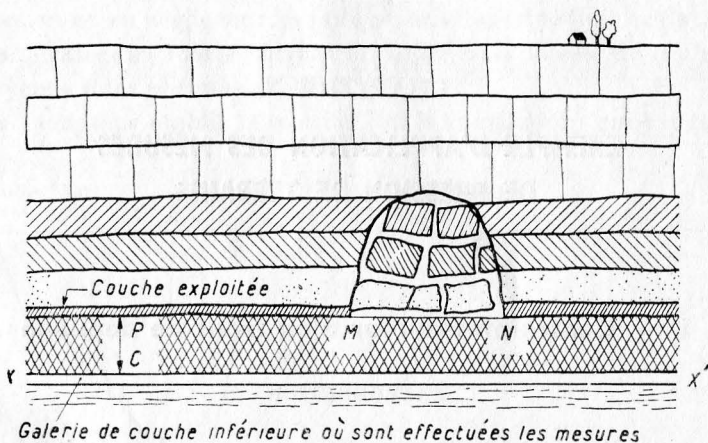


FIG. 88. — Coupe verticale de l'exploitation.

Les mesures de déformation effectuées sur les parements de la galerie située en couche inférieure et marquée XX' sur la figure 41 ont donné les résultats suivants (voir figures 89, 90, 91, 92 et 93).

Chacune des figures donne un aperçu des résultats obtenus aux différentes largeurs de MN.

Figure 89. — La largeur MN est de 50 m. On aperçoit une mise en charge de part et d'autre des points M et N aux points A et B, puis une décharge très nette entre M et N.

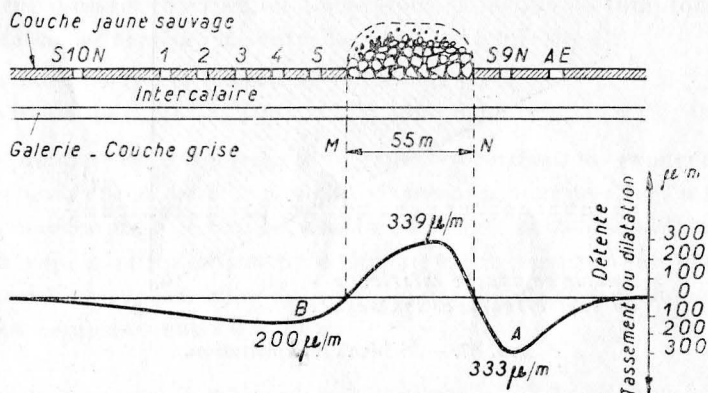


FIG. 89. — Répartition des déformations mesurées dans une galerie XX' tracée dans une couche non encore exploitée se trouvant sous la couche exploitée. Coupe suivant l'axe de la galerie de couche grise.

Figure 90. — La largeur MN est de 100 m. On aperçoit une augmentation de la mise en charge de part et d'autre de M et N en A et B, mais, par contre, entre M et N, on commence à mettre en évidence une remise en charge au point C. Les régions déchargées sont situées en D et en E.

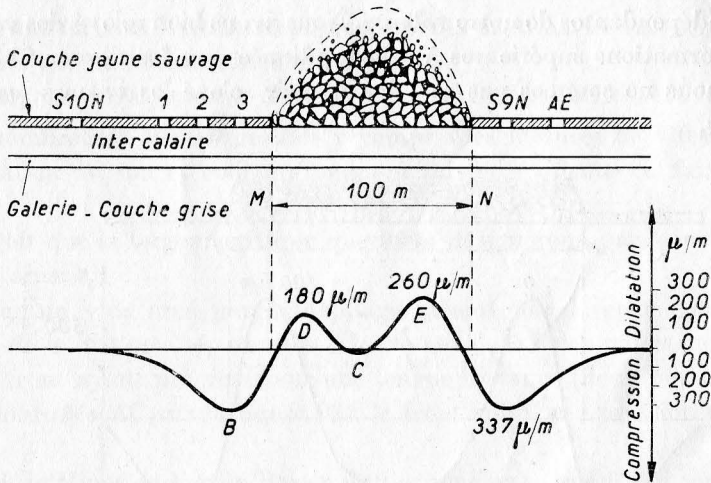


FIG. 90. — Mêmes mesures mais pour une largeur exploitée de 100 m. Coupe suivant l'axe de la galerie de couche grise.

Figure 91. — La largeur MN est de 150 m. On constate encore une augmentation de la mise en charge de part et d'autre de M et N en A et B. La remise en charge au point C augmente également mais elle est toujours inférieure à celles relevées en A.

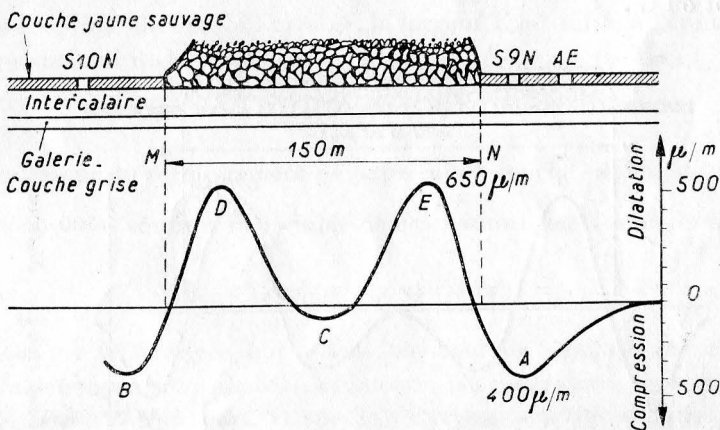


FIG. 91. — Mêmes mesures mais pour une largeur exploitée de 150 m.

Figure 92. — La largeur MN est de 200 m. Les valeurs des pressions en A et B augmentent encore et atteignent une valeur très élevée. De même, la valeur de la culée située en C a augmenté. Sur la figure 92, nous avons indiqué que les valeurs des déformations correspondant aux points A, B, C et D étaient supposées. Ceci tient au fait que, durant cette période, les mesures n'ont pas été assez fréquentes pour des raisons indépendantes de notre volonté. Nous avons bien relevé des valeurs de déformations supérieures à celles indiquées sur les figures 91 et 93 mais nous ne sommes pas certains d'avoir relevé les valeurs les plus élevées.

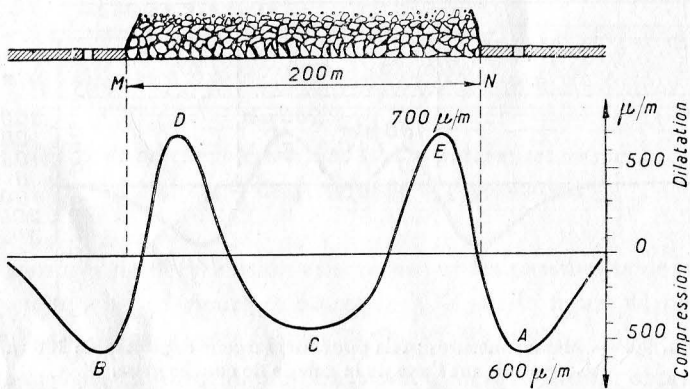


FIG. 92. — Mêmes mesures mais pour une largeur exploitée de 200 m.

Figure 93. — La largeur MN a atteint 250 m et plus. Les valeurs des pressions en A et B ont diminué par rapport aux valeurs relevées sur la figure 46. La région mise en pression dans les éboulements se dédouble en C et en C'.

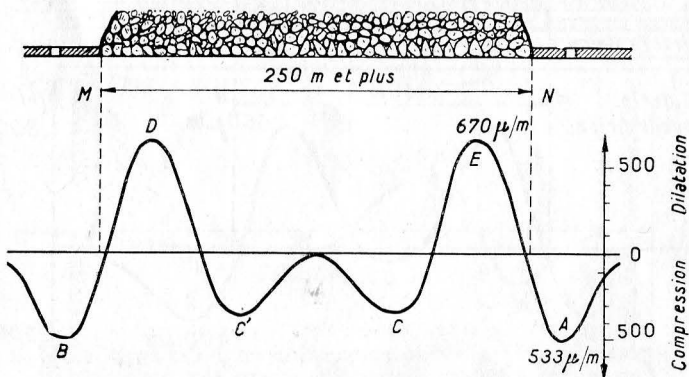


FIG. 93. — Mêmes mesures mais pour une largeur exploitée de 250 m.

*A une culée avant A correspond dans les éboulements une culée arrière C et à la culée avant B correspond dans les éboulements une culée arrière C'.*

Si la hauteur du recouvrement ne change pas, les distances AC et les distances BC' ne changent pratiquement pas quelle que soit la distance MN (supérieure à 250 m).

Par ces essais, on met en évidence le fait suivant :

*Pour une largeur MN donnée, les valeurs des pressions de culée en A et B passent par une valeur élevée et maximum.*

*La largeur correspondante MN est appelée LARGEUR CRITIQUE.*

De nombreuses autres mesures y compris les mesures de vitesse de propagation du son et constatations ont mis en évidence ce fait pratique.

On voit que la largeur critique que nous désignerons par L peut se définir ainsi :

Lorsqu'un vide créé par le défilage atteint une largeur égale au double de la distance séparant la culée avant de la culée arrière mesurée sur un front ayant progressé sur une longue distance (deux fois la distance marquée AC sur la figure 93), le front subit une pression maximum.

Dans les Mines de Fer du Bassin de Lorraine, cet état de fait correspond en outre au début des affaissements de surface appréciables. Des affaissements de surface de l'ordre de 10 à 20 cm ont lieu parfois dans nos mines à l'aplomb des zones foudroyées avant d'atteindre la largeur critique ; mais une fois la largeur critique atteinte, la vitesse des affaissements de surface, c'est-à-dire le montant de l'affaissement survenu dans une unité de temps telle que la semaine, croît en flèche alors que précédemment cette vitesse était très inférieure. Par exemple, la vitesse passe de 0,5 à 1 cm par semaine à 10 ou 20 cm par semaine.

Dans les Mines de Fer de Lorraine, la largeur L est liée à l'épaisseur du recouvrement de la première couche exploitée par la relation :

$$L = 0,9 H \begin{matrix} - 20\% \\ + 10\% \end{matrix}$$

H = épaisseur du recouvrement de la première couche exploitée.

Nous pouvons résumer l'ensemble de ces notions sous forme de règles.

#### A. — LOIS DES CONTRAINTES

1<sup>o</sup> Lorsque la distance qui sépare un front de défilage en activité d'une zone ferme (non défilée) augmente, les contraintes agissant sur le bord ferme d'une part et sur le front en activité d'autre part augmentent avec cette distance. Elles passent par une valeur maximum

pour une certaine distance appelée *largeur critique*  $L$ , et qui vaut dans les Mines de Fer de Lorraine :

$$L = 0,9 H \begin{matrix} - 20\% \\ + 10\% \end{matrix}$$

$H$  = épaisseur du recouvrement de la couche exploitée.

2° Lorsque la distance qui sépare un front de défilage en activité d'une zone ferme augmente, les contraintes agissant à l'aplomb (c'est-à-dire dans le mur) de la zone exploitée, donc foudroyée, commencent par s'annuler, le mur de la couche ne supportant plus rien si ce n'est que le poids des premiers bancs foudroyés. Puis les contraintes agissant à l'aplomb de la zone foudroyée augmentent elles aussi au fur et à mesure, qu'augmente la distance séparant le bord ferme du front, c'est-à-dire au fur et à mesure que l'épaisseur des terrains foudroyés augmente.

Au moment où la distance critique vient d'être dépassée, ces contraintes ont atteint leur valeur maximum, toute l'épaisseur des terrains foudroyés reposant jusqu'au jour sur le mur de la couche exploitée. Ce processus conduit à la création d'une *culée arrière*, qui se trouve, par raison de symétrie, au milieu de la zone foudroyée, c'est-à-dire à une distance voisine de  $L/2$  par rapport au front en activité ou par rapport au bord ferme.

3° Le front de défilage continuant à progresser dépasse la largeur critique en s'éloignant du ferme. Les contraintes agissant sur le front en activité diminuent et se stabilisent autour d'une valeur moyenne fonction de la longueur du porte-à-faux des terrains non foudroyés à l'aplomb de ce front. Ces contraintes forment ce qu'on a coutume d'appeler la *culée avant*. Il est bien évident que toute l'épaisseur des terrains foudroyés jusqu'au jour ne reposent pas sur le mur immédiatement au voisinage de la ligne de foudroyage. La *culée arrière*, qui marque l'endroit où l'ensemble de ces terrains foudroyés (c'est-à-dire jusqu'au jour) reposent sur le mur, se trouve séparée de la culée Avant par une zone où les terrains sont détendus : c'est la zone de détente.

L'expérience et les mesures nous ont montré que la distance séparant la *culée Avant* (située sur le minerai en place au voisinage immédiat du front en activité) de la *culée Arrière* (située dans la zone foudroyée) reste sensiblement égale à  $L/2$ .

4° La valeur de  $L$  dépend de plusieurs facteurs tels que :

- vitesse d'avancement du front,
- épaisseur du recouvrement,
- nature du recouvrement,
- puissance de la couche exploitée,
- taux de défructement, etc...

Dans les mines de fer de Lorraine, qui présentent de grandes ressemblances entre elles tant du point de vue géologique que du point de vue méthodes d'exploitation, il n'est pas surprenant d'avoir constaté et mesuré des phénomènes présentant des caractères de grande similitude d'une mine à l'autre.

Par contre, la fourchette des mesures de  $L$  comprise entre  $- 20\%$  et  $+ 10\%$  montre bien que certains facteurs jouent. Nous ne sommes pas en mesure actuellement d'apprécier l'influence exacte de chacun d'eux. Il subsiste donc une imprécision relativement importante dans la détermination de  $L$ , imprécision qu'il ne faut pas se dissimuler mais dont on peut palier les inconvénients en prenant une marge de sécurité suffisante dans les calculs, comme nous le verrons dans le paragraphe suivant intitulé « Calcul de la longueur d'un front de dépilage ».

Nous allons cependant discuter de l'influence de la vitesse d'avancement du front sur la valeur de  $L$ . Les distances  $L$  que nous avons fixées à  $0,9 H$  dans nos mines ne sont valables que pour des fronts *en activité*. Si la vitesse d'avancement du front vient à diminuer, la distance  $L$  diminue et au contraire  $L$  augmente si la vitesse augmente. La largeur critique  $L$  ne vaut  $0,9 H$  que pour les vitesses d'avancement du front voisines de 15 à 20 m par mois.

Nous ne sommes pas en mesure de fournir plus de précision sur l'influence de la vitesse.

## B. — LOIS DES AFFAISSEMENTS DE SURFACE

### 1<sup>o</sup> *Front en activité*

Le front de dépilage s'écartant du ferme, les affaissements de surface ne prennent pas immédiatement naissance à l'aplomb de la zone foudroyée.

Lorsqu'un point d'un front de dépilage en activité se trouve par rapport au ferme, à une distance inférieure à  $L$ , il n'y a pas ou il y a peu d'affaissements de surface à l'aplomb de la droite joignant ce point au bord ferme. En d'autres termes, il n'y aura pas ou peu d'affaissements de surface au-dessus d'un front de dépilage en marche :

a) Dans les angles de bordure, tels que les angles A et B de la figure n<sup>o</sup> 95 sinon à partir d'une certaine distance du sommet de l'angle, distance que nous préciserons ultérieurement.

b) Lorsque les fronts démarrent du ferme.

## 2° *Front arrêté*

Si le front s'arrête, la distance  $L$  diminue avec le temps et, petit à petit, les affaissements de surface rentrent dans les angles de bordure. La figure 99 montre la différence de comportement des courbes d'iso-affaissement relevées au jour au-dessus de l'angle  $A$  où le front est en activité et au-dessus de l'angle  $G$  où l'exploitation a eu lieu il y a une vingtaine d'années.

Par contre, si on dépile une bande telle que celle indiquée sur la figure 95 (s'appuyant sur deux bords fermes  $AC$  et  $BD$ ) mais dont la largeur  $P = CD$  est réduite au point d'être inférieure ou au plus égale à  $0,4 H$ , l'expérience prouve qu'il n'y a jamais d'affaissement de surface à l'aplomb de cette zone, quelle que soit la longueur de la bande, à la condition toutefois que :

a) La bande ainsi dépilée ne vienne en contact avec une zone dépilée de plus grande dimension. En résumé, il faut que la bande soit ceinturée d'une bande ferme sur ses quatre côtés.

b) L'épaisseur du recouvrement soit supérieure à 100-130 m. Nous parlerons de cela en détail à propos des stots de protection.

### C. — ETENDUE DE LA ZONE PERTURBÉE PAR UN FRONT DE DÉPILAGE EN ACTIVITÉ ET SE TROUVANT LOIN DU FERME

La zone perturbée par un front de dépilage s'étend sur une distance sensiblement égale à  $\frac{3L}{2}$  se décomposant comme suit (voir fig. n° 94) :

1° *Zone de mise en pression précédant et comportant la culée Avant.* — Elle intéresse le minerai en place au voisinage immédiat de la ligne de foudroyage suivant une bande parallèle à cette ligne. Sa largeur est de  $L/2$ . La ligne de foudroyage forme d'ailleurs une des limites de cette bande.

2° *Zone de détente située entre la culée Avant et la culée Arrière.* — Elle intéresse la zone foudroyée au voisinage immédiat de la ligne de foudroyage suivant une bande parallèle à cette ligne. Sa largeur est également de  $L/2$ . De même, la ligne de foudroyage forme une des limites de cette bande. La zone de détente se termine sur l'autre limite par une remise en charge des terrains du mur au droit de la culée Arrière.

3° *Zone de retour au calme après la culée Arrière.* — Elle intéresse la zone foudroyée suivant une bande parallèle et contigüe à la bande constituant la zone de détente. Sa largeur est encore de  $L/2$ . Les contraintes agissant dans les terrains situés à l'aplomb d'une zone exploitée, donc

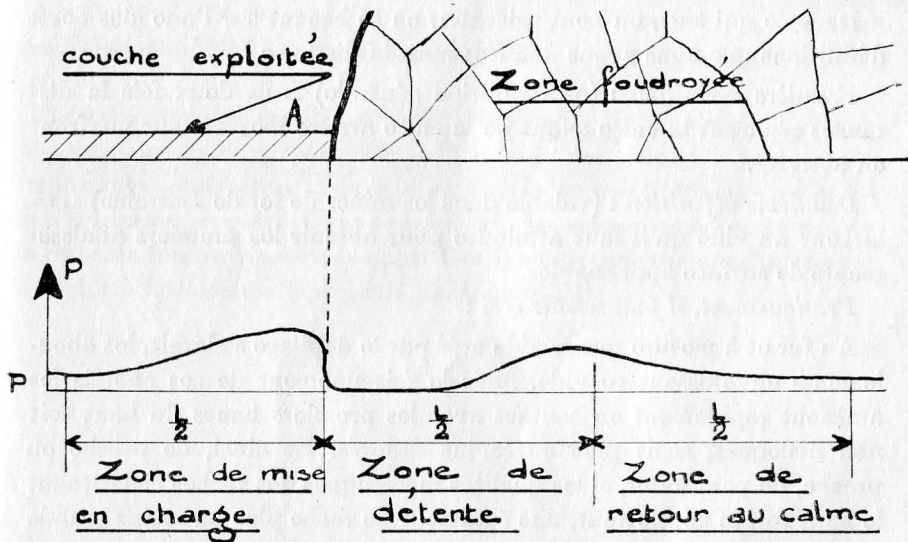


FIG. 94

foudroyée cessent d'être perturbées par un front de dépilage lorsque la distance parcourue par ce front dans le foudroyage est égale à  $L$ .

*Remarque.* — Ces dernières notions seront surtout utiles pour la détermination des caractéristiques d'un quartier où il y a plusieurs couches superposées à exploiter.

## II. — Calcul de la longueur d'un front de dépilage Géométrie des fronts de dépilage

On peut se demander si toutes nos mesures ayant mis en évidence les zones les plus chargées autour d'un front de dépilage pouvaient avoir un but pratique pour le mineur.

Nous pensons que nos mesures ont pu conduire à des données directement utilisables comme nous allons essayer de le prouver présentement.

Nous avons pu, grâce aux mesures et grâce aussi aux observations directes préciser les points suivants :

1° Au voisinage d'un front de dépilage, les contraintes de pression agissant sur les culées avant (c'est-à-dire qui agissent sur le minerai encore en place et non encore exploité) sont essentiellement variables.

2° Elles peuvent passer par des valeurs maxima lorsqu'un point du front de dépilage en activité se trouve à une distance  $L$  (mesurée au travers des éboulements) d'une région ferme ou non exploitée.



Dans ce qui suit, on peut raisonner en se basant sur l'une des deux définitions que nous avons données pour la distance L.

*Première définition :* (ou définition générale) L = deux fois la distance séparant la culée avant de la culée arrière mesurée sur un front en activité.

*Deuxième définition :* (valable dans les mines de fer de Lorraine) L = largeur du vide qu'il faut atteindre pour obtenir les premiers affaissements de surface appréciables.

*Pratiquement, il faut retenir ceci :*

Au fur et à mesure que le vide créé par le défilage s'élargit, les éboulements envahissent ce vide. Mais le foisonnement de ces éboulements amènent rapidement en contact avec les premiers bancs du haut toit non disloqués, mais plus ou moins fissurés. Et ainsi, de proche en proche, on peut avoir, si les qualités mécaniques des roches constituant le haut toit le permettent, une épaisseur de roche plus ou moins grande qui ne fait que fléchir. On peut donc grosso modo parler d'une poutre qui repose, d'une part, sur la couche en exploitation (premier appui) et d'autre part sur les éboulements (deuxième appui). Le premier appui constitue ce que nous avons appelé la culée avant et le deuxième appui constitue la culée arrière.

Mais la culée arrière ne peut prendre naissance que du jour où la largeur du vide exploité est assez grande pour permettre une flexion suffisante du haut toit qui viendra alors reposer sur les éboulements.

Tant que la largeur du vide exploité est faible, la portée du haut toit est faible et la poutre constituée par ce haut toit ne peut pas fléchir et ne peut donc pas reposer sur les éboulements. Si cette poutre ne repose pas sur les éboulements, la totalité des réactions d'appui de cette poutre agit sur le minerai au voisinage immédiat du vide créé par l'exploitation. Ces réactions d'appui marquées A et B sur la figure 89 vont en augmentant au fur et à mesure de l'augmentation de la portée de la poutre constituée par le haut toit. Quand la portée est suffisamment grande pour que la poutre du haut toit ou bien fléchisse pour reposer sur les éboulements, ou bien se rompe sous son propre poids, les réactions d'appui marquées A et B étant soulagées diminuent alors. *Autrement dit, les réactions d'appui passent par une valeur maximum* lorsque la largeur du vide exploité a atteint une certaine dimension que nous appelons largeur critique.

1° *Cas d'un front de défilage s'appuyant sur deux bords fermes et parallèles* (fig. 95).

AB = ligne de foudroyage

AC et BD = bords fermes et parallèles entre eux limitant la zone foudroyée.

La ligne de foudroyage AB se déplace parallèlement à elle-même dans le sens indiqué par les flèches. Soit P, la largeur de la lande exploitée.

Traçons dans les angles A et B, l'enveloppe de la droite L. Nous obtenons les deux courbes KR et TS. Tous les points de la ligne de foudroyage situés entre A et R sont à une distance inférieure ou égale à L du ferme représenté par le bord AC. De même, tous les points de la ligne de foudroyage situés entre T et B sont à une distance inférieure ou égale à L du ferme représenté par le bord BD.

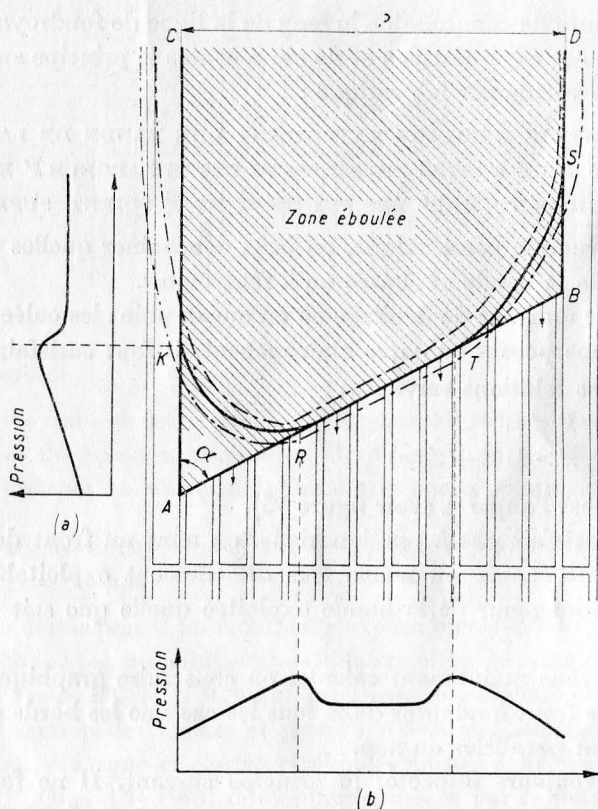


FIG. 95. — Répartition des pressions le long d'un front de défilage.

Les triangles curvilignes AKR et TBS représentent chacun une dalle dont en aucun point la portée est suffisante soit pour la rompre, soit pour la faire fléchir suffisamment pour qu'elle repose complètement sur les éboulements.

Les courbes d'iso-affaissement sont d'ailleurs parallèles au contour

*CKRTSD.* Ces courbes d'iso-affaissement qui sont parallèles aux bords rectilignes de la région exploitée ne pénètrent jamais, *pour un front de dépilage en marche*, dans les angles A et B. Les deux lignes tiretées représentent deux de ces courbes d'iso-affaissement.

*Les mesures et les observations ont montré que les contraintes de compression le long de AC et de AB allaient en augmentant du point A et que ces contraintes passaient par un maximum aux environs des points K et R comme le montre la courbe tracée à gauche de la figure 95 a.*

De même, et pour les mêmes raisons, les points T et S sont des régions où les culées de pression passent par une valeur maximum.

La figure 95 b est une courbe mettant en évidence la loi de variation de la contrainte de compression le long de la ligne de foudroyage AB.

On tire de ces constatations et de ces mesures le principe suivant qui est d'ailleurs vérifié par la pratique :

TOUT FRONT DE DÉPILAGE EXPLOITANT UNE BANDE DE LARGEUR P SERA SOUMIS A DE FORTES PRESSIONS SI CETTE LARGEUR P EST TELLE QUE LES RÉGIONS VOISINES DES POINTS R ET T SOIENT SUPERPOSÉES.

Par construction géométrique, on peut déterminer quelles seront les largeurs P de la bande exploitée qu'il faut éviter.

Pour avoir un front de dépilage où en aucun point les culées de pression ne se superposent ou ne se chevauchent, il faut satisfaire à l'une ou l'autre des relations suivantes :

$$P < L$$

$$P > L(1 + \sin\alpha)$$

L'angle  $\alpha$  est l'angle A (voir figure 95).

Si P ne satisfait pas à ces équations, on aura un front de dépilage anormalement chargé ou même très difficilement exploitable et ceci sur toute la longueur de la bande exploitée quelle que soit cette longueur.

Nous pouvons maintenant calculer ou construire graphiquement les longueurs de front à adopter dans tous les cas que les bords de la zone dépilée soient parallèles ou non.

On doit toujours respecter le principe suivant. Il ne faut jamais adopter une LONGUEUR DE FRONT TELLE QUE DEUX CULÉES DE PRESSION MAXIMUM SE SUPERPOSENT LONGTEMPS ET SURTOUT DE FAÇON PERMANENTE.

2° *Cas d'un front de dépilage constitué de fronts élémentaires décalés les uns par rapport aux autres (fig. 96). Dépilages par bandes successives.*

Le front de dépilage comprend les différents fronts élémentaires AB-CD-EF, etc...

Ces fronts élémentaires seront particulièrement difficiles à manier si la distance séparant les points B et D puis D et F et mesurée à travers les éboulements est égale à L.

S'il en est ainsi sur chaque point B — D — F — etc... il y a toujours deux culées de pression maximum et les galeries d'accès au front sont soumises à des charges bien souvent irrésistibles. (1)

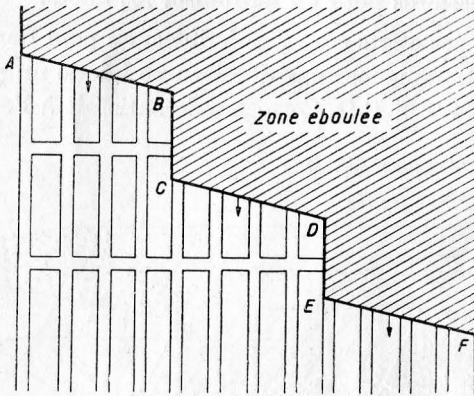


FIG. 96. — Fronts de défilage décalés.

#### REMARQUES

On arrive dans certains cas, à superposer au même point d'un front trois culées de pression maximum. Il va s'en dire que dans ce cas, les coups de charges qui en résultent sont très spectaculaires.

3<sup>o</sup> Cas du démarrage d'un front de défilage exploitant une zone ayant la forme d'une pointe.

Lors du démarrage d'un front, on s'expose bien souvent à passer à un moment donné par un point soumis à deux culées de pression maximum.

Soit le front DC (fig. 97) qui progresse parallèlement à lui-même dans la direction des flèches et prend les positions successives D'C' — D'' C'', etc... La zone exploitée et éboulée forme donc un triangle tel que TD'C'. Quand le front de défilage passera par le point O, celui-ci sera soumis aux effets de superposition de deux culées de pression maximum en ce point.

Le front de défilage reculant, les deux culées de pression maximum

(1) Dans ce cas précis, la solution idéale consiste à supprimer les fronts élémentaires décalés et de n'avoir qu'un seul front formant une ligne droite de A à F. Si l'on est obligé de dépiler par bandes successives, il faut que la longueur de chacun des fronts élémentaires (par exemple AB ou CD) soit supérieure à L de 30 à 40 mètres. De même CB et DE doivent être supérieurs à L de 30 à 40 mètres.

ne se superposent plus et agissent aux points A et B, par exemple sur le front D'' C''.

Le point O est déterminé par l'intersection des deux droites MN et PQ parallèles aux bords TY et TY' de la zone défilée et distantes de ces bords de la longueur L.

Si l'on peut prévoir les zones qui seront soumises à forte pression dans un front de défilage, on pourra prendre en temps utile toutes les dispositions nécessaires pour en minimiser les effets.

Si, par contre, ces effets sont irrésistibles, on peut dans le cas exposé sur la figure 97, commencer par dépiler une bande un peu plus étroite que celle marquée T Y P Q. Cette bande satisfait à l'équation  $P' < L$ .

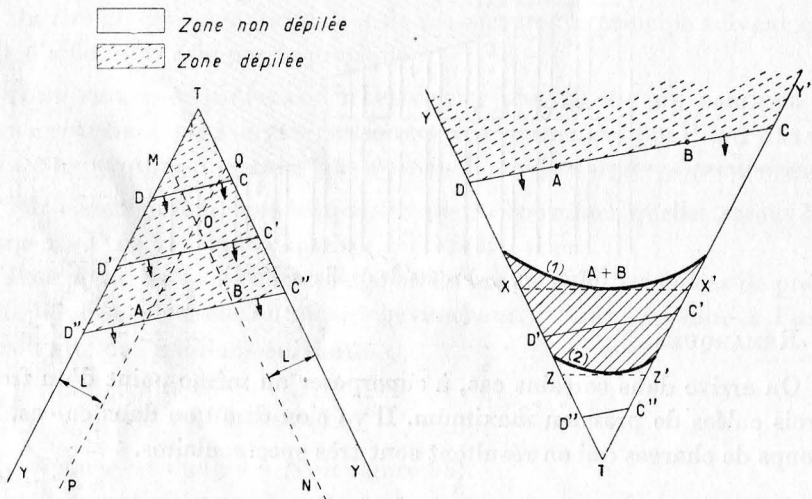


FIG. 97 et 98. — Zones de fortes pressions dans l'exploitation de fronts se terminant ou commençant dans des angles.

On laissera le temps jouer et la dalle surplombant cette zone finira soit par se rompre, soit par fléchir suffisamment. Une fois ce résultat obtenu, on pourra exploiter la pointe PQY' sans craindre de superposer deux culées de pression maximum.

4<sup>o</sup> Cas d'un front de défilage se terminant dans une pointe (fig. 98).

Le front DC avance parallèlement à lui-même dans la direction des flèches et prendra les positions DC — DC' — D'' C'', etc...

Tout front de défilage contenu intégralement dans la zone hachurée et limitée par les courbes 1 et 2 sera soumis à de fortes pressions.

La courbe 1 est l'enveloppe de la droite 2 L inscrite dans l'angle YTY' et la courbe 2 est l'enveloppe de la droite L inscrite dans le même angle.

Nous terminerons en montrant des courbes d'iso-affaissements relevées sur un front en activité et la proportion des piliers qu'on a dû abandonner dans une zone où s'exerçaient deux culées (fig. 99 et 100).

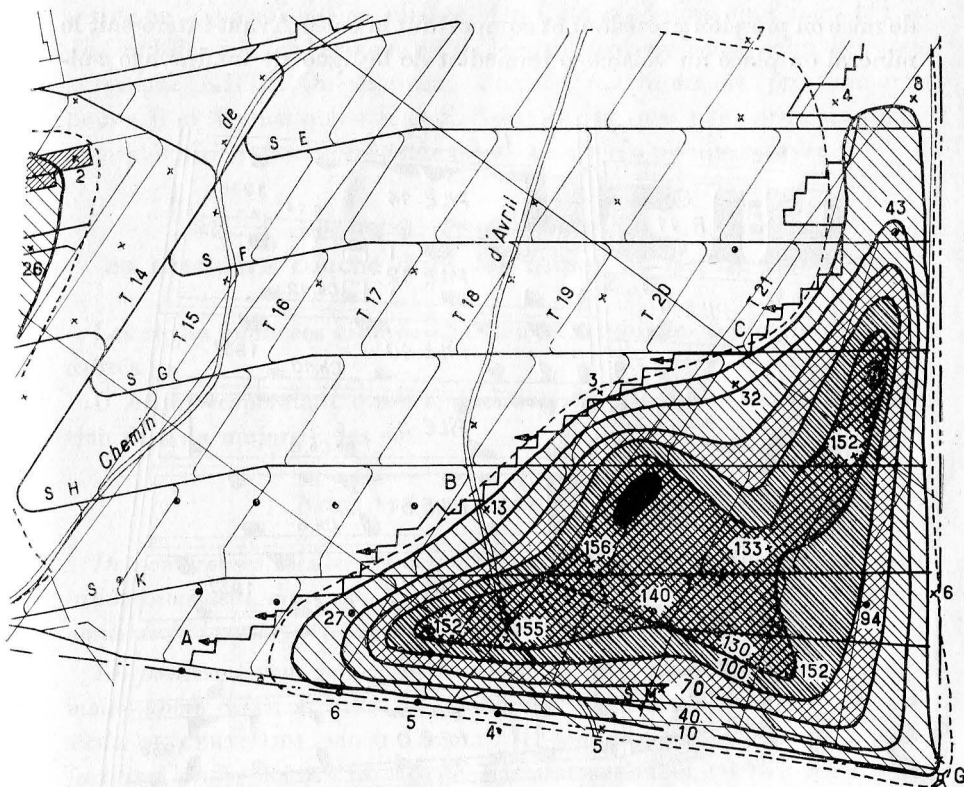


FIG. 99. — Courbe d'iso-affaissement relevées sur un front en activité. Le front en activité est formé par la ligne brisée A-B-C... On voit que les courbes d'iso-affaissement ne pénètrent pas dans l'angle A où le front est en activité. Elles pénètrent dans l'angle G où l'activité a cessé depuis vingt ans. — Echelle environ = 1/10 000.

\* \* \*

Les raisonnements et les calculs précisant la géométrie des fronts de défilage dont nous venons de vous entretenir sont basés :

1. Sur de très nombreuses mesures obtenues par différentes techniques.

2. Sur de nombreuses observations faites au fond et en surface.

*Faut-il aligner son front de défilage ? Faut-il au contraire décaler les recoupes ? Quel doit être le décalage ? Quelle doit être la forme d'un front de défilage ?*

Une des dernières questions concernant la géométrie du front est celle du décalage des recoupes les unes par rapport aux autres. Il s'agit ici des recoupes existant au même instant et, par conséquent, creusées chacune dans un traçage différent. Nous avons vu, page 181, que la zone de mise en pression précédant et comportant la culée Avant intéressait le minerai en place au voisinage immédiat de la ligne de foudroyage sui-

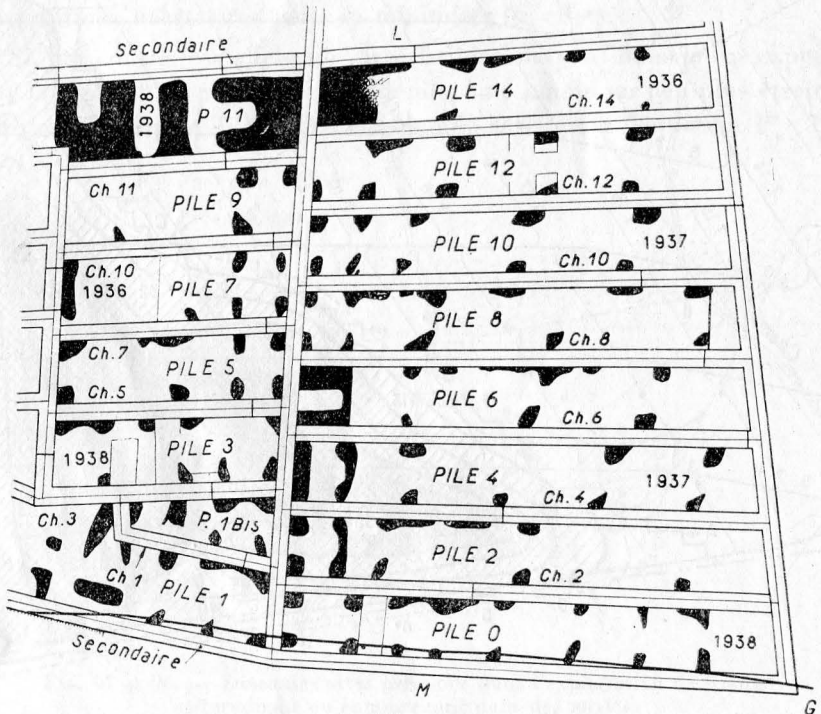


FIG. 100. — Proportion des piliers abandonnés (en noir) dans les zones de forte pression par comparaison avec une exploitation normale. Front démarrant dans un angle de sommet G. Les gros piliers abandonnés dans la pile 11 correspondent au point 0 de la figure 97.

vant une bande parallèle à cette ligne. La largeur de cette bande vaut  $L/2 = 0,45 H$ .

Si les traçages d'accès sont perpendiculaires à cette bande, la longueur de traçages comprise à l'intérieur de cette bande est minimum. Ceci par contre implique le front aligné, difficilement compatible avec les moyens de production modernes.

Plus le décalage entre les recoupes sera important, plus grande sera la longueur de traçages comprise à l'intérieur de cette bande. Ceci nécessite un entretien et une surveillance de toit d'autant plus importante.

Le décalage doit donc être réduit au minimum. Pratiquement, le

décalage ne doit jamais être supérieur à deux recoupes. Il sera ramené à une recoupe chaque fois que cela sera possible.

— Nous pensons que la meilleure forme de front de défilage est celle qui est la plus superposable au contour des lignes d'iso-affaissements qui apparaissent en surface. Ainsi, nous pensons que, dans le cas du front dessiné sur la figure n° 95, le meilleur front serait celui du tracé curviligne KRTS. On supprime ainsi les maximum de pression aux points R et T ainsi qu'en K et S. Nous ne pouvons pas porter un jugement définitif sur cette façon de faire, car elle n'a pas été essayée.

### III. — Règles à observer lors du défilage en première couche dans les mines de fer de Lorraine

Les règles énoncées ci-dessus ne peuvent avoir un caractère de généralités.

Il semble cependant que l'application de celles-ci donnent satisfaction dans la majorité des cas.

#### NOTE PRÉLIMINAIRE IMPORTANTE

*De nombreuses mesures et de nombreuses observations semblent prouver indubitablement, dans nos Mines de Fer, l'existence et les effets correspondants de la largeur critique L dont nous venons de parler.*

*Les points qui vont suivre résultent de mesures et d'observations beaucoup moins nombreuses, SI BIEN QU'ILS NE PEUVENT PAS AVOIR UN CARACTÈRE DE CERTITUDE AUSSI ABSOLU. Ils sont exposés ici dans le but de favoriser la discussion et de susciter des observations et des recherches de la part de ceux qui sont chargés de conduire un front de défilage.*

#### Vitesse d'avancement du front

On sait que toute roche soumise à contrainte pendant une longue durée continue à se déformer pendant un certain temps. D'autre part, une roche peut résister à un effort de compression de 500 kg/cm<sup>2</sup> au cours d'un essai de courte durée, mais la même roche peut se rompre sous un effort de compression permanent de 450 kg/cm<sup>2</sup>. Ce phénomène de fatigue intervient également dans les problèmes miniers.

#### A) VITESSE DE CREUSEMENT DE RECOUPES :

Une recoupe trop longtemps ouverte se fatigue et le toit, les piliers ou les parements peuvent parvenir à la rupture alors qu'une recoupe



menée rapidement peut encaisser, pendant une période relativement courte, des efforts, même plus élevés, sans dégâts.

B) VITESSE D'AVANCEMENT DU FRONT :

Les phénomènes de rupture qui surviennent dans le toit et le haut toit sont régis de la même façon. Plus un front de dépilage avance vite,

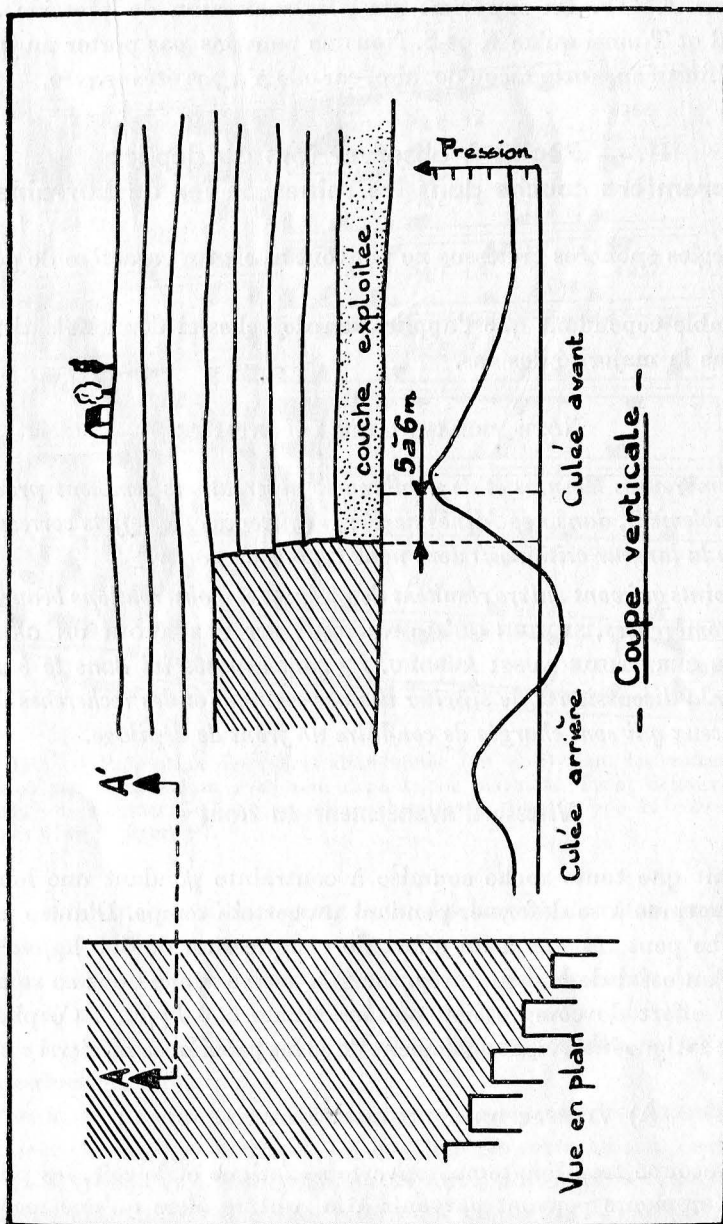


FIG. 101

plus la rupture de foudroyage est retardée en distance par rapport au front. *En particulier, les longueurs critiques  $L$  augmentent avec les vitesses d'avancement des fronts.* Cette notion explique également l'instinct qui pousse les mineurs en cas de coup dur à temporiser. En stoppant un front de dépilage mal venu, la fatigue intervenant avec le temps, les porte-à-faux du haut toit se raccourcissent et de même les longueurs  $L$ . Deux culées maxima qui étaient superposées à l'instant  $t$  ne le seront plus à l'instant  $t+15$  jours par exemple, rien n'étant changé dans le front de dépilage.

Nous allons procéder par approximations successives afin de montrer l'influence de la vitesse sur les culées de pression.

### 1) Cas d'un front de dépilage stoppé

Les mesures de déformation effectuées dans les Mines de Fer (à Hettange-Grande), ainsi que les observations directes, montrent que la culée de pression s'exerçant sur les bords d'une zone dépilée, se trouve à quelques mètres (5 ou 6 m) de la limite de la zone dépilée (voir figure n° 101).

### 2) Cas d'un front de dépilage en activité

Lorsqu'on creuse une recoupe au voisinage immédiat de la ligne de foudroyage, on laisse contre l'éboulement un rideau de minerai plus ou moins épais (voir figure n° 102).

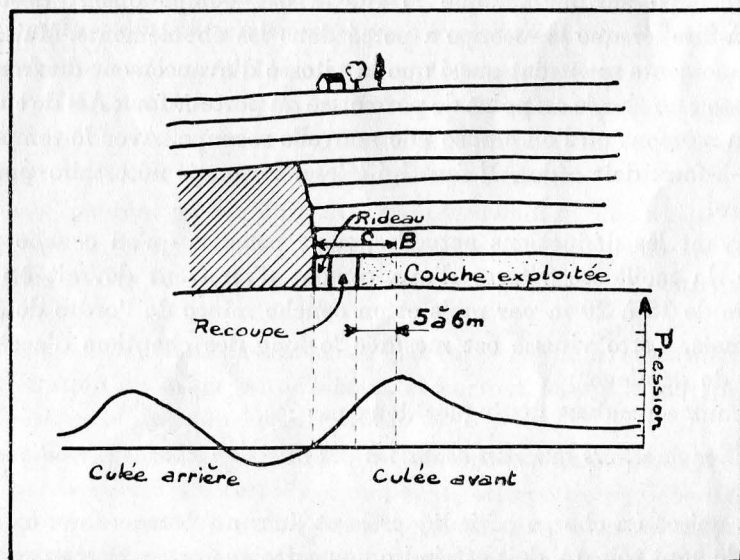


FIG. 102.

Si le rideau de minerai est assez mince, celui-ci cède quelque peu et la partie arrière, massive et vierge, ne cédant pas dans les mêmes proportions, prend en charge la culée de pression qui s'écarte alors de la chambre en activité et se situe à cinq ou six mètres en arrière de la recoupe.

Ce résultat favorable acquis n'est pas permanent. Il existe, dès lors, un certain porte-à-faux AB qui va peser de plus en plus sur le rideau avec le temps. En effet, le haut toit va fléchir progressivement avec le point B solide comme centre de rotation. Des fissures prennent alors naissance dans le toit de la chambre du côté du ferme en C. Ces fissures gagnent en hauteur dans le toit, le rideau s'écrase de plus en plus et la chambre doit être abandonnée si son exploitation dure trop longtemps.

Ce schéma, particulièrement exact dans les fronts alignés, s'applique également dans les fronts décalés.

\* \* \*

Si l'on augmente suffisamment la vitesse d'avancement du front, le toit et le haut toit n'ont plus le temps de fléchir. On dit que le toit se raidit. La culée se rapproche à nouveau des travaux en cours. Les porte-à-faux augmentent. Les recoupes sont soumises à un taux de contrainte élevé.

\* \* \*

Ces raisonnements prouvent l'intérêt qu'il y a à exploiter très vite une recoupe surtout lorsque le rideau est complètement découpé, c'est-à-dire lorsque la recoupe a percé dans les éboulements. Mais, ces raisonnements montrent aussi que la vitesse d'avancement du front ne doit pas être élevée au point de permettre au porte-à-faux AB de subsister au moment où l'on creuse une nouvelle recoupe. Avec le temps, ce porte-à-faux doit céder. Il faut lui laisser le temps nécessaire pour se rompre.

Suivant les déductions actuelles, nous pensons qu'en couche puissante, la meilleure vitesse d'avancement d'un front devrait être de l'ordre de 15 à 20 m par mois et en couche mince de l'ordre de 30 m par mois. Cette vitesse est mesurée le long des chantiers d'accès au front de dépilage.

Il faut cependant distinguer deux cas :

1<sup>o</sup> *Les quartiers qui sont soumis à des mises en charge périodiques du front.*

Ces mises en charge périodiques sont dues au porte-à-faux existant dans le haut toit qui doit atteindre une certaine portée pour se rompre. Il faut par exemple reculer le front de 40 mètres (soit 4 recoupes envi-

ron) pour rompre ce porte-à-faux. Cette rupture est évidemment précédée d'une mise en charge anormale du front.

Dans ce cas, il y aurait intérêt à concentrer toute l'exploitation dans cinq ou six traçages contigus et à y procéder le plus rapidement possible au dépilage de trois recoupes consécutives dans chacun de ces traçages, sans attendre après chacun des torpillages. Ensuite, toute l'exploitation serait concentrée dans six autres traçages également contigus et on y procéderait également au dépilage le plus rapidement possible de trois recoupes consécutives dans chacun de ces nouveaux traçages. On reviendra ensuite dans les six premiers traçages et ainsi de suite. On laisse ainsi aux bancs du haut toit le temps de se rompre à l'aplomb d'un front où aucune recoupe n'est creusée.

2° *Les quartiers qui ne ressentent pas les effets de ces porte-à-faux* ont intérêt à attendre environ cinq jours calendaires avant de commencer la recoupe suivante, après abandon de la chambre précédente.

L'idéal serait de ne commencer la recoupe dans un traçage qu'une fois l'éboulement complètement venu dans la chambre qui vient d'être torpillée. Pratiquement, cela conduirait à des temps d'attente trop longs, surtout en période de démarrage des fronts ou dans les angles A et B de la figure 95 par exemple.

### Qualité du foudroyage

Lorsque, pour une cause quelconque, le foudroyage est retardé ou se fait mal, on sait, par expérience, que l'exploitation sera difficile.

Tout mineur sait qu'il doit s'efforcer d'obtenir le foudroyage le plus complet dans les délais les plus brefs après abandon des chambres de dépilage. Ceci est directement lié, dans la plupart des cas, à la qualité et à la promptitude du torpillage des piliers résiduels.

Nous n'ignorons pas les difficultés qui entravent, la plupart du temps, la réalisation de ce travail. Il suffit d'assister à une dizaine de torpillages des piliers résiduels, surtout en couche puissante, pour en être convaincu.

On ne peut pourtant pas cacher la gravité de ce fait avec les méthodes d'exploitation en usage actuellement et surtout lorsqu'il faut prévoir l'exploitation d'une couche inférieure.

Non seulement les largeurs critiques peuvent être influencées notablement par la qualité du torpillage ou par le pourcentage du défruitement réalisé, mais encore l'intensité des charges imposées aux culées surtout lorsque ces culées correspondent aux largeurs critiques.

Il est évident que, plus le pourcentage de défruitement est élevé et

mieux est réalisé le torpillage des piliers, plus le foudroyage montera haut pour une largeur défilée donnée. Les pressions de culée en seront d'autant diminuées puisque l'épaisseur de la poutre restante sera plus faible.

Le calcul établi par divers auteurs permet d'obtenir une image approximative des phénomènes qui se passent.

Nous appelons :

$h$  : la puissance de la couche.

$a$  : le pourcentage de défruitement.

$d$  : la densité des terrains en place.

$d'$  : la densité des terrains éboulés.

Le remblayage d'une couche de puissance  $h$  nécessite le foudroyage d'une tranche du toit de puissance  $h_1$ . D'où :

$$h_1 d = h d'$$

$$h_1 = h \frac{d'}{d}$$

pour un vide de puissance  $ah$ , on a :  $h_1 = ah \frac{d'}{d}$

Le remblayage de la tranche  $h_1$  nécessite le foudroyage d'une tranche  $h_2$

$$h_2 d = h_1 d'$$

$$h_2 = h_1 \frac{d'}{d} = ah \frac{d'^2}{d^2}$$

Le remblayage de la tranche d'ordre  $(n - 1)$  nécessite le foudroyage d'une tranche  $h_n$ .

$$h_n = ah \frac{d'^n}{d^n}$$

La hauteur totale atteinte par le foudroyage  $H$  ou hauteur qui précède l'endroit où la voûte ou la poutre touche les éboulements est donnée par la série suivante :

$$H = ah \left[ \frac{d'}{d} + \frac{d'^2}{d^2} + \frac{d'^3}{d^3} + \dots + \frac{d'^n}{d^n} \right]$$

Cette série est convergente pour  $\frac{d'}{d} < 1$

Pour  $n = \infty$ , on a :

$$H = ah \frac{\frac{d'}{d}}{1 - \frac{d'}{d}}$$

Nous prenons  $d = 2,5$ . La densité du toit éboulé est certainement supérieure à celle du minerai abattu et, en même temps, assez voisin de la roche en place. Nous prendrons  $d' = 2$ , avec une couche de 6 m. de puissance.

$$1^{\circ} a = 95\%$$

$$H = 0,95.6. \frac{0,8}{0,2} = 23 \text{ m. au toit de la couche.}$$

$$2^{\circ} a = 85\%$$

$$H = 0,85.6. \frac{0,8}{0,2} = 20,40 \text{ m. au toit de la couche.}$$

$$3^{\circ} a = 80\%$$

$$H = 19,20 \text{ m. au toit de la couche.}$$

$$4^{\circ} a = 70\%$$

$$H = 16,80 \text{ m. au toit de la couche.}$$

On voit d'ailleurs, d'après ces considérations, que le haut toit vient à reposer intact sur les éboulis à une courte distance de la couche, si bien que le schéma de la voûte critique dont nous avons parlé précédemment n'est pas très exact. C'est une combinaison de la voûte et de la poutre qui entre en jeu et c'est pourquoi les charges maxima imposées aux culées sont si importantes. Bien que ce mode de calcul soit trop simplifié pour avoir une portée pratique réelle, il met bien en évidence le processus des phénomènes, en particulier l'existence d'une poutre épaisse subsistant dans le haut toit ainsi que l'influence du taux de défruitement (donc du foudroyage) sur l'épaisseur de cette poutre.

D'après ce calcul, il semblerait que le torpillage des piliers ait une faible influence sur la hauteur de la cloche ou de la poutre. En réalité, il en a beaucoup plus.

Si les piliers résiduels amaigris mais non torpillés sont suffisamment robustes pour tenir le toit pendant quelques jours, durant toute cette période, « a » effectif sera petit, bien que le pourcentage de défruitement réalisé soit voisin de 70 ou 80 %.

Nous rappelons qu'un pilier carré de trois mètres de côté, et constitué d'un minerai résistant à la compression à un effort de  $500 \text{ kg/cm}^2$ , peut supporter sans se rompre une charge de 45.000 tonnes. S'il y a deux piliers de cette dimension dans une chambre, elle est soutenue par deux quilles capables de supporter 90.000 tonnes. En laissant de côté le porte-à-faux qui est loin d'être négligeable, la charge supportée

par une chambre de dépilage de 20 mètres de long sur 10 mètres de large située à 200 mètres de profondeur est de :

$$\begin{aligned} 20.10^2 \text{ cm} \times 10.10^2 \text{ cm} \times 44 \text{ kg/cm}^2 \\ = 90.10^2 \text{ kg} \\ = 90.000 \text{ tonnes.} \end{aligned}$$

Ce calcul montre que les piliers résiduels sont capables de supporter des charges considérables. Seul, le porte-à-faux peut les conduire à la rupture et, fendus, ils sont encore capables de supporter des charges importantes, surtout s'ils sont frettés par du minerai abandonné.

Trop d'exemples montrent en outre l'importance d'un bon torpillage des piliers ou au moins d'un excellent taux de défruitement sur la tenue des fronts de dépilage.

On peut, en effet, se passer de torpiller les piliers dans les cas assez rares où les quilles abandonnées ont une faible section en regard de leur hauteur ou lorsque le minerai est très tendre (couche siliceuse). Il vaut certainement mieux, dans une couche de 5 mètres de puissance, abandonner un pilier résiduel de 2 à 3 m<sup>2</sup> de section restante que d'essayer de torpiller un pilier résiduel de 16 m<sup>2</sup> de section.

En somme, on revient toujours au même problème, *il faut aller très vite* pour exploiter une recoupe, ainsi on peut amaigrir, dans de bonnes conditions, les piliers restants et le torpillage peut ne plus être une nécessité vitale car il peut se faire de lui-même et rapidement par écrasement de quilles par trop fluettes. Le point capital est le suivant : *ne pas retarder le foudroyage et le provoquer aussi complètement que possible.*

Enfin, on peut encore changer de méthode d'exploitation et en choisir une qui évite les effets d'un foudroyage retardé mais ces méthodes conduisent, bien souvent, à diminuer le taux de défruitement.

On en arrive alors à cette conception évidente. Pour éviter les ennuis consécutifs au dépilage, le moyen le plus efficace est de ne pas dépiler. C'est d'ailleurs ce que font, dans de nombreux cas, les Américains et peut-être ont-ils raison. Il faut cependant remarquer que la plupart des fronts de dépilage sont sans histoire quand ils sont bien conduits et il serait alors dommage de se priver de cette phase d'exploitation. Mais il en existe d'autres dans le Bassin où il voudrait beaucoup mieux se contenter d'un traçage assez dense et personne n'y perdrait. On peut aussi, dans ce cas, dépiler des bandes parallèles, de largeur inférieure à L et séparées entre elles par des bandes de minerai non exploité constituant des piliers massifs. Les culées de pression s'établissent sur ces piliers massifs et soulagent ainsi les fronts. Ces piliers n'ont pas besoin d'être très vastes car ils n'ont qu'un rôle tout à fait temporaire (le temps

du passage du front). En couche calcaire, de puissance moyenne, un pilier de 15 mètres de largeur doit suffire.

Mais, dans la majorité des cas, ce qui compte avec les méthodes d'exploitation actuelles, c'est *d'obtenir un bon foudroyage le plus tôt possible*, suivant une ligne de foudroyage bien régulière sans angles saillants ni rentrants.

— Si les piliers résiduels sont bien amaigris, l'opération du torpillage n'est pas absolument nécessaire mais elle n'est jamais nuisible.

— Le torpillage devient nécessaire lorsque les piliers résiduels demanderont trop de temps pour s'écraser tout seuls vu leur section trop importante.

— Il faut procéder au torpillage des piliers résiduels le plus tôt possible après le chargement du dernier stock de minerai abattu dans la chambre.

— Pour diminuer l'influence inévitable du torpillage des piliers sur les chambres voisines.

a) Il est recommandé d'avoir un front de défilage bien régulier et bien rectiligne afin que l'on ne soit pas amené à retarder le torpillage d'une chambre momentanément trop en avance sur la ligne de foudroyage.

b) Il est préférable, pour diminuer l'influence du torpillage, d'avoir un décalage suffisant (au moins deux tranches) entre chaque chambre de défilage. Ce dernier point conduit à avoir un front ayant un angle  $\alpha$  faible. De même lorsqu'on procède au torpillage simultanément dans toutes les chambres, que le front soit aligné ou non, on supprime l'influence réciproque du torpillage d'une chambre sur les voisines.

c) Il paraît souhaitable d'organiser les travaux dans un front non aligné de façon à ne pas être amené à terminer une chambre lorsque les deux chambres voisines (ou l'une des deux) sont dans la phase terminale, donc délicate.

Ce dernier point implique de procéder au torpillage des piliers résiduels avec ordre et méthode. Nous donnons ci-dessous des exemples d'organisation du torpillage. Ces exemples ne peuvent pas être érigés en règle stricte car ils ont besoin d'être adaptés à chaque cas particulier.

Soit un front de défilage (voir *figure* n° 103) intéressant six piliers. Ce qui est nuisible, c'est de procéder au torpillage dans un ordre dispersé, par exemple : 5-3-4-2-1-6. Cette façon de faire conduit à malmener son front.

L'un des ordres logiques, dans ce cas, est le suivant : 6-5-4-3-2-1-6-5-4, etc... On peut aussi procéder au torpillage des six chantiers à la fois, ce qui est moins souple et difficilement réalisable avec le chargement mécanique tel qu'il est conçu actuellement. On peut aussi adapter



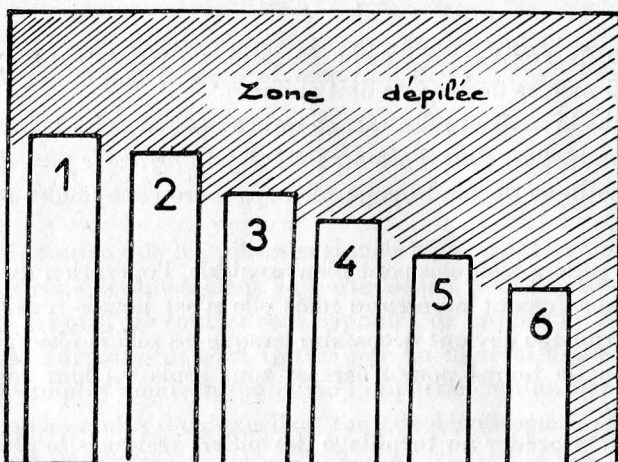


FIG. 103

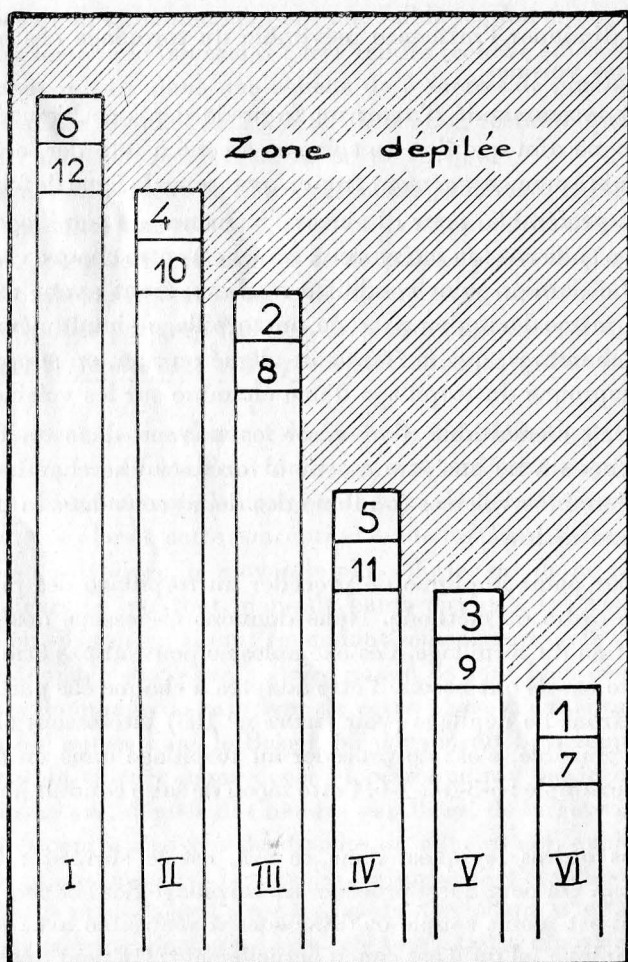


FIG. 104.

un schéma identique à celui exposé sur la *fig. 104*. Deux équipes de mineurs exploitent six chantiers. La première est affectée aux chantiers 1-2 et 3, la seconde aux chantiers 4-5-et 6. Les torpillages ont lieu dans l'ordre indiqué sur la *figure 104*.

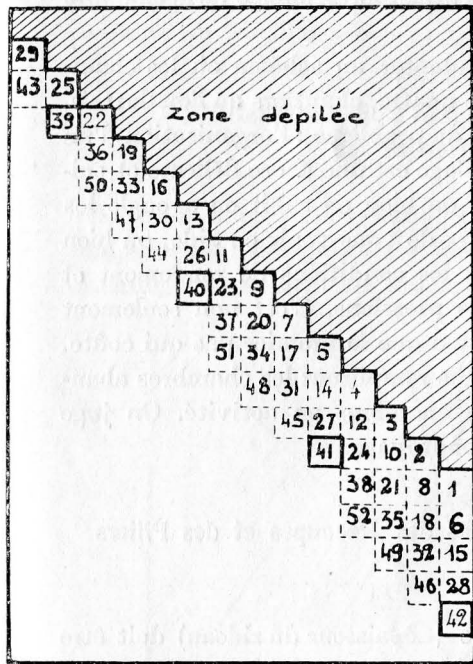


FIG. 105 a

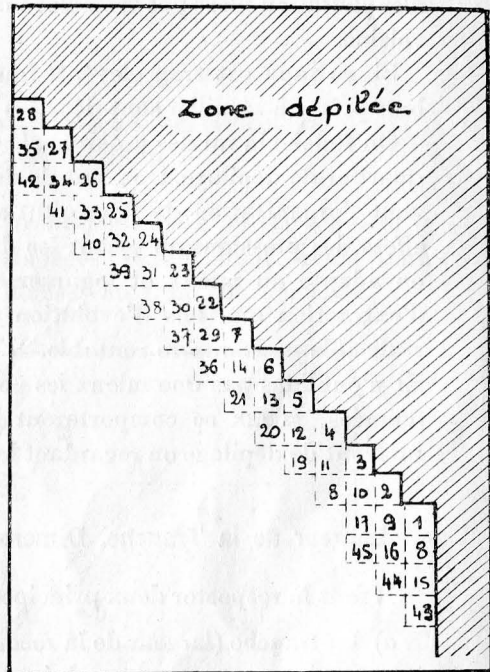


FIG. 105 b

Le schéma de principe indiqué sur la *figure 105 a* est un des schémas de principe montrant la succession des torpillages dans un grand front (1). Les chambres prêtes à torpiller sont toujours séparées entre elles par trois chantiers, par exemple les chambres 39-40-41 et 42. On peut adopter des schémas identiques mais où les chambres prêtes à torpiller sont décalées de quatre ou même cinq chantiers, ce qui convient mieux aux couches puissantes. Nous voyons que, dans un même chantier, entre le torpillage d'une chambre et le torpillage de la chambre suivante, dans le même chantier, il y a treize torpillages. A raison d'un torpillage

(1) Il s'agit d'un grand front non soumis aux mises en charge périodiques dont il a été question page 190. C'est donc le cas général. Si le front est soumis aux mises en charge périodiques, il faudra procéder au torpillage dans l'ordre indiqué sur la *figure 105 b*. Sur cette figure le torpillage se fait en progressant d'une chambre de défilage à la chambre voisine suivant le principe de la *figure 103*. La répercussion du torpillage d'une chambre sur la chambre voisine peut être trop importante. Dans ce cas on abandonnera le principe de la *figure 103* pour prendre celui de la *figure 104*.

par jour de travail, chaque chambre est torpillée quatorze jours après torpillage de la chambre précédente. En se fixant un délai d'attente de cinq jours après torpillage, on voit que chaque chambre à torpiller est flanquée à droite d'une chambre en attente et à gauche, d'une chambre exploitée au  $4/9$ . En couche moyenne ou mince, en général, ce taux d'exploitation n'est pas trop élevé et permet le torpillage de la chambre voisine.

Si ce taux est trop élevé, il faut adopter un schéma où les chambres prêtes à torpiller sont décalées de quatre, chantiers au lieu de trois.

On touche là un des « points-clés » du problème : l'organisation d'un quartier de dépilage. Un front de dépilage est une chose délicate et, suivant l'organisation de l'exploitation, ou bien on subit en aveugle les effets des pressions en priant les dieux de vous venir en aide, ou bien on adapte au mieux et logiquement les conditions de rendement et d'extraction aux lois d'évolution des pressions. C'est non seulement réalisable mais encore rentable. Il n'y a que le premier pas qui coûte. Et n'oublions pas que mieux les éboulis rempliront les chambres abandonnées, mieux se comporteront les chambres en activité. On juge un front de dépilage en regardant le foudroyage.

### Largeur de la Tranche. Dimensions des Recoupes et des Piliers

Il faut là respecter deux principes :

a) La tranche (largeur de la recoupe + épaisseur du rideau) doit être juste, assez vaste pour conduire rapidement au foudroyage complet après torpillage ou abandon de la chambre. La largeur de la tranche répondant à cette prescription semble être de 10 mètres en première couche calcaire. Dans certaines couches siliceuses et tendres ou en seconde couche, on peut tomber à 7 ou 8 mètres.

b) Les dimensions du rideau laissé contre l'éboulement doivent être assez faibles pour constituer des points tendres afin que toujours les culées soient reportées en arrière et non sur la chambre elle-même. (Voir supra : texte et *figure* n° 102).

Les déductions provenant soit des mesures ou des observations directes, soit des statistiques d'accidents par chutes de blocs montrent qu'il y a *toujours intérêt à prendre une épaisseur de rideau laissé contre l'éboulement, inférieure ou au plus égale à la largeur de la recoupe* (1). Cette

(1) L'épaisseur du rideau sera d'autant plus grande que la couche est puissante :

— dans une couche exploitée sur 7 mètres de puissance, on aura par exemple un rideau de 5 mètres d'épaisseur et une recoupe de 5 mètres de largeur.

— dans une couche exploitée sur 2 mètres de puissance, on aura par exemple un rideau de 3 mètres d'épaisseur et une recoupe de 7 mètres de largeur.

pratique conduit en outre à diminuer la durée de vie d'une recoupe à partir du moment particulièrement délicat où la recoupe a percé dans les éboulements. Plus le rideau est mince, plus vite il sera amaigri. Enfin, il ne faut pas élargir une chambre de défilage du côté du ferme, sinon, on se rapproche de la culée maximum (voir *figure n° 102*) et surtout on déplace le point C, ce qui conduit à fatiguer exagérément la chambre de défilage.

### L'Orientation du Front, des Traçages, des Recoupes par rapport au Fil de Mine

Le fil de mine a, en général, une grande influence sur la tenue et le comportement des galeries et des traçages. Il faut donc, avant tout, orienter correctement ses traçages d'accès au front de défilage.

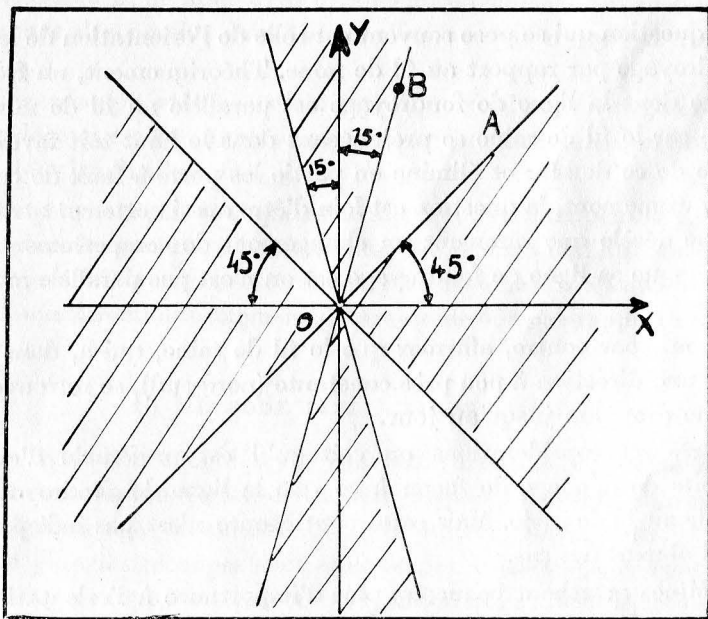


FIG. 106.

Tout traçage tracé au fil de mine a, en général, un bon toit mais de mauvais parements. Tout traçage tracé à contre-fil a, en général, de bons parements mais un mauvais toit. Partant de ces notions qui se démontrent d'ailleurs théoriquement, on est amené à préconiser pour les traçages et, si possible, pour les recoupes, les directions suivantes (voir *figure n° 106*).

Les directions qui se trouveraient dans les zones hachurées sont celles qui sont en principe à éviter.

Plus la couche est puissante, plus il y a intérêt à se rapprocher de la direction OA faisant un angle de  $45^{\circ}$  par rapport au fil de mine. En effet, dans une couche puissante, les ennuis provenant des parements sont à éviter autant que ceux provenant du toit.

Plus la couche est mince, plus il y a intérêt à se rapprocher de la direction OB faisant un angle de  $15$  ou  $20^{\circ}$  avec le fil de mine. Il n'y a plus à craindre les ennuis provenant des parements et on aurait intérêt théoriquement à se rapprocher de la direction OY parallèle au fil de mine. Mais lorsque le fil de mine est très ouvert, on risque de conserver des cassures béantes dans le toit sur de grandes longueurs de galeries.

\* \* \*

Une question qui se pose souvent est celle de l'orientation de la ligne de foudroyage par rapport au fil de mine. Théoriquement, un front de défilage dont la ligne de foudroyage est parallèle au fil de mine est soulagé car le fil de mine se prolongeant dans le haut toit favorise la rupture de ce dernier et élimine en partie les porte-à-faux de ce haut toit. Pratiquement, la question est loin d'être aussi nettement tranchée et on ne décèle que rarement un changement de comportement d'un front lorsque sa ligne de foudroyage est ou n'est pas parallèle au fil de mine.

On peut, par contre, affirmer que le fil de mine, qui a, dans notre bassin, une direction à peu près constante (nord-sud), se retrouve avec la même direction jusqu'au jour.

D'après ces considérations on voit qu'il est préférable d'orienter les fronts de défilage de façon à ce que la ligne de foudroyage soit parallèle au fil de mine. Mais cette contingence n'est pas indispensable dans la plupart des cas.

Les Mines attachent beaucoup plus d'importance à l'orientation des recoupes et des traçages par rapport au fil de mine qu'à l'orientation de la ligne de foudroyage elle-même.

Il y a toujours intérêt, avant de choisir la direction d'un front pour dépiler des panneaux déjà tracés, à relever toutes les cassures avec leur direction et leur importance.

## Influence des Variantes apportées à la Méthode d'exploitation classique

### A) RECOUPES OBLIQUES

Une habitude qui se développe actuellement de plus en plus consiste, à creuser les recoupes obliques et non plus perpendiculaires aux chantiers d'accès. Cette façon de faire, introduite pour diverses commodités pratiques (raclage) a, en matière de pressions de terrains, les inconvénients suivants :

— Tracer une recoupe oblique demande obligatoirement un temps supérieur à celui nécessaire pour tracer une recoupe normale au traçage

— Si les chantiers ont été tracés à  $45^{\circ}$  par rapport au fil de mine, une recoupe tracée en oblique sera sensiblement ou perpendiculaire ou parallèle au fil de mine avec tous les inconvénients qui en résultent (accrochage des poulies dans les éboulements, piliers qui ne tiennent pas, etc...).

— Une recoupe oblique conduit presque toujours à augmenter la surface découverte des entrées de recoupe et à augmenter la section de la percée dans les éboulements.

Il n'en est pas moins vrai que cette façon de procéder peut se justifier, surtout dans les couches à bon toit, dans les couches où l'influence du fil de mine est faible et dans les couches où les chantiers ont été tracés suivant une direction nettement différente de  $45^{\circ}$  par rapport au fil de mine.

### B) MÉTHODE DITE A DOUBLE AILE

La méthode dite à double aile convient surtout aux couches minces ou moyennes, lorsque le toit est nettement plus rigide que la couche et lorsque les traçages ou chantiers d'accès au front sont étroits.

Si, de plus, les recoupes sont obliques, et si les traçages sont effectués à  $45^{\circ}$  par rapport au fil de mine, il y a intérêt à tracer la recoupe qui sera à contre-fil vers le massif et celle qui sera au fil de mine vers les éboulements. Il y a, en outre, intérêt à ne percer cette dernière recoupe dans les éboulements qu'au dernier moment juste avant le torpillage. Cette dernière pratique est d'ailleurs à recommander chaque fois que l'on est dans un quartier difficile (dépilage en deuxième ou troisième couche) quelle que soit l'orientation de la recoupe.

Lorsque cette méthode à double aile est utilisée en couche moyenne ou puissante, il faut éviter de dépiler, à partir d'un chantier seulement, la moitié des deux piliers encaissants. La méthode dite à double aile

est délicate, car elle crée des carrefours de surface importante. Il faut ici, plus qu'ailleurs, diminuer le temps d'exploitation des deux recoupes et non pas l'augmenter. Nous croyons, en outre, qu'il est indispensable de boulonner systématiquement les carrefours, ce qui conduit à boulonner systématiquement les traçages. Naturellement, on est obligé de subir les inconvénients de la double aile lorsqu'on est contraint de refendre les piliers.

### C) RECOUPES PRÉALABLES

En creusant des recoupes préalables, on s'expose aux risques suivants :

— Le fait de creuser des recoupes en avance conduit pratiquement, assez souvent, à augmenter la vie des recoupes situées contre l'éboulement.

— Les recoupes préalables obligent la culée avant à se reculer en avant du front, ce qui augmente la zone perturbée par un front et les efforts subis par la chambre située contre l'éboulement, car la distance séparant les culées avant et les culées arrière augmente. On s'expose aux coups de charge subits.

De plus, on multiplie par deux environ le porte-à-faux AB indiqué sur la *fig.* 102. On fatigue exagérément la chambre située contre les éboulements.

Il semble devoir être conseillé de ne jamais creuser plus d'une recoupe préalable et de ne percer cette dernière qu'une fois la recoupe située contre l'éboulement terminée et torpillée.

Enfin, les recoupes préalables sont soumises aux effets de rajustement consécutifs au torpillage de la recoupe située contre l'éboulement. Nous pensons que le creusement des recoupes préalables *doit* être exceptionnel et réservé, en cas de nécessité, aux couches minces à très bon toit.

### Influence de l'Entre-axe des Traçages

#### TAUX DE DÉFRUITEMENT EN TRAÇAGE

a) En règle générale *dans les traçages séparés entre eux par des piliers relativement épais*, le mineur se rend facilement maître des effets nocifs et indiscutables, résultant des tractions dans le toit, grâce au boulonnage et ceci aussi bien en période de traçage que durant le défilage.

b) *Par contre, en rapprochant les traçages*, on diminue certes les tractions dans le toit dans une proportion notable mais insuffisante, ce qui oblige encore à boulonner. Malheureusement, au cours du dépi-

lage, le mineur s'expose à assister impuissant à l'écrasement de ses piliers devenus trop minces, entraînant bien souvent l'effondrement du quartier.

A la lumière des déductions faites à la suite de nombreuses mesures et à la lumière des échecs relevés par nous dans plusieurs mines du bassin, il semble qu'il y ait intérêt à respecter le plus possible les règles suivantes :

### **Cas A :**

*Cas des traçages effectués longtemps avant le passage du front de dépiilage ou effectués uniformément à la même longueur sur toute la largeur du front (par opposition au cas B).*

1<sup>re</sup> règle : le taux de défrètement en surface des traçages ne doit pas dépasser 35 % en couche de grande puissance et en couche de puissance moyenne, c'est-à-dire dans les couches dont la puissance est supérieure à 2,75 m. On peut atteindre à la rigueur 40 % dans les couches minces lorsque le recouvrement est inférieur à 100 m environ.

En règle générale, toute zone tracée au voisinage de 40-50 % et à plus de 50 % est pratiquement très difficile à dépiler dans de nombreux cas.

Cette dernière remarque a une importance toute spéciale depuis que de nombreuses mines se croient obligées, avec les équipements JOY, de creuser des galeries parallèles aux tertiaires. Les dimensions exagérées des carrefours aidant, il n'est pas rare d'atteindre dans ces régions des taux d'extraction voisins de 60 %. Il s'en suit que l'épine dorsale du quartier devient le point le plus fragile et la zone la plus difficile à dépiler. Plusieurs quartiers se sont effondrés récemment, les effondrements se limitant d'ailleurs à ces zones trop tracées, mais ceci avait pour conséquence immédiate d'interdire l'accès au reste du quartier.

En pratique, si l'on est obligé de creuser des galeries parallèles, on veillera à réduire leur section au minimum et on écartera le plus possible les parallèles des tertiaires.

2<sup>e</sup> règle : les piliers qui séparent les traçages entre eux doivent avoir des dimensions suffisantes (voir tableau suivant).

3<sup>e</sup> règle : Les largeurs des traçages ne devraient pas excéder 5 m ou 5,5 m dans les cas les plus favorables sinon les dimensions des carrefours dits en croix deviennent trop importantes.

4<sup>e</sup> règle : Dans les carrefours dits en croix, on devrait boulonner les parements afin d'éviter la progression de l'élargissage des carrefours. Enfin, dans ces carrefours, on devrait bien souvent utiliser dans le toit des boulons d'au moins 2,50 m de longueur.



TABLEAU

	Epaisseur du pilier séparant les traçages
Couches exploitées sur plus de 5 mètres :	
— parallèlement au fil de mine (1) .....	18 à 20 mètres
— en couche siliceuse .....	17 à 19 mètres
— obliquement au fil de mine .....	15 à 17 mètres
Couches exploitées entre 2,75 et 5 mètres :	
— parallèlement au fil de mine .....	14 à 16 mètres
— obliquement au fil de mine .....	13 à 14 mètres
— en couche siliceuse .....	14 à 16 mètres
Couches exploitées à moins de 2,75 mètres .....	entre 11 et 13 m.

**Cas B :**

*Cas des traçages effectués juste avant le passage du front de défilage en longueur décroissante.*

La méthode d'exploitation correspondante est décrite dans le paragraphe suivant intitulé : caractéristiques du quartier type.

Nous voyons que les traçages sont creusés au fur et à mesure de l'avancement du front de défilage et les traçages sont enserrés entre deux zones fermes se terminant par une pointe marquée  $\beta$  sur les figures n° 107 et n° 108. La surface tracée est faible. Dans ces conditions on peut facilement diminuer les épaisseurs des piliers indiqués dans le tableau n° 5 de 20 % dans les couches à bon toit et à minerai dur et de 10 % dans les autres couches.

Il s'en suit que les taux de défrètement seront légèrement augmentés en traçages.

Les risques encourus par cette augmentation seront d'ailleurs très limités, car il sera facile de diminuer ce taux si l'expérience montre que les piliers cèdent sous la pression du défilage. En effet, la surface tracée étant faible, l'avenir n'est pas compromis.

De toute façon, en période de démarrage, période où l'on subit les effets de pression maximum (largeur critique), il sera bon de maintenir les chiffres énoncés dans le tableau précédent.

**Cas C :**

*Cas des traçages effectués dans un quartier ne devant jamais être déplié.*

Il est bien évident que dans ces conditions il n'y a plus à craindre

(1) Cette grande épaisseur de pilier conduit à des recoupes trop longues. C'est pourquoi il y a lieu d'éviter de creuser les traçages parallèlement au fil de mine. De plus on s'expose à des ennuis de parement très sérieux.

l'écrasement de piliers trop minces au cours du dépilage. Il y a intérêt à diminuer les tractions dans le toit en rapprochant les galeries ou les traçages.

Il ne semble pas qu'il puisse être question de dépasser un taux de défrètement de 45 % en couches puissante et moyenne et 50 ou 55 % en couche mince.

*Une précaution essentielle doit être prise cependant* : la région ainsi tracée aux taux de défrètement qui viennent d'être indiqués doit être *ceinturée complètement par une bande aussi ferme que possible* (environ 40 m d'épaisseur, pour les recouvrements supérieurs à 100 m et environ 30 m pour les recouvrements inférieurs à 100 m). Si cette précaution n'est pas prise lorsqu'un front de dépilage viendra s'appuyer sur cette région tracée à un taux élevé, on risque l'écrasement généralisé du quartier ou l'augmentation notable de l'angle d'influence qui peut atteindre alors 45°. (Voir fig. nos 109 et 110)

### Caractéristiques du Quartier type

Nous ne pensons pas apporter ici la solution unique au problème de l'exploitation par dépilage. On peut imaginer d'autres procédés d'exploitation qui apporteront tout autant d'avantages et nous sommes persuadés, au fur et à mesure de l'évolution des idées, que d'autres projets seront établis remplaçant avantageusement celui que nous vous proposons.

Dans ce qui précède, nous avons indiqué quelles étaient, en principe, les régions d'une zone à dépiler qui sont susceptibles d'être soumises aux effets de superposition de trois ou de deux culées. Au démarrage d'un front de dépilage en partant du ferme, on s'expose toujours à subir les effets de superposition de plusieurs culées. Par des dispositions spéciales, on peut éviter cet état de choses. Le projet exposé ci-dessous est tel qu'en aucun point de la zone à dépiler, il n'y aura superposition des culées. On a, d'autre part, essayé de tenir compte de tous les autres principes énoncés dans le texte.

Ce projet concerne, en principe, un quartier exploité par JOY 18 HR dans un panneau vierge. Ce quartier s'appuie sur une limite AB et une limite AC supposées fermes (voir fig. 107 et 108).

La couche exploitée a 4 mètres de puissance et le recouvrement est de 220 mètres. On a conservé le principe du dépilage par bande qui semble devoir bien convenir aux chargeuses modernes.

On dépile d'abord une bande KM dont la largeur est légèrement inférieure à la largeur critique de voûte ( $L = 0,90 \times 220 = 200$  m). Nous avons pris  $KM = 180$  m.

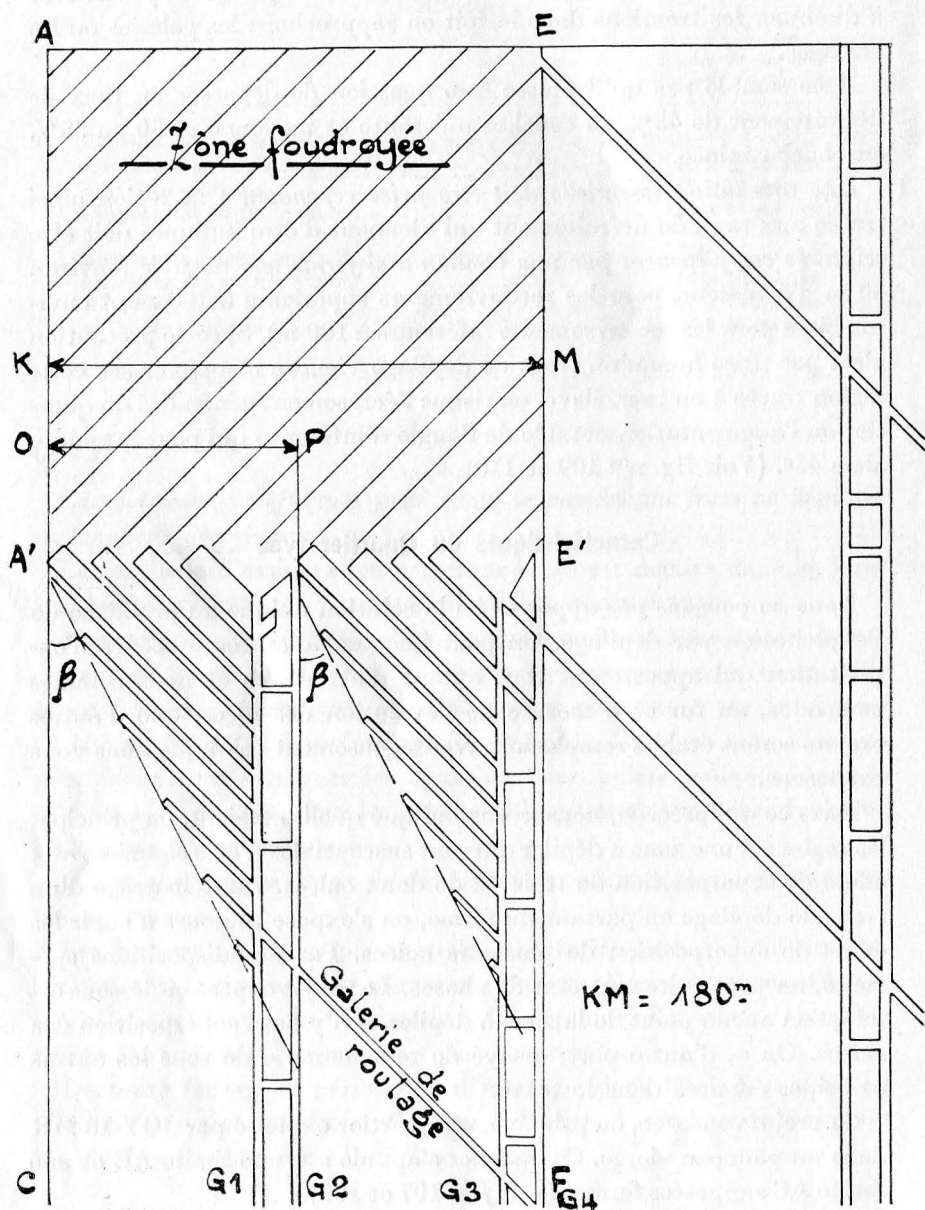


FIG. 107. — Plan d'exploitation d'un quartier type.

Exploitation de la première bande.

Méthode n° 1.

Hauteur de recouvrement : 220 m.

Largeur critique : 200 m.

Puissance de la couche : 4 m.



Cette bande KM sera en outre suffisamment longue pour nécessiter une assez grande durée d'exploitation. Pour fixer les idées, nous pensons qu'il faut continuer l'exploitation au moins un an après le moment où la longueur de la bande KM a atteint la valeur L (ou bien attendre un an après ce moment) avant d'entreprendre l'exploitation de la seconde bande K'M'.

En effet, la largeur de la bande KM étant très voisine de L et sa longueur étant nettement supérieure à L, la poutre du haut toit surplombant cette bande est instable. Elle cassera de toute évidence avec le temps. Ce temps sera relativement court (au grand maximum un an) mais toutefois suffisamment long par rapport au temps de passage du front pour maintenir dans le haut toit, à l'aplomb du front en activité et durant le temps de passage de ce front, une poutre s'appuyant sur les deux bords fermes et parallèles de la bande KM, c'est-à-dire sur les bords AA' et BB'. De ce fait, les culées de pression s'établissent en presque totalité sur ces bords fermes et parallèles de la bande KM (1). En conséquence, le front de défilage lui-même est grandement déchargé. Plus concrètement, on peut dire que, dans le cas des mines de fer de Lorraine, les affaissements de surface surviendront non pas à l'aplomb du front, mais à 50 ou 100 mètres en arrière du front. Ces 50 ou 100 mètres non affaissés constituent la largeur de la poutre surplombant les éboulements et s'appuyant sur les bords AA' et BB'.

En outre, ces affaissements ne pourront prendre naissance qu'à partir du moment où l'autre dimension de la bande, c'est-à-dire sa longueur, aura atteint L. Dès cet instant, le temps va jouer et la poutre surplombant la bande KM va fatiguer, au point de se casser mais avec un certain retard par rapport au front.

Il faut un certain temps, car une des dimensions de la bande KM est légèrement inférieure à L. Si la largeur et la longueur de la bande KM étaient toutes deux supérieures à L, ce temps serait égal à 0. Si une des dimensions était égale à 0,5 L, c'est-à-dire à 0,4 H, ce temps serait égal à l'infini.

Ceci montre bien la nécessité de poursuivre l'exploitation de la bande KM sur une longueur suffisante qui sera supérieure à la dimension L. Le but poursuivi est de rompre la poutre surplombant KM avant d'entreprendre l'exploitation de la seconde bande K'M' parallèle à la bande KM. La poutre en question rompue, l'exploitation de la seconde bande K'M' n'aura pas à subir les effets de culées provenant du bord ferme

---

(1) Les culées de pression s'établissent dans une bande défilée sur les deux bords les plus rapprochés. Les culées de pression s'établissent sur les bords fermes AA' et EE' quand les distances séparant A de A' et E de E' seront supérieures à la distance KM.

AG. On prendra  $E'B' > L$  (voir la note de la page 183). On a pris ici  $E'B' = 300$  mètres.

Avec un recouvrement voisin de 200 mètres, on obtient, dans les Mines de Fer de Lorraine, une largeur critique  $L$  assez grande. Les valeurs de  $L$  indiquées plus haut ( $0,9 H$ ) ne sont valables, comme nous l'avons déjà dit, que dans le cas où le front de défilage avance normalement de 10 à 20 mètres par mois. Si l'on va plus lentement,  $L$  diminue et l'on peut s'exposer à la superposition ou au chevauchement de deux culées — réduites sans doute — mais dont les effets seront cependant nocifs. Si l'on va plus vite,  $L$  augmente et on oblige d'autant mieux la dalle du haut toit à s'appuyer sur les deux bords fermes  $AE'$  et  $EE'$ . Ces considérations obligent donc à avancer son front de 10 à 20 mètres par mois au minimum et sur toute sa longueur, soit ici 180 mètres environ. Dans de nombreux cas cela conduit à utiliser en parallèle deux équipements de chargement.

Pour la méthode proprement dite de défilage, nous proposons deux solutions qui découlent d'ailleurs des mêmes principes de base. L'une est exposée sur la *figure 107* (méthode 1), l'autre sur la *figure 108* (méthode 2). Dans les deux méthodes, on commence par exploiter la bande  $KM$ , puis on défile ensuite la bande  $K'M'$ .

L'avantage de la méthode 1 par rapport à la méthode 2 est d'avoir des fronts de défilage qui peuvent démarrer du ferme à pleine capacité ; par contre, elle peut entraîner des ennuis aux points d'intersection des traçages avec l'ancienne bande, précédemment défilée. Ces traçages découpent alors des pointes dont l'exploitation peut être difficile dans certains cas.

Les avantages et les inconvénients des modalités d'exploitation figurant dans les méthodes (1) et (2) sont les suivants :

#### AVANTAGES :

a) Les traçages sont séparés entre eux par des piliers étroits. Les régions tracées avec piliers étroits sont de petite surface et séparées entre elles par des régions massives et vierges qui prennent contact avec la ligne de foudroyage (angle marqué  $\beta$  sur la figure). Ce sont ces régions qui prennent en grande partie les effets de culée et permettent ainsi de soulager les travaux en cours.

b) Les piliers étant étroits, le temps d'exploitation d'une recoupe est faible. Le creusement de la refente peut être supprimé. Les piliers étroits permettent en outre une bonne concentration des quartiers.

c) Chaque chargeuse a un front de défilage et de traçage. Les traçages n'ont pas le temps de vieillir.

d) Il n'y a jamais de traçages effectués en bordure d'un ancien dépilage.

e) Si l'exploitation de la couche est particulièrement difficile, on peut abandonner les piliers séparant les galeries G. Ils constituent des points d'appui pour les culées dans le foudroyage. Les fronts sont soulagés, mais s'il y a une couche inférieure, l'abandon de ces piliers pose un problème qui ne peut être résolu qu'en laissant en couche inférieure des piliers identiques à ceux de la couche supérieure et situés à la verticale de ces derniers.

f) Le dépilage n'est jamais contrecarré par la rencontre d'anomalies telles que galeries secondaires ou tertiaires coupant plus ou moins le front. Les galeries de roulage sont parallèles aux traçages ou contiguës parallèles aux bords des bandes à dépiler.

#### INCONVÉNIENTS :

a) Les points délicats sont les carrefours nombreux se trouvant sur les galeries  $G^1$ - $G^2$ - $G^3$ - $G^4$ , etc...,

— Mais le front de dépilage n'arrive jamais parallèlement mais perpendiculairement à ces galeries

— D'autre part, ces carrefours sont voisins d'une zone massive et vierge qui les soulage.

b) Pour dépiler les piliers séparant les galeries  $G^1$  et  $G^2$ - $G^3$  et  $G^4$  etc..., il faut utiliser une méthode voisine de celle dite « à double aile ». C'est pourquoi les galeries  $G^1$ - $G^3$ - $G^5$  etc..., seront boulonnées systématiquement.

c) Là, plus qu'ailleurs, il faut une organisation minutieuse afin de maintenir ses fronts de dépilage et de traçage bien rectilignes. Ceci implique un planning rigoureux, en particulier pour le torpillage. Mais en fin de compte, cette organisation est obligatoirement payante et rentable.

#### REMARQUE N° 1.

Pour ne pas multiplier les figures, nous n'avons pas figuré l'exploitation de la bande KM, puis de la bande K'M' dans le cas de la méthode (1), puis dans le cas de la méthode (2). Nous nous sommes contentés d'une figure 16 a pour la méthode (1) montrant l'exploitation de la bande KM, puis d'une figure 16 b pour la méthode (2) montrant l'exploitation de la bande K'M'.

#### REMARQUE N° 2.

Lorsque la bande K'M' sera dépilée, on procédera au dépilage d'une nouvelle bande K''M'' de largeur égale à K'M' de préférence.

\* \* \*

#### IV. — Stots de protection de bâtiments de surface. Méthode d'exploitation préconisée dans les mines de fer de Lorraine

On abandonne la méthode d'exploitation normale quand on veut protéger des bâtiments de surface qui, en règle générale, ne peuvent pas subir sans grands dommages les affaissements de surface. On utilise alors une méthode d'exploitation spéciale sur une superficie suffisante au fond. Cette superficie est appelée stot de protection.

Nous parlerons d'abord du choix de la méthode d'exploitation et nous terminerons par une étude des dimensions du stot de protection.

##### A — MÉTHODE D'EXPLOITATION

Plusieurs méthodes d'exploitation ont été essayées dans ce domaine. Nous les passerons rapidement en revue.

##### 1° Méthode des petits piliers (fig. n° 109)

On exploite le gisement à un taux de défrèvement en surface voisin de 50 % pour les mines profondes (200 m) et voisin de 60 % pour les mines

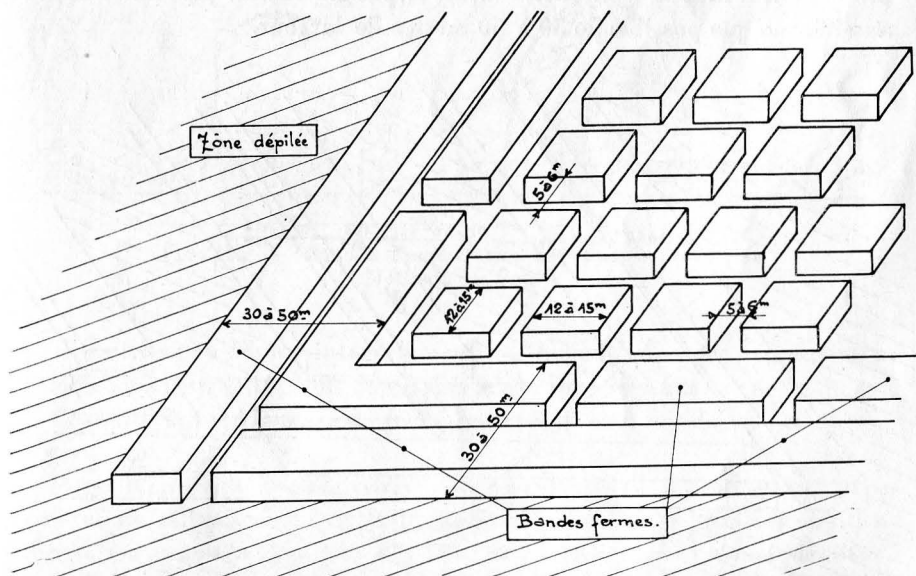


FIG. 109. — Schéma de la méthode d'exploitation des stots par petits piliers carrés.



peu profondes (100 m), en découpant des piliers carrés de 15 mètres de côté, séparés entre eux par des galeries de 5 à 6 mètres de largeur.

Cette méthode d'exploitation des stots de protection n'est efficace qu'à la condition de ceinturer toute la zone exploitée à 50 ou 60 % par petits piliers, d'une bande ferme de 30 à 50 mètres d'épaisseur, comme indiqué sur la figure 109 (30 m pour les mines peu profondes et 50 m pour les mines profondes — bandes fermes tracées à moins de 20 %). Sinon, les pressions de culées, engendrées par le passage des fronts de dépilage dans la zone contiguë aux stots, prendront appui sur les petits piliers carrés qui n'ont pas été prévus pour cela et qui céderont de proche en proche, entraînant l'effondrement du stot plus ou moins progressivement, mais de façon inéluctable.

Or, le fait de ceinturer le stot d'une bande ferme de 30 à 50 mètres d'épaisseur, entraîne inévitablement une chute du taux de défruitement total qui tombe suivant les dimensions du stot et la profondeur à une valeur bien inférieure à 50 %.

## 2° Méthode par dépilage alterné (fig. 110)

Au lieu de découper des petits piliers carrés, on procède au dépilage d'un traçage sur trois.

Cette méthode, relativement récente, présente les mêmes inconvénients que la précédente. Pour assurer une tenue efficace du stot de protection, il faut le séparer des futurs dépilages voisins par une bande aussi ferme que possible de 30 à 50 mètres de largeur.

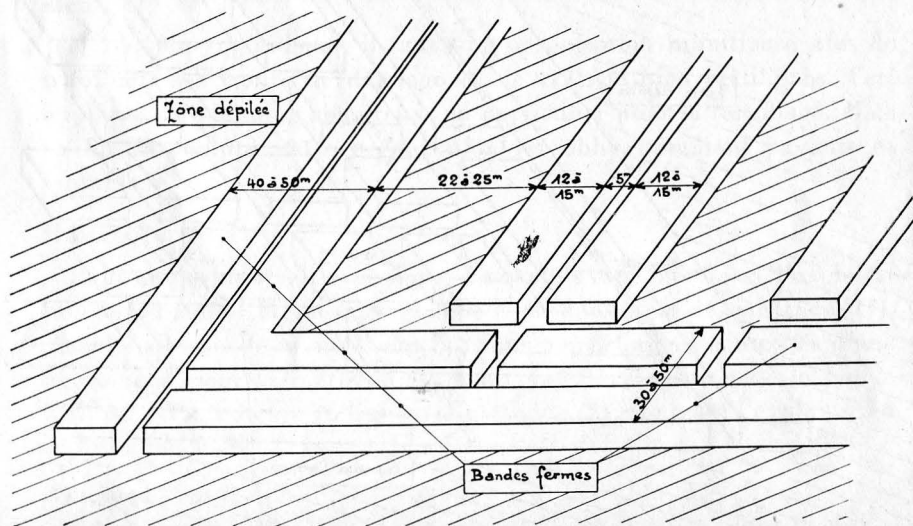


FIG. 110. — Schéma de la méthode d'exploitation des stots par dépilage alterné.

Dans ces conditions, il est également difficile de dépasser un taux de défrètement dans tout le stot, bande ferme comprise, de 40 ou 45 %.

*Remarque.* — Lorsque le stot de protection doit être exploité dans plusieurs couches superposées, les deux méthodes précédemment décrites nécessitent la superposition rigoureuse, non seulement des bandes fermes de ceinture, mais également de tous les piliers laissés dans le stot.

Cette superposition est réalisable, mais nécessite une surveillance topographique délicate et parfois absurde, en particulier lorsque l'une des deux couches a été antérieurement mal tracée ou tracée suivant des principes rendant compliquée l'utilisation des engins modernes.

### 3<sup>o</sup> Méthode des îlots (fig. 111)

Cette méthode semble, à l'heure actuelle, devoir être la plus rationnelle.

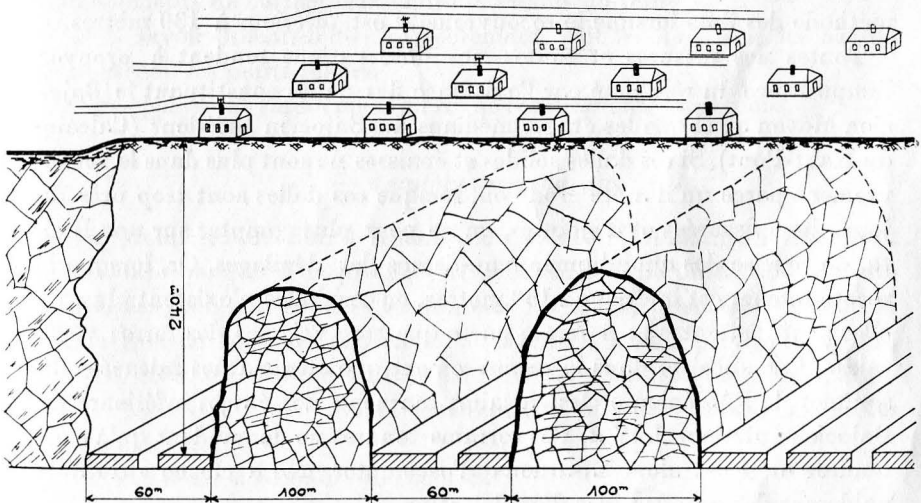


FIG. 111. — Méthode d'exploitation des stots de protection.  
Méthode des îlots.

Elle consiste à dépiler intégralement le gisement dans des régions aux dimensions restreintes, soit de forme carrée, soit de forme rectangulaire.

Chacune de ces régions, de forme carrée ou rectangulaire, est appelée un îlot.

Il est bien évident qu'autour de chacun des îlots, il faut laisser des bandes de minerai suffisamment épaisses pour éviter que les éboulements survenant à l'aplomb des îlots et à l'aplomb des zones dépilées hors du stot ne viennent à se rejoindre entraînant ainsi des dégâts de surface que l'on voudrait éviter.

Les taux de défruitement en surface de cette méthode d'exploitation atteignent 50 %, bandes fermes comprises.

#### 4<sup>o</sup> *Quelle méthode d'exploitation choisir*

D'après nos conclusions actuelles, il semblerait établi que la meilleure méthode d'exploitation des stots de protection soit :

— *Pour les recouvrements inférieurs à 130 mètres*, celle des traçages croisés découpant de petits piliers carrés ou rectangulaires (fig. n<sup>o</sup> 109). On peut également utiliser la méthode par dépilage alterné (fig. n<sup>o</sup> 110). Nous rappelons qu'il est absolument nécessaire de ceinturer la zone ainsi exploitée (soit par petits piliers, soit par dépilage alterné) de bandes fermes dont l'épaisseur doit être calculée comme nous l'expliquerons plus loin.

Nous précisons également que nous croyons devoir déconseiller la méthode des îlots lorsque le recouvrement est inférieur à 130 mètres.

Toutes nos mesures et toutes nos observations tendent à prouver l'importance du rôle joué par l'existence des dalles constituant le Bajocien Moyen ainsi que les étages médians du Bajocien Inférieur (Calcaire du Haut-Pont). Si ces dalles solides et épaisses ne sont plus dans le recouvrement parce qu'il a été érodé ou, lorsque ces dalles sont trop près du jour, donc fissurées et disjointes, on ne peut plus compter sur une limitation précise des effondrements au-dessus des dépilages. Or, lorsque le recouvrement est inférieur à 130 mètres, ou ces dalles n'existent plus, ou elles sont disjointes et fissurées parce que trop voisines des terres végétales. Il ne subsiste dans le recouvrement que des marnes micacées du sommet de l'Aalénien et les calcaires marneux des étages inférieurs du Bajocien Inférieur J IV a. Ces terrains tendres ne demandent qu'à s'effondrer et il est alors hasardeux d'escompter une « cloche » durable au-dessus des grands vides d'exploitation.

La connaissance précise de l'épaisseur, des caractéristiques mécaniques des dalles formant le recouvrement permet d'expliquer et de préciser non seulement les questions de stot de protection, mais également les distances critiques dont la connaissance est indispensable au mineur de fer.

— *Pour les recouvrements supérieurs à 130 mètres*, ces dalles existent et elles sont saines. On peut donc utiliser la méthode des îlots qui a fait ses preuves. Certains îlots, d'ailleurs nombreux, sont ouverts depuis maintenant 30 ans sans qu'il y ait d'affaissement de terrain (fig. 111).

On peut également utiliser la méthode des petits piliers et celle des dépilages alternés. La profondeur devenant importante, il faudra avoir

des petits piliers de section suffisante et des bandes fermes épaisses. Ces considérations conduisent à des taux de défrètement relativement bas pour des stots de protection.

*Nous préférons la méthode des îlots car à sécurité de stot égale, on obtient pour nos grandes profondeurs le taux de défrètement le plus élevé. De plus, cette méthode est « mécaniquement » la plus rationnelle car elle conduit à une décharge partielle du stot puisqu'une bonne partie des terrains constituant le recouvrement à l'aplomb du stot se sont effondrés. Ces terrains effondrés reposent sur le mur de la couche et déchargent d'autant les bandes fermes ceinturant les îlots.*

## B — DIMENSIONNEMENT DU STOT

Ce problème consiste :

1<sup>o</sup> à savoir implanter correctement le stot au fond afin d'éviter les affaissements de surface aux endroits voulus du jour.

2<sup>o</sup> à savoir dimensionner correctement, soit les îlots, soit les bandes fermes, soit les petits piliers.

Nous passerons rapidement en revue ces différentes questions.

### 1 — *Implantation du stot*

La première question à résoudre est celle de l'implantation du stot. La surface qui doit être protégée et celle du stot de protection sont superposées dans nos couches en plateure. De plus, la surface du stot de protection est toujours supérieure à celle de la zone à protéger au jour, car les affaissements de surface ne s'arrêtent pas toujours à l'aplomb même du début du stot ; ils envahissent plus ou moins profondément les limites du stot.

Le problème à résoudre est celui-ci :

— Quelle doit être la valeur du rapport :

$$R = \frac{\text{Surface du stot de protection ?}}{\text{surface de la zone à protéger}}$$

Il y a intérêt à réduire au minimum ce rapport. Mais il faut éviter que les mouvements de terrains n'occasionnent des dégâts aux bâtiments voisins de la limite de la surface.

Nous parlerons très brièvement de cette question car elle sort du cadre de cette étude. Mais en pratique, elle est très importante.

On sait depuis longtemps que le rapport R dépend de la valeur de l'angle d'influence. Cet angle *i* est formé par la verticale XY et par la droite reliant le point A (fig. 112) marquant au fond la limite de la zone

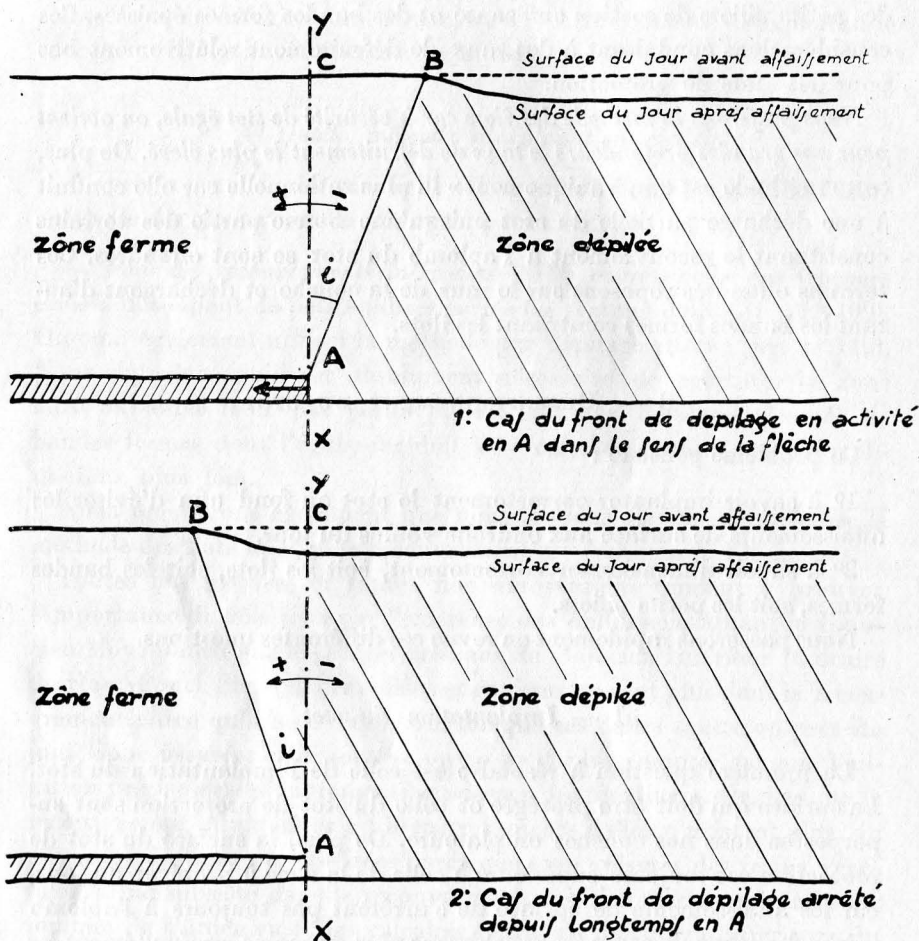


FIG. 112.

défilée et le point B marquant au jour la limite entre la zone affaissée et la zone non affaissée.

L'angle d'influence est positif si le point B tombe à l'aplomb du ferme, et négatif si le point B tombe à l'aplomb de la zone défilée.

— Dans un front de défilage en exploitation, le point A est mobile. Dans ce cas, l'angle d'influence est généralement négatif dans nos mines (nous avons d'ailleurs pu mesurer que plus le point B tombe loin à l'aplomb de la zone défilée, plus les pressions sont grandes sur le front de défilage car le porte-à-faux des terrains non foudroyés est grand).

Lorsque le point A n'est plus mobile, mais reste fixe (ce qui arrive lorsque l'exploitation vient à buter sur un stot de protection), l'angle d'influence varie avec le temps. D'une valeur négative au moment de

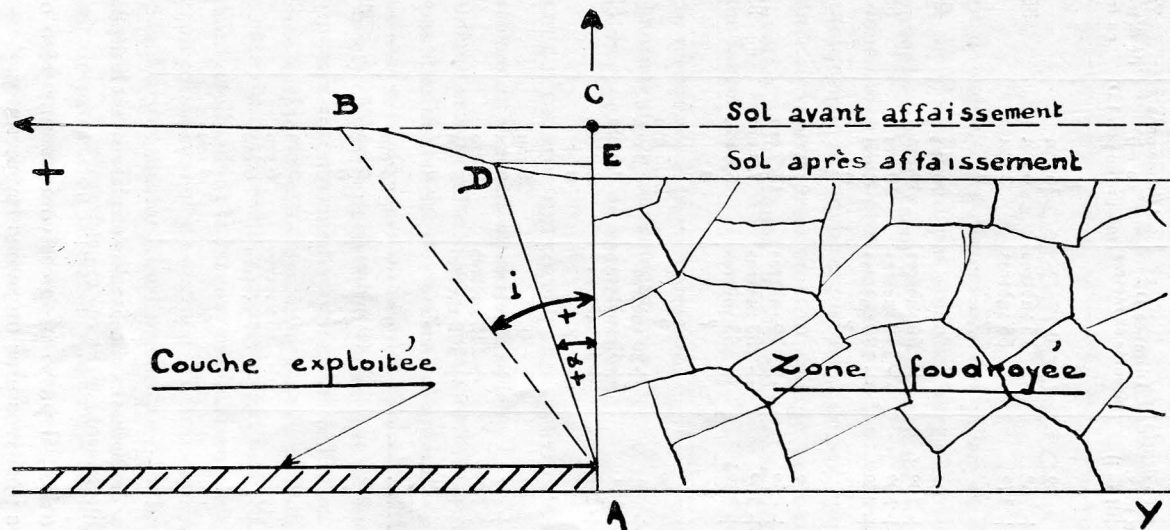


FIG. 113.

**TABLEAU**  
**MESURES D'ANGLE D'INFLUENCE (voir fig. 113)**

Hauteur recouvt en m	Angle $\alpha$ en degrés ( $\alpha$ max. positif = i)	Distance DE mesurée en mètres	Affaissement en cm mesuré au point D	Taux de défrètement en traçages
180	0°	0	16 cm	35 %
(1)	+ 5°	+ 15 mètres	6 cm	
	+ 17°	+ 55 mètres	3 cm	
	?	?	0	
170	0°	0	70 cm	55 %
(1)	+ 19°	+ 60 mètres	40 cm	
	+ 39°	+ 140 mètres	10 cm	
	+ 45°	+ 170 mètres	2 cm	
	?	?	0	
217	0°	0	28,9 cm	33 %
(1)	+ 5°	+ 19 mètres	13,9 cm	
	+ 10°	+ 38 mètres	7,9 cm	
	+ 13° <sup>4</sup>	+ 53 mètres	5,4 cm	
	?	?	0	
130	0°	0	21,5 cm	38 %
(2)	+ 9°	+ 20 mètres	8,2 cm	
	+ 18°	+ 40 mètres	3,6 cm	
	+ 20°	+ 45 mètres	3,0 cm	
	?	?	0	
190	0°	0	25 cm	45 %
(1)	+ 7°	+ 25 mètres	10 cm	
	+ 30°	+ 112 mètres	7 cm	
	+ 35°	+ 132 mètres	5 cm	
	?	?	0	
190	0°	0	25 cm	45 %
(1)	+ 23°	+ 80 mètres	8 cm	
	?	?	0	
160	0°	0	0 cm	20 %
(2)	+ 5°	+ 13 mètres	6 cm	
	+ 13°	+ 37 mètres	6 cm	
170	0°	0	4 cm	0 %
(1)	5°	?	?	

(1) Mesures faites sur des bornes en ciment mises en place avant le dépilage.

(2) Mesures faites directement sur des routes goudronnées.

l'arrêt de l'exploitation, il passe progressivement par zéro et atteint souvent des valeurs positives plus ou moins importantes.

Ces valeurs dépendent en particulier du taux de défrètement réalisé dans la bande limitant la zone dépilée.

— Le tableau suivant montre l'importance qu'il y a à creuser le minimum de galeries dans les bandes fermes limitant les stots de protection.

— La connaissance de l'angle d'influence maximum permet d'implanter correctement un stot de protection puisque sa surface est égale à la surface de la zone à protéger dilatée dans toutes les directions d'une grandeur égale à  $CB = H \operatorname{tgi}$  ( $H$  étant l'épaisseur du recouvrement).

## II. CALCUL DU STOT

Il s'agit de calculer les dimensions des piliers et des bandes de façon à ce qu'ils ne s'effondrent pas sous la charge imposée. De plus, il faut dimensionner les îlots de façon à éviter que le foudroyage ne perce au jour. On voit donc qu'en tout état de causes, il faut connaître les caractéristiques mécaniques de la couche exploitée et de ses épontes, en particulier la résistance à la compression sous charge permanente mesurée sur des éprouvettes cylindriques de  $100 \text{ cm}^2$  de section et deux fois plus hautes que larges. Soit :

- R, cette résistance à la compression,
- H, la hauteur du recouvrement,
- $d$ , le poids spécifique du recouvrement.

### 1° CALCUL D'UN STOT EXPLOITÉ PAR LA MÉTHODE DES ÎLOTS (fig. 111)

#### a) *Problème du dimensionnement des îlots.*

Ce problème semble être résolu. Les conclusions sont les suivantes : Il n'y a pas d'affaissement de surface à l'aplomb de tout îlot dont une des dimensions est inférieure ou au plus égale à  $0,4 H$  ( $H$  = hauteur du recouvrement). Nous rappelons en outre que la méthode des îlots ne convient qu'aux recouvrements supérieurs à 130 m.

Ainsi, une surface dépilée de forme carrée ne s'effondre pas jusqu'au jour si le côté du carré est inférieur ou égal à  $0,4 H$ . De même, un îlot rectangulaire dépilé, dont la largeur est inférieure ou égale à  $0,4 H$ , n'entraîne aucun affaissement de surface. Théoriquement sa longueur n'intervient pas. Par précaution, il est préférable d'éviter les îlots trop longs et nous conseillons de limiter leur longueur à  $H$ .

Si le stot de protection intéresse plusieurs couches superposées, bien entendu on superposera les îlots et les bandes fermes. Les dimensions de l'îlot seront toujours déterminées par  $0,4 H$ , avec  $H$  = hauteur du recouvrement de la couche supérieure.

#### b) *Problème du dimensionnement des bandes fermes ceinturant les îlots.*

Tout d'abord nous rappelons que tout îlot doit être ceinturé obligatoirement sur ses quatre côtés et par une bande ferme. Connaissant la



résistance à la compression de la couche exploitée et de ses épontes, pour calculer l'épaisseur des bandes fermes, il faut :

— évaluer les charges qui vont s'établir sur la bande ferme. Pour cela, il faut connaître la hauteur atteinte par le foudroyage à l'aplomb des flots. Nous avons décrit, page 167, la méthode de mesure que nous comptons employer pour parvenir à ce but.

— étudier la loi de répartition de ces charges en contraintes unitaires tout le long de la section droite de la bande ferme. Nous travaillons à cette question, non encore résolue, de façon absolument satisfaisante.

Pour l'instant, nous nous contentons de calculer les bandes fermes en admettant une loi de répartition uniforme des contraintes et un coefficient de sécurité arbitraire de trois. Toutes les autres grandeurs sont mesurables.

Nous donnons ci-dessous notre méthode actuelle de calcul des bandes fermes :

— tout d'abord, nous connaissons par les mesures sismiques, la hauteur de la cloche (voir page 170). On peut donc calculer le poids des terrains reposant sur chacun des bancs formant la base de la bande ferme (c'est-à-dire chacun des bancs situés à moins de vingt-cinq mètres environ du mur de la couche exploitée). On vérifie, après avoir multiplié ce poids par trois (coefficient arbitraire de sécurité) que la contrainte unitaire obtenue est inférieure à  $R =$  résistance à la compression, de chacun de ces bancs. On voit donc qu'il faut connaître la résistance mécanique non seulement de la couche, mais des premiers bancs qui la surmontent. C'est pour obtenir facilement cette résistance que nous terminons la mise au point d'une méthode permettant de relever *in situ* et dans des trous de mine les caractéristiques mécaniques des roches (voir page 172).

Quand il s'agira de couches superposées, on vérifiera que le poids des terrains, multiplié par trois, engendre une contrainte unitaire inférieure à la résistance mécanique dans chacun des bancs, c'est-à-dire dans chacune des couches, dans chaque intercalaire et dans les premiers bancs surmontant la couche supérieure.

Pour calculer la largeur des bandes fermes formant limite du stot, on prendra (si le défilage des régions voisines n'est pas encore effectué) un coefficient de sécurité de 3,5. Il faut en effet tenir compte du fait que les bandes fermes formant limite supporteront d'une part le poids des terrains situés au-dessus des cloches et, d'autre part, les contraintes dues au défilage lorsque le front passera en bordure.

Les calculs sont les suivants :

soit  $R$  = la résistance à la compression en tonnes par  $m^2$  du banc étudié,

$Q$  = la charge en tonnes au m courant de bande ferme engendrée par les terrains restés intacts au-dessus de l'îlot. En planimétrant le contour des terrains restés intacts au-dessus de l'îlot sur un plan à l'échelle donnant une coupe de recouvrement, on obtient une surface en  $m^2$ . En multipliant cette surface par  $d$ , on a la charge  $Q$  cherchée en tonnes.

$h$  = la hauteur du recouvrement surmontant le banc considéré.

$d$  = poids spécifique des roches constituant le recouvrement =  $2,5 \text{ T/m}^3$ .

$x$  = la largeur cherchée de la bande en m.

La contrainte unitaire totale engendrée dans la bande ferme vaut :

$$N = h d + \frac{Q}{x}$$

Cette contrainte  $N$  multipliée par 3 (coefficient de sécurité) doit être inférieure à la résistance à la compression du banc étudié, ce qui donne :

$$x > \frac{3 Q}{R - 3 h d}$$

— Si nous ne connaissons ni la forme de la cloche, ni les caractéristiques mécaniques des roches, on adoptera la formule empirique suivante :

$$x > P + 0,2 H$$

$P$  = somme des puissances des couches exploitées et des intercalaires. Dans cette formule,  $P$  ne sera jamais inférieur à 12 m, même s'il n'y a qu'une couche exploitée.

$H$  = hauteur de recouvrement de la couche *inférieure* exploitée.

*Exemple* : soit un stot de protection intéressant trois couches : Jaune Sauvage Grise et Brune.

— La somme des puissances des couches et des intercalaires donne 25 m. Le recouvrement  $H$  de la couche supérieure est de 180 m. Celui de la couche inférieure est de 205 m.

— La largeur des îlots sera de  $0,4 H = 70 \text{ m}$ .

— Les mesures sismiques ont donné le profil de la cloche. En planimétrant les terrains restés intacts sur un dessin à l'échelle de la cloche et du recouvrement, on trouve que une bande ferme doit approximativement supporter, en plus de son propre poids, un poids de 10 000 tonnes par m courant de bande ferme.

soit un banc situé à 170 m de profondeur, dont  $R = 2000 \text{ T/m}^2$  :

$$x \geq \frac{30\ 000}{2\ 000 - 1\ 275} = 41 \text{ m}$$

soit un autre banc situé à 180 m de profondeur, dont  $R = 1900 \text{ T/m}^2$

$$x \geq \frac{30\ 000}{1\ 900 - 1\ 350} = 55 \text{ m}$$

soit un autre banc situé à 200 m de profondeur, dont  $R = 3\ 000 \text{ T/m}^2$  :

$$x \geq \frac{30\ 000}{3\ 000 - 1\ 500} = 20 \text{ m}$$

soit un autre banc situé à 210 m de profondeur, dont  $R = 2\ 500 \text{ T/m}^2$  :

$$x \geq \frac{30\ 000}{2\ 500 - 1\ 575} = 33 \text{ m}$$

On passe ainsi en revue les différents bancs et on prend comme largeur de bande le chiffre trouvé le plus élevé, ici 55 m.

Si nous avions ignoré la forme de la cloche, nous aurions appliqué la formule empirique :

$$x \geq P + 0,2 H = 66 \text{ m}$$

2° CALCUL D'UN STOT EXPLOITÉ PAR LA MÉTHODE DES PETITS PILIERS (fig. 109) OU PAR LA MÉTHODE DES DÉPILAGES ALTERNES (fig. 110).

Soit  $S$  = la surface exploitée par petits piliers,

$S_1$  = la surface totale de tous les petits piliers restés en place,

$S_2$  = la surface exploitée.

On a donc :  $S = S_1 + S_2$ .

$t$  = taux de défrètement dans la surface exploitée par petits piliers.

$$t = \frac{S_2}{S} \times 100 = \frac{S - S_1}{S} \times 100$$

$d$  = poids spécifique du recouvrement.

$H$  = hauteur du recouvrement.

$R$  = résistance à la compression de la couche exploitée.

La contrainte unitaire moyenne agissant sur les petits piliers est donc :

$$N = \frac{S d H}{S_1} = \frac{100 d H}{100 - t}$$

On admet un coefficient de sécurité de 3 et on vérifie que :

$$3 N \leq R$$

ce qui donne le taux de défruitement cherché :

$$t \leq 100 - \frac{300 d h}{R}$$

On admettra de plus que  $t$  ne sera jamais supérieur à 60 % dans le cas des mines de fer de Lorraine.

Si on adopte la méthode des dépilages alternés, les piliers sont constitués, non seulement de minerai, mais également des deux ou trois premiers bancs qui surmontent la couche. Il faut donc procéder, suivant le principe de la page précédente, en calculant le taux de défruitement pour chacun de ces bancs et pour la couche elle-même. On prendra le taux de défruitement trouvé le plus faible. La méthode des dépilages alternés ne convient pas si le stot comporte plusieurs couches superposées à exploiter.

*Exemple*

$$H = 120 \text{ m}$$

$$d = 2,5 \text{ T/m}^3$$

$$R = 1\,800 \text{ T/m}^2$$

$$t \leq 100 - \frac{300 \times 300}{1\,800}$$

$$t \leq 50\%$$

Pour calculer la *bande ferme* ceinturant la zone exploitée par petits piliers, on applique la formule empirique du paragraphe précédent :

$$x \geq P + 0,2 H = 12 + 24 = 36 \text{ m}$$

### C) COMMENT PROCÉDER AU DÉPILAGE D'UNE ZONE OU L'ON VEUT LIMITER LES DÉGÂTS DE SURFACE

On peut être amené à dépiler une zone sur laquelle se trouve, par exemple, un bâtiment isolé, une route d'intérêt secondaire dont la protection n'est pas imposée, une canalisation (pipe-line) etc...

L'observation des règles suivantes semble devoir entraîner une *limitation* sensible des dégâts en surface :

a) orienter le front de dépilage parallèlement à la plus grande dimension de l'édifice à protéger.

Ainsi, il est préférable d'avoir le front de dépilage parallèle à la route.

b) en arrivant à l'aplomb de l'édifice à protéger, éviter autant que possible d'arrêter quelque temps le front de dépilage. L'effet de charnière, nuisible par définition puisqu'il engendre des tractions particulièrement nocives, se fait d'autant plus sentir qu'on laisse le temps aux terrains de fléchir autour de la ligne horizontale formée par la ligne de

foudroyage. En d'autres termes, il y a intérêt à déplacer rapidement son front sous une zone où l'on veut limiter les dégâts de surface.

c) il est préférable, lorsqu'on dépile sous un bâtiment isolé, de décharger les étages de celui-ci de toutes les denrées lourdes (récoltes) et d'étaier les portées de poutre trop grandes. En Allemagne et en Angleterre on prend, en outre, la précaution de disposer (préalablement au passage de la ligne de foudroyage) des tirants d'acier ceinturant complètement le bâtiment.

## V. — Méthodes d'exploitation des couches superposées dans les mines de fer de Lorraine

### I) CAS D'UN QUARTIER VIERGE

— Lorsque deux ou plusieurs couches sont exploitables et lorsque l'intercalaire (banc de stérile séparant deux couches) ne peut être chargé en même temps que le minerai des couches adjacentes, il est nécessaire, et c'est l'évidence même, de commencer d'exploiter la couche supérieure. Lorsque cette couche supérieure est dépilée, on passe ensuite au traçage et au dépilage de la couche immédiatement inférieure et ainsi de suite. La seule précaution à prendre est d'éviter, dans toute la mesure du possible, de creuser des galeries ou des traçages dans les couches inférieures préalablement au passage (à leur aplomb) d'un front de dépilage dans une des couches supérieures. Toute galerie de couche inférieure subsistant les culées Avant et Arrière d'un front de dépilage passant au-dessus d'elle est toujours maltraitée (1). Dans la majorité des cas, cette galerie s'effondre et doit être relevée. Quelquefois même, elle doit être abandonnée.

— Lorsque l'intercalaire séparant deux couches peut être chargé en même temps que celles-ci on peut opérer de deux manières :

a) Tracer et dépiler immédiatement sur toute la hauteur des deux couches en boulonnant le toit et une partie des parements. (Il semble raisonnable de ne pas dépasser 7 m. de puissance).

Cette méthode a l'avantage de rendre le minerai extrait plus homogène, l'intercalaire pauvre étant exploité au même moment avec les

---

(1) Toute galerie d'une couche inférieure soumise aux effets du passage d'un front de dépilage en couche supérieure subira tout d'abord une mise en charge due à la culée Avant, puis une décharge totale due à la zone de détente, puis une remise en charge due à la culée Arrière, suivie d'une nouvelle décharge. Cette succession de mises en charge suivies de décharges est particulièrement nocives.

deux couches. Dans les méthodes décrites au paragraphe suivant, l'intercalaire n'est chargé qu'au cours, soit du dépilage, soit du traçage et la teneur du minerai subit forcément des variations.

b) Creuser les galeries, chambres ou traçages, dans une seule des deux couches, soit la couche supérieure, soit la couche inférieure. On procède ensuite au dépilage simultané des deux couches en effectuant le défonçage de la couche inférieure et de l'intercalaire dans la première alternative ou en effectuant l'abattage de la couche supérieure et de l'intercalaire dans la deuxième alternative.

Il faut remarquer que le creusement des galeries, chambres ou traçages dans la couche supérieure permet de boulonner le toit définitif. Avec la deuxième alternative, on s'expose au risque d'être obligé de boulonner le toit de la couche inférieure durant la phase traçage, puis le toit de la couche supérieure, au cours de la phase dépilage.

## II) CAS D'UN QUARTIER DONT LA COUCHE INFÉRIEURE EST DÉJÀ TRACÉE SOUS UNE COUCHE SUPÉRIEURE A EXPLOITER

On ne saurait trop attirer l'attention des exploitants sur les inconvénients résultant du traçage de la couche inférieure avant dépilage de la couche supérieure.

Toutefois, de nombreuses exploitations se trouvent devant la nécessité d'exploiter une couche supérieure, la couche inférieure étant tracée.

A la lumière des résultats obtenus dans les diverses mines ayant exploité deux couches superposées dans ces conditions, on peut essayer de tirer quelques conclusions et des conseils qui n'ont pourtant pas la portée de préceptes infaillibles. Trop de facteurs interviennent pour modifier les conditions d'une réussite ou d'un échec.

### A) MÉTHODES OU L'ON EXPLOITE PARTIELLEMENT LA COUCHE SUPÉRIEURE AVANT LE DÉPILAGE DE LA COUCHE INFÉRIEURE

1) *Méthode où la couche supérieure est exploitée partiellement par quadrillage.* — Dans presque tous les cas, il est bon d'éviter l'exploitation partielle par quadrillage de la couche supérieure en laissant en place des piliers abandonnés.

Au moment du dépilage de la couche inférieure chaque pilier abandonné forme poinçon et de nombreuses chambres doivent être abandonnées. Les ennuis consécutifs à cette méthode sont, bien souvent, supérieurs à ceux que procure le dépilage complet de la couche supérieure. Cette méthode est donc à déconseiller.

La puissance de l'intercalaire joue un rôle certain. Mais des intercalaires de 16 m. de puissance sont insuffisants pour atténuer efficacement les effets nuisibles de poinçonnement des piliers abandonnés, même lorsque le toit de la couche inférieure est excellent.

2) *Méthode où la couche supérieure est exploitée partiellement par élargissement des traçages.* — L'exploitation partielle de la couche supérieure par élargissement des traçages est bien préférable à celle obtenue par refentes successives des piliers ou quadrillage. L'expérience a montré que dans le cas des intercalaires importants (de l'ordre de 10 m), cette méthode donnait d'excellents résultats. Les essais en cours avec intercalaires plus minces sont très prometteurs. Il faut cependant, pour garantir le succès, que le taux de défrètement des traçages de couche inférieure soit  $\leq 35\%$ .

Avec cette méthode, il faut s'astreindre à uniformiser rigoureusement le taux d'exploitation de la couche supérieure. Si certains traçages ou certaines galeries ne sont pas élargis ou élargis seulement sur une certaine longueur, on laisse alors en place, à certains endroits, des piliers plus épais qu'à d'autres. Le poinçonnement qui en résulte conduit à des ennuis en couche inférieure. En outre, il faut imposer la superposition des traçages dans les deux couches.

Le taux de défrètement final de l'ensemble est assez médiocre. Cette méthode peut se justifier lorsque la teneur de la couche supérieure est faible. A notre avis, la tenue de la couche inférieure est mieux garantie (pour les intercalaires compris entre 2,5 m et 10 m) avec les méthodes décrites dans le paragraphe B suivant.

**B) MÉTHODES OU LES TRAÇAGES DE COUCHE INFÉRIEURE  
NE SONT SOUMIS QU'ÀUX EFFETS DE LA CULÉE AVANT  
DÉPILAGE CONCOMITANT DES DEUX COUCHES**

a) *Exploitation simultanée ou concomitante des deux couches, les deux fronts étant superposés.* — La figure n° 7 montre le schéma d'exploitation. Les recoupes sont superposées.

Dans tous les cas cette méthode conduit à préserver totalement ou presque les traçages de la couche inférieure. Ceux-ci, en effet, ne subissent plus les dégâts consécutifs au passage des deux culées en couche supérieure.

Par contre, cette méthode est assez délicate, pour les raisons suivantes :

1° Elle impose une superposition rigoureuse des recoupes et des piliers laissés contre l'éboulement. Ceci nécessite une surveillance et une discipline constantes. Dans certains cas, ces recoupes et ces piliers

sont décalés d'un mètre dans la couche supérieure par rapport à la couche inférieure. Ce léger décalage a pour but de préserver le pilier laissé en couche supérieure contre l'éboulement. Sans ce décalage rentrant, ce pilier peut se déliter rapidement et dans de grandes proportions. Mais les difficultés relatives à la superposition des recoupes et des piliers restent les mêmes.

2° Elle impose une avance de quelques jours dans les travaux de la couche supérieure par rapport à ceux de la couche inférieure. Cette prescription, nécessaire au point de vue sécurité, pour plusieurs raisons faciles à concevoir, est souvent difficile à respecter. On préfère parfois travailler d'abord en couche supérieure et y terminer la recoupe, puis descendre en couche inférieure pour exécuter à l'aplomb le même travail.

3° Il faut, en outre, que l'intercalaire ne soit pas trop mince ni trop épais (compris entre 2,5 m et 7 m.). S'il est trop mince, il n'a pas de maintien ; s'il est trop épais, le foudroyage n'est pas simultanément dans les deux couches.

A l'actif de la méthode, il faut également signaler que les sujétions relatives au torpillage des piliers sont supprimées en couche supérieure. De plus, les ennuis procurés par l'eau sont tous concentrés en couche inférieure et on a l'avantage d'avoir au moins une des deux couches, la couche supérieure, toujours sèche. Enfin, cette méthode permet, dans certains cas, de ne ferrer que la couche inférieure.

b) *Exploitation concomitante des deux couches, les fronts dans chaque couche étant légèrement décalés.* — Nous avons vu (Chap. X figures 89 à 93) qu'entre la culée avant et la culée arrière se trouvait une zone détendue. Si donc on situe la recoupe située en couche inférieure entre la culée avant et la culée arrière du front de défilage de couche supérieure, elle se trouvera dans une zone détendue qui en fait est nocive car elle entraîne la dislocation des terrains fissurés par le passage de la culée Avant résultant du défilage en couche supérieure. Par contre, si l'intercalaire est suffisamment important (supérieur à 6 m) l'effet de détente n'est que partiel et peu sensible en décalant légèrement la recoupe de couche inférieure par rapport à celle de couche supérieure. Ce décalage *ne doit pas être supérieur à 15 m* mais il est suffisant pour se libérer des sujétions dues à la superposition des recoupes.

En d'autres termes, les fronts de défilage des deux couches restent parallèles entre eux mais sont décalés comme précisé sur la figure n° 8 avec, cependant, un décalage beaucoup plus faible que celui indiqué sur cette figure.

Nous rappelons que ce décalage doit être aussi faible que possible sans toutefois conduire à une superposition même partielle des recoupes



et que cette méthode ne semble être applicable qu'avec des intercalaires supérieurs à 6 m (1).

De toute façon, les deux méthodes décrites dans ce paragraphe B sont préférables, bien souvent, à celle dont il sera question dans le paragraphe D qui va suivre.

### C) MÉTHODE OU LES TRACAGES DE COUCHE INFÉRIEURE SONT SOUMIS AUX EFFETS DES CULÉES AVANT ET ARRIÈRE

On dépile tout d'abord la couche supérieure, la couche inférieure déjà tracée subissant les effets des culées avant et arrière consécutives à ce dépilage. Puis, après un temps plus ou moins long, on procède au dépilage de la couche inférieure.

Cette méthode n'exige plus une attention soutenue sur des questions de parallélisme ou de décalage de deux fronts. Elle est plus facile d'emploi à cet égard.

Par contre, le dépilage de la couche supérieure malmène au maximum les chantiers tracés en couche inférieure. Pour diminuer le plus possible ce risque, il y a intérêt à poser en couche inférieure un soutènement avant le passage du front de dépilage en couche supérieure. Le boulochage du toit est indispensable.

Il ne faudra commencer à dépiler en couche inférieure en un point donné que du jour où ce point sera éloigné du front de dépilage en activité en couche supérieure d'une distance égale à  $L$  (distance critique) (Voir pages 177 et 178).

### D) MÉTHODES D'EXPLOITATION UTILISÉES POUR L'EXPLOITATION DE DEUX COUCHES SUPERPOSÉES SÉPARÉES PAR UN INTERCALAIRE MINCE (INFÉRIEUR A 2,5 M)

— Lorsque l'intercalaire est mince et sa teneur acceptable, on peut envisager d'exploiter les deux couches simultanément avec l'intercalaire (comme indiqué dans le § 1 des « Méthodes d'exploitation des couches superposées »). Cette façon de procéder conduit la plupart du temps durant la phase de dépilage, à de grandes hauteurs. Les toits

---

(1) En plus des raisons qui viennent d'être exposées, il faut signaler qu'un intercalaire plus mince résiste difficilement aux effets consécutifs au foudroyage en cours dans la couche supérieure. Des blocs de 50 à 100 tonnes tombant de 3 à 4 mètres de hauteur sur l'intercalaire au droit de la recoupe de couche inférieure, risquent de le malmener s'il est trop mince.

sont alors difficiles à sonder et à purger avec les moyens actuels. Le soutènement suspendu rend de précieux services.

— Lorsque l'intercalaire ne peut pas être chargé en même temps que le minerai, un problème d'exploitation se pose dont la solution correcte, élégante et pratique ne semble pas avoir été trouvée.

On se contente de renforcer l'intercalaire trop mince en portant son épaisseur à 2,50 m. Pour parvenir à ce but, on abandonne une certaine épaisseur de minerai soit au mur de la couche supérieure, soit au toit de la couche inférieure.

### E) RÉSUMÉ

#### CHOIX D'UNE MÉTHODE D'EXPLOITATION EN TENANT COMPTE DE LA PUISSANCE DE L'INTERCALAIRE

Là encore, on ne peut pas tirer des conclusions conduisant à des directives infaillibles. Les limites d'épaisseur précisées dans ce paragraphe ne sont que des ordres de grandeur. Dans tous les cas, il faut superposer les traçages dans les deux couches.

#### 1° *Si l'intercalaire a moins de 2,5 m d'épaisseur :*

Suivant la teneur de cet intercalaire, on peut envisager :

— soit l'exploitation des deux couches et de l'intercalaire en une fois (l'intercalaire étant mélangé au minerai) ;

— soit l'exploitation des deux couches séparément à la condition bien entendu d'avoir renforcé l'intercalaire trop mince en abandonnant soit une planche de minerai au toit de la couche inférieure, soit une planche de minerai au mur de la couche supérieure, de façon à porter l'intercalaire à 250 m d'épaisseur. On utilisera alors la méthode d'exploitation écrite dans le paragraphe suivant.

#### 2° *Si l'épaisseur de l'intercalaire est comprise entre 2,5 m et 6 m :*

Il faut envisager l'exploitation concomitante ou simultanée des deux couches, les recoupes étant superposées. On peut à la rigueur utiliser cette méthode avec des intercalaires de 7 à 8 m.

#### 3° *Si l'épaisseur de l'intercalaire est supérieure à 6 m :*

Il faut envisager l'exploitation des deux couches en même temps, les deux fronts étant parallèles et très peu distants l'un de l'autre : au maximum 15 m.

Avec des intercalaires de l'ordre de 6 m et plus, on peut également envisager l'exploitation de la couche supérieure par élargissement des tra-

çages. Il faut superposer, là aussi, les traçages dans les deux couches (1).

Dans tous les cas, et avec tous les intercalaires, la méthode où les deux fronts sont décalés de plus de L peut être employée. Les dégâts causés aux traçages de couche inférieure sont alors importants. Ils sont fonction de l'épaisseur de l'intercalaire et de la nature du toit immédiat de la couche inférieure. Par contre, le dépilage lui-même de la couche inférieure (sauf dans les cas des intercalaires minces et de mauvais foudroyage de la couche supérieure) est relativement facile.

Dans presque tous les cas, la généralisation du soutènement suspendu placé à forte densité dans les traçages de couche inférieure  $L/2$  avant le passage du front de dépilage de couche supérieure est très recommandable. Ce mode de soutènement sera quelquefois insuffisant, en particulier lorsque les traçages sont trop larges (6 m. et plus).

## VI. — Application des données précédentes à la comparaison des méthodes d'exploitation par taille et par chambres et piliers

Au cours de nombreux voyages d'étude dans différents bassins miniers, tant en France qu'à l'étranger, nous avons pu souvent constater que certains facteurs militaient en faveur de l'une ou de l'autre méthode. Nous avons cru utile de faire part ici de nos observations sur cette importante question. Nous n'étudierons le problème que du point de vue tenue des terrains sans aborder son aspect économique.

En nous rapportant aux données précédentes, ainsi qu'aux observations et mesures faites, soit par d'autres auteurs, soit par nous-mêmes, il semble qu'on puisse affirmer (voir fig. n° 102) que normalement, la recoupe comme l'allée de taille, se trouvent en dehors de la zone la plus comprimée de la culée Avant : elles peuvent même, dans certains cas, se trouver déjà dans la zone de détente. En effet, le rideau bien dimensionné et les étançons de la taille constituent un appui tendre comparé au massif. Il s'en suit que les contraintes de pression, trouvant un appui qui se « dérobe » dans le rideau et les étançons de la taille, sont obligés de se reporter sur le massif. C'est pourquoi nous avons constaté qu'il fallait avoir des rideaux juste assez faibles pour pouvoir se « dérober », sinon la recoupe restait en pleine culée de pression et était exploitée très difficilement. De même, les étançons d'une taille doivent constituer des points d'appui « juste assez faibles » pour pouvoir se dérober dans

---

(1) La méthode consistant à élargir les traçages de couche supérieure est celle qui procure l'exploitation la plus facile à conduire. Par contre, le taux de défruitement est assez médiocre.

les mêmes proportions que le massif, sinon les allées de la taille resteront en pleine culée de pression. Il s'en suit que la rigidité des étançons, comme les dimensions des rideaux, seront fonction de la « rigidité » de la couche, beaucoup plus que de la rigidité des épontes.

En résumé, cette nécessité d'avoir soit un rideau, soit des étançons qui constituent des points « faibles » par rapport au massif est une condition nécessaire, tant pour la méthode des chambres et piliers que pour la taille. Par contre cette condition n'est pas suffisante. Il faut, de plus, que les caractéristiques du toit soient telles qu'on obtienne le foudroyage le plus tôt possible, soit après le torpillage du rideau, soit après le déboisage de la dernière allée de la taille. Sinon, des porte-à-faux plus ou moins importants prennent naissance et les rideaux et étançons sont soumis à des contraintes qui peuvent devenir très importantes.

Cette dernière exigence est bien plus facilement satisfaite avec la méthode des chambres et des piliers qu'avec la taille.

En effet, dans la méthode des chambres et piliers, il faut un certain temps pour creuser une recoupe et exploiter un rideau, si bien qu'il se passe plusieurs postes et même plusieurs jours (avant la constitution du rideau) pendant lesquels le toit trouve le temps de se casser sans dommage pour l'exploitation. A la rigueur, on peut même attendre plusieurs jours avant d'attaquer une recoupe après torpillage de la tranche précédente. Et, à la limite, lorsque cette attente devient trop longue, on supprimera le foudroyage en laissant des piliers suffisamment gros pour soutenir le recouvrement. C'est ce qui se passe en particulier dans les Mines de Fer de l'Ouest qui ont un toit et un minerai très résistant.

Avec la taille, ces attentes ne sont pas possibles sans dommage pour les étançons et pour l'extraction : il faut donc, ou que le foudroyage ait lieu immédiatement après l'enlèvement des étançons d'une allée, ou qu'il soit possible de supprimer le foudroyage grâce au remblayage.

#### a) CAS DE FOUROYAGE :

Un foudroyage immédiat n'est possible qu'avec un toit préalablement fissuré (fissuration préalable de Labasse).

Cette fissuration préalable doit se faire au-dessus du massif et non sur les étançons qui seraient alors soumis à des contraintes trop fortes. Mais la fissuration préalable ne peut se faire que si la couche peut, sous les pressions, se déformer et se fissurer suffisamment, entraînant ainsi la fissuration du toit qui surplombe la couche en exploitation.

Dans nos mines à faible profondeur, où les pressions ne sont pas considérables, il faut donc n'ouvrir une taille que dans une couche tendre,

les idées, mais sans prétendre à la précision, nous pensons que les chambres et piliers peuvent convenir jusqu'à 400 m. et plus rarement jusqu'à 500 m. de profondeur. De 0 à 40 m., il y a lieu d'envisager bien souvent l'exploitation par ciel ouvert.

*La méthode d'exploitation par taille convient surtout aux grandes profondeurs. Plus la couche et ses épontes sont tendres, plus elle sera employée à faible profondeur.* Il faut que les pressions engendrées par le poids du recouvrement soient suffisantes pour conduire à la fissuration préalable du toit au-dessus du massif avoisinant le front de taille. Malheureusement, ces pressions sont, la plupart du temps, déjà assez élevées pour nécessiter un soutènement coûteux dans les galeries d'accès à la taille.

Nous pensons que la taille peut convenir aux couches tendres, surmontées d'un toit tendre, exploitées à plus de 150 ou 200 m. de profondeur et qu'elle devient bien souvent indispensable lorsque le recouvrement dépasse 500 m., quelle que soit la dureté de la couche et de ses épontes.

Les chiffres en question ne sont que des ordres de grandeur et il sera facile à certains mineurs de citer telle ou telle exploitation qui ne rentre pas dans les normes en question. En effet, mais assez exceptionnellement, semble-t-il, on peut rencontrer des tailles fonctionnant à 100 m. de profondeur en couche et toit particulièrement tendres ou initialement fortement clivés, ce qui remplace la fissuration préalable. De même, on rencontre des mines exploitant par la méthode des chambres et piliers à 600 ou 800 m. de profondeur en couches et toits très résistants ou particulièrement « plastiques », c'est-à-dire très déformables. Enfin, ces raisonnements ne sont valables qu'en couche en plateure ou faiblement pentée ; ils ne sauraient convenir dans les dressants par exemple.

\* \* \*

D'après des raisonnements, on voit qu'il existe, en règle générale, un domaine commun où l'on peut hésiter parfois entre la taille ou les chambres et piliers. Les raisons qui guideront le choix des exploitants seront désormais du domaine économique.

Ainsi, nous avons pu voir dans les mines de Potasse d'Alsace dans certaines Houillères de l'Alabama (U. S. A.) et dans les Houillères de la Nouvelle Ecosse (Canada) que les exploitants cherchaient par tous les moyens à maintenir le plus profondément possible l'exploitation par chambres et piliers qui s'avérait supérieure au point de vue rentabilité, à l'exploitation par taille même très mécanisée lorsque les deux conditions énoncées plus loin étaient satisfaites. On a d'ailleurs constaté dans toutes ces mines les faits suivants :

A faible profondeur, toutes ces exploitations utilisaient la méthode d'exploitation par chambres et piliers.

A grande profondeur, les exploitants étaient contraints de passer à la taille.

A profondeur moyenne, ces mines usaient de tous les artifices possibles et imaginables pour utiliser de préférence les méthodes d'exploitation par chambres et piliers.

En effet, lorsque les conditions énoncées ci-dessous sont remplies, il semble que les prix de revient obtenus dans les quartiers exploités par la méthode des chambres et piliers, avec dépilage ou non, soient nettement plus avantageux que ceux obtenus dans les quartiers en taille, même très mécanisés.

1<sup>o</sup> CONDITION : Il faut avoir une couche faiblement pentée (moins de 20<sup>o</sup>) ou en plateure et ayant plus de 1 m. d'ouverture. Dans ces conditions, on peut utiliser des équipements puissants, circulant soit sur pneus, soit sur chenilles. Ces équipements, tout en se passant de voie ferrée dans les chantiers en activité, permettent une concentration et une production équivalentes et souvent supérieures à celles obtenues dans une taille très mécanisée. Cette production est en outre beaucoup plus régulière et plus souple puisque celle-ci peut facilement être obtenue à chaque poste.

2<sup>o</sup> CONDITION : Le toit de cette couche doit être tel que durant la durée d'ouverture des travaux, on puisse se contenter du boulonnage (soutènement suspendu) à l'exclusion de tout boisage systématique, soit par chandelles, soit par cadres et ceci avec au moins 3 m. de largeur de galeries ou de chambres.

Pour satisfaire à cette deuxième condition, les mines en question agissaient sur les deux paramètres suivants :

a) réduction du temps d'exploitation d'une chambre, soit en diminuant sa longueur, soit en augmentant la concentration des travaux, soit en utilisant des machines à grand débit.

b) augmentation artificielle de la rigidité du toit par rapport à celle de la couche. Pour ce faire, on trace sur des surfaces réduites des traçages ou chambres séparées entre elles par des *piliers minces*. Ces piliers sont juste assez minces pour pouvoir s'écraser légèrement, de façon à permettre au toit de reposer sur des appuis nettement tendres. Comme nous l'avons vu dans le Chapitre V (Massif Stratifié), un toit même tendre tient bien s'il repose sur une couche plus tendre que lui.

Si ces deux artifices utilisés séparément ou conjointement ne permettaient pas de se passer des chandelles ou des cadres, malgré le boulonnage, les exploitants utilisaient alors la taille.

CONCLUSIONS SUR LA MÉTHODE D'EXPLOITATION PAR CHAMBRES ET PILIERS DANS LE CAS DES MINES DE FER DE LORRAINE.

Les Mines de Fer de Lorraine exploitent leur gisement par la méthode des chambres et piliers avec foudroyage depuis 60 à 70 ans, c'est-à-dire pratiquement depuis le début de la mise en exploitation du gisement. L'expérience est là pour nous prouver que cette méthode convient parfaitement à nos conditions. Les améliorations successives apportées, dont la dernière en date a été l'introduction du soutènement suspendu, conduisent de plus en plus à assurer la sécurité du personnel et la régularité de marche de l'exploitation.

Par contre, nous sommes convaincus de la nécessité d'améliorer et même de modifier, non pas les principes, mais les détails de la méthode utilisée dans le bassin.

A) On ne peut pas dire qu'en couche très puissante la méthode actuelle conduite à des résultats très sûrs. Nous croyons qu'en ce domaine les facteurs d'améliorations les plus certains sont :

a) augmentation de la vitesse de défrètement des recoupes, c'est-à-dire diminuer la durée de vie des recoupes qui ne devrait pas dépasser une semaine.

b) intensification du boulonnage des recoupes. Des essais très intéressants ont lieu dans le bassin pour forer par exemple les trous d'ancrage en prolongeant les trous de mine forés verticalement dans la planche au toit. La partie inférieure de ces trous sert à l'abatage de la planche au toit, la partie supérieure au boulonnage.

c) suppression des planches du toit de moins de 250 m d'épaisseur. Il vaut mieux creuser une chambre de dépilage directement à grande hauteur que d'avoir au-dessus de sa tête une planche au toit de 1,50 m d'épaisseur par exemple. Tant que l'on n'a pas commencé à tirer dans cette planche, sa tenue peut être parfaite. Mais une fois le tir d'abatage commencé, il n'est pas rare de constater qu'une planche de faible épaisseur (moins de 2,50 m) se décolle alors du toit très facilement. Mais son épaisseur est tout de même encore trop grande pour « répondre » correctement au sondage. D'où un danger difficilement décelable que l'on peut combattre en boulonnant cette planche. Cela conduit alors à un double boulonnage l'un avant, l'autre après l'abatage de la planche au toit.

d) suppression de toutes les anomalies dues à une géométrie du front défectueuse. Nous avons parlé de cette question au début de ce chapitre. Nous pensons qu'en couche puissante plus qu'ailleurs, il faudrait copier pour la géométrie de la ligne de foudroyage, la forme des lignes d'iso-affaissements qui apparaissent au jour, les impératifs de l'exploita-





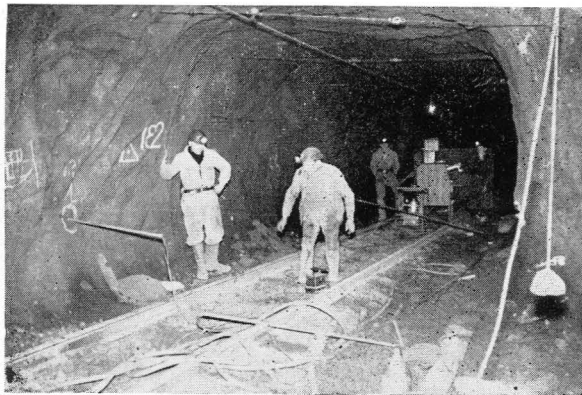


FIG. 51. — Mesure de la vitesse de "propagation" du  $\Gamma$  entre deux trous de mine. On voit au premier plan, sortant d'un trou de mine, la canne portant le détonateur.

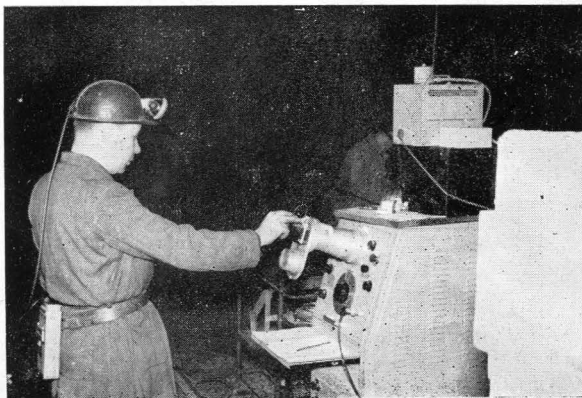


FIG. 52. — Vues de l'appareil en fonctionnement dans une des galeries de la mine de Bezeilles.

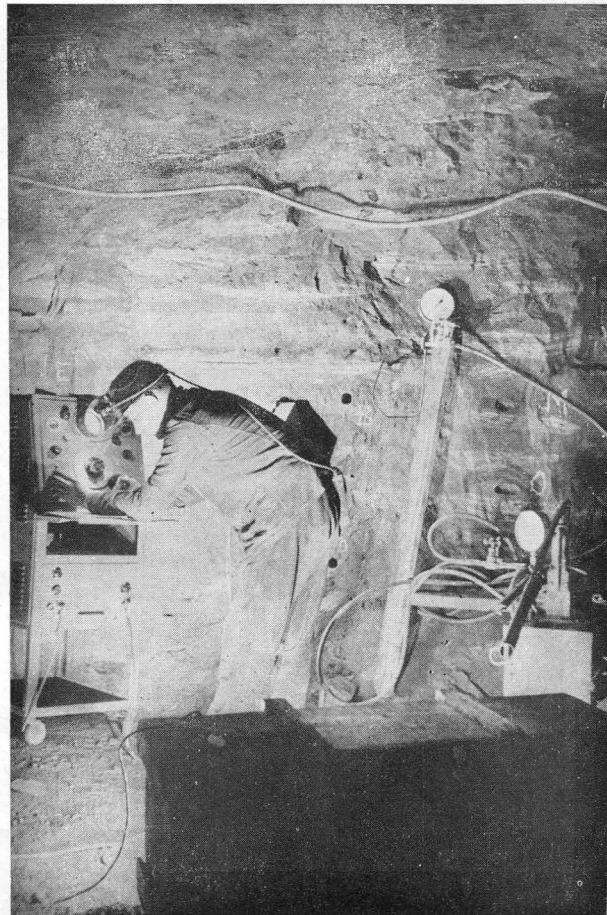


FIG. 52 bis. — Essais effectués sous un vérin plat.

## ANNEXE III

### LES MESURES EN COURS ET A ENTREPRENDRE

---

#### I) COMPORTEMENT DU SOUTÈNEMENT SUSPENDU

Il va sans dire que les quelques notions explicitées dans cette thèse ne sont rien à côté de celles qu'il reste à découvrir. En d'autres termes, le travail à entreprendre dans ce domaine est considérable. Aussi, fixer un programme de recherche, en matière de pressions de terrains, c'est s'exposer à avoir des ambitions irréalisables. Il est pourtant nécessaire de préciser un peu les domaines de nos investigations actuelles, ne serait-ce que dans le but d'entrer en relation avec des chercheurs attirés par les mêmes questions.

Une question capitale retient à l'heure actuelle notre attention, c'est *la détermination de la poussée au vide* de toute excavation minière (V. chap. V, Galeries circulaires. Déformations). Les buts pratiques à retirer d'une telle étude est le calcul rationnel d'un soutènement capable de minimiser les effets de la poussée au vide.

Il est peu probable, inutile, et sans doute pratiquement impossible d'empêcher cette poussée au vide ; depuis la plus haute antiquité, l'art des mines consiste à éviter, ou ralentir, ou limiter les dégâts qui résultent de cette poussée au vide.

Des techniques récentes, comme le soutènement suspendu, apportent de nouvelles possibilités surtout pour les mines de Fer de Lorraine.

Enfin, sur le plan général, il reste à déterminer rationnellement un soutènement quelconque.

Pour toutes ces raisons, nos recherches comprennent à l'heure actuelle, les buts suivants :

a) Mesure des déplacements vers le vide. Pour ce faire nous disposons dans les toits et les parements des tiges d'acier ancrées à diverses profondeurs et dont nous mesurons les déplacements par rapport aux parements ou au toit de la galerie.

Ces déplacements vers le vide se font surtout immédiatement après le tir et ne sont donc pas mesurables avec cette technique puisque les trous où sont logées les tiges d'acier n'ont pu être forés. D'ailleurs, pratiquement, cela n'a pas d'importance car on sera toujours obligé de poser le soutènement après le tir, c'est-à-dire, après l'amorçage des déplacements vers le vide.

Par contre, les déplacements mesurés sont ceux qui sont susceptibles d'être encaissés par le soutènement. Il s'agit des déplacements, résultant d'une part, de l'effet du temps et d'autre part, de l'accroissement des contraintes, par exemple, du fait de l'approche d'un front de dépi-lage perturbant le régime initial des contraintes.

Un point très important est l'effet de vieillissement dû au temps. Nous avons déjà signalé que toute roche soumise à contrainte ne se déforme pas instantanément mais cette déformation se poursuit dans le temps et, d'après nos mesures, cette déformation se poursuit indéfiniment sans jamais s'annuler. M. SCHWARTZ, Professeur à l'Ecole des Mines de Nancy, semble avoir prouvé que ces déformations suivent, en fonction du temps, une loi logarithmique. Les déformations dans une roche se poursuivent indéfiniment tant que les contraintes existent et à la condition toutefois que la roche puisse se dilater au moins dans une direction libre, ce qui est le cas pour la roche constituant le toit et les parements d'une galerie.

b) Mesure de l'influence du soutènement suspendu sur la poussée au vide.

Nous disposons de nombreux dynamomètres équipant les tiges de soutènement suspendu et destinés à mesurer les efforts de traction auxquels ces tiges sont soumises.

En plus de ces efforts, nous mesurons les déplacements vers les vides comme dit plus haut.

Ces mesures nous permettront sans doute de mettre en évidence le rôle et le comportement exact des boulons d'ancrage.

D'après la théorie actuelle, les boulons d'ancrage disposés dans un toit améliorent le comportement de ce dernier en constituant, à l'aide des différents bancs rendus solitaires par les boulons, une poutre épaisse résistant beaucoup mieux aux efforts.

Nos premières mesures tendent à prouver que les boulons ont surtout à lutter contre la poussée au vide, comme expliqué au chapitre V. La question qui se pose actuellement est de savoir si les boulons sont capables de diminuer ou d'empêcher cette poussée au vide. Il se peut, par contre, que les boulons soient incapables de lutter efficacement contre cette poussée au vide et qu'ils se bornent à soutenir les roches disjointes par elle.

On conçoit immédiatement que les efforts étant très différents dans les deux cas, le comportement des boulons et les exigences imposées à leur égard seront également très différents.

Nous inclinons dès maintenant à penser que les boulons ne peuvent lutter contre les poussées au vide qui engendrent des dilatations de ter-

rain amenant très rapidement le boulon à dépasser sa limite élastique et, dans les cas extrêmes, à se rompre.

Pour pallier cet inconvénient, il y a intérêt pour les raisons déjà exposées au chapitre V. — Paragraphe « Applications des données du calcul théorique aux galeries circulaires » :

— à rendre « souple » un boulon, soit en le munissant d'un chapeau de bois ou de plaque métallique aux bords relevés et formant ainsi ressort.

— à ne pas trop serrer les boulons au moment de la pose.

## II) MODÈLES RÉDUITS :

Quelques auteurs ont déjà étudié le problème des pressions de terrain à l'aide de modèles réduits. Malheureusement, presque tous les essais entrepris l'ont été en constituant les modèles avec une matière homogène s'éloignant par trop des conditions des massifs stratifiés.

Nous avons, en projet, la mise sur pied d'un programme d'étude sur modèles réduits constitués de bancs superposés à caractéristiques mécaniques variables.

Nous bornerons là, cette énumération de nos projets immédiats, car nous savons par expérience qu'il y a beaucoup de chemin à parcourir entre les « idées » relevant d'un projet et la réalisation des essais correspondants. Trop de difficultés surviennent à tout moment, ne serait-ce que l'éternelle faiblesse des moyens dont on dispose. La seule façon, croyons-nous de pallier ces inconvénients, serait d'aborder ces études sur une échelle beaucoup plus vaste que celle d'un Bassin Minier qui n'offre jamais des conditions de terrain assez variables pour pouvoir étudier les problèmes dans leur ensemble.

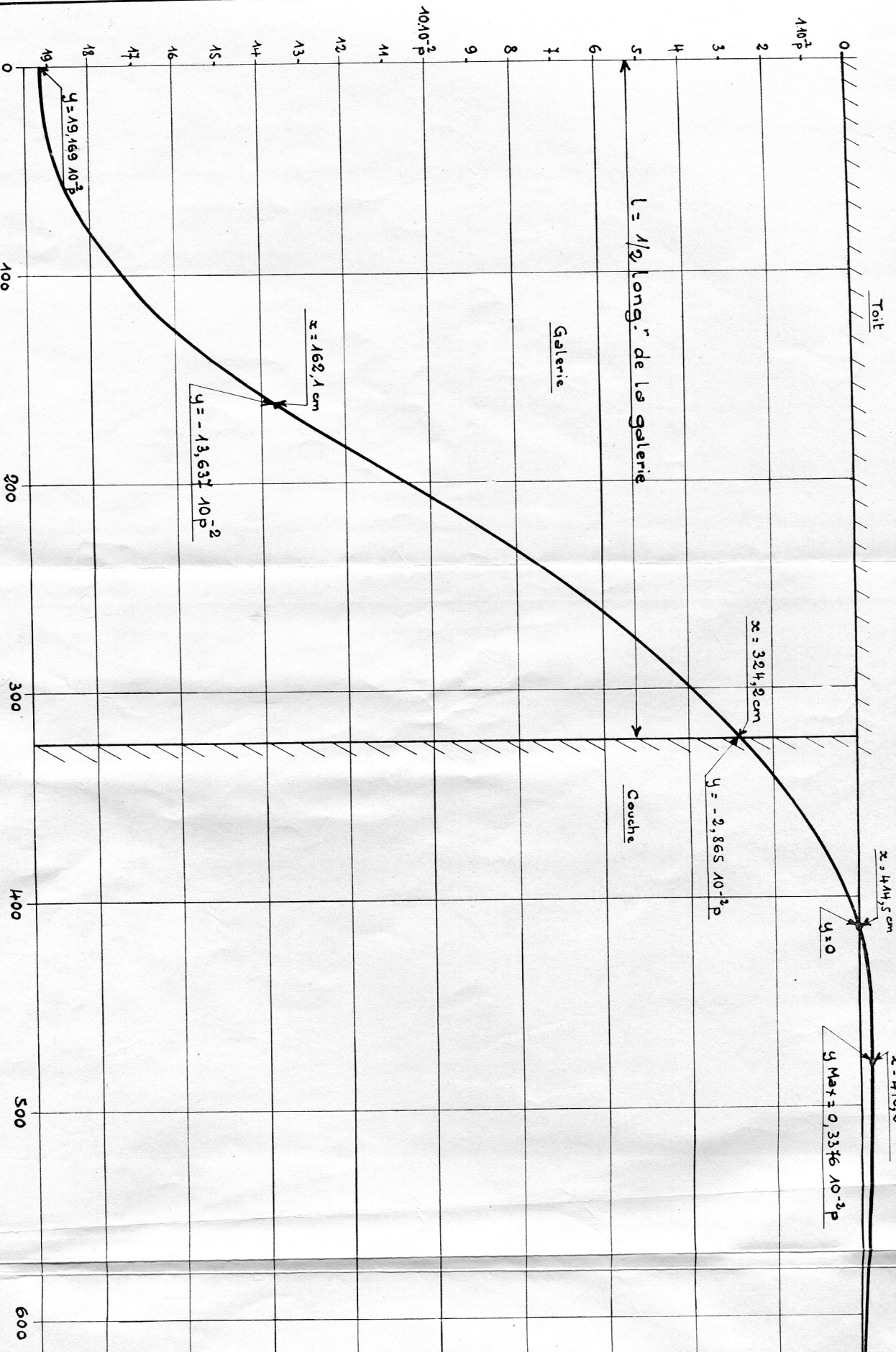
Je tiens cependant à rendre hommage à la Chambre syndicale des Mines de Fer qui, la première en France, a eu le mérite d'aborder la question des pressions de terrain sur le plan de tout un Bassin.

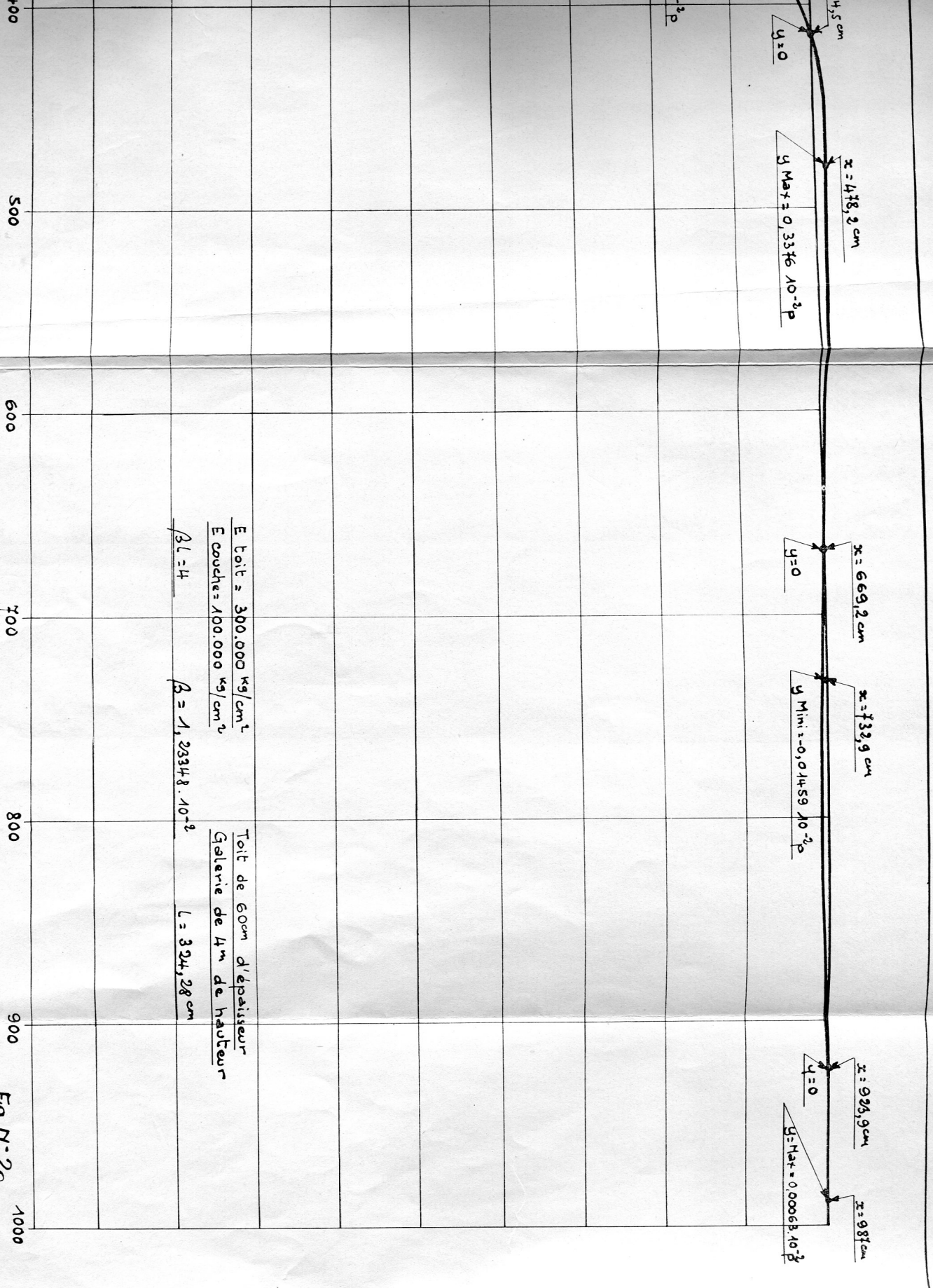
Nous avons par ailleurs trouvé auprès de tous les exploitants une aide non seulement bienveillante mais toujours très active et constructive. Nous avons dû cependant concentrer nos efforts plus particulièrement dans quelques mines : Saint-Pierremont, Hettange-Grande, Burbach, Murville, Bazailles, Bure, Sancy et Angevillers. Nous nous excusons des dérangements inévitables que nous leur avons occasionnés.

Je tiens en outre à associer à tout ce travail mon adjoint technique Monsieur LÉONET qui a réalisé avec moi toutes les mesures décrites dans cette thèse. C'est lui qui a eu la part la plus ingrate et la plus obscure de ces recherches. Qu'il soit ici remercié et félicité.

---

# DEFORMEE



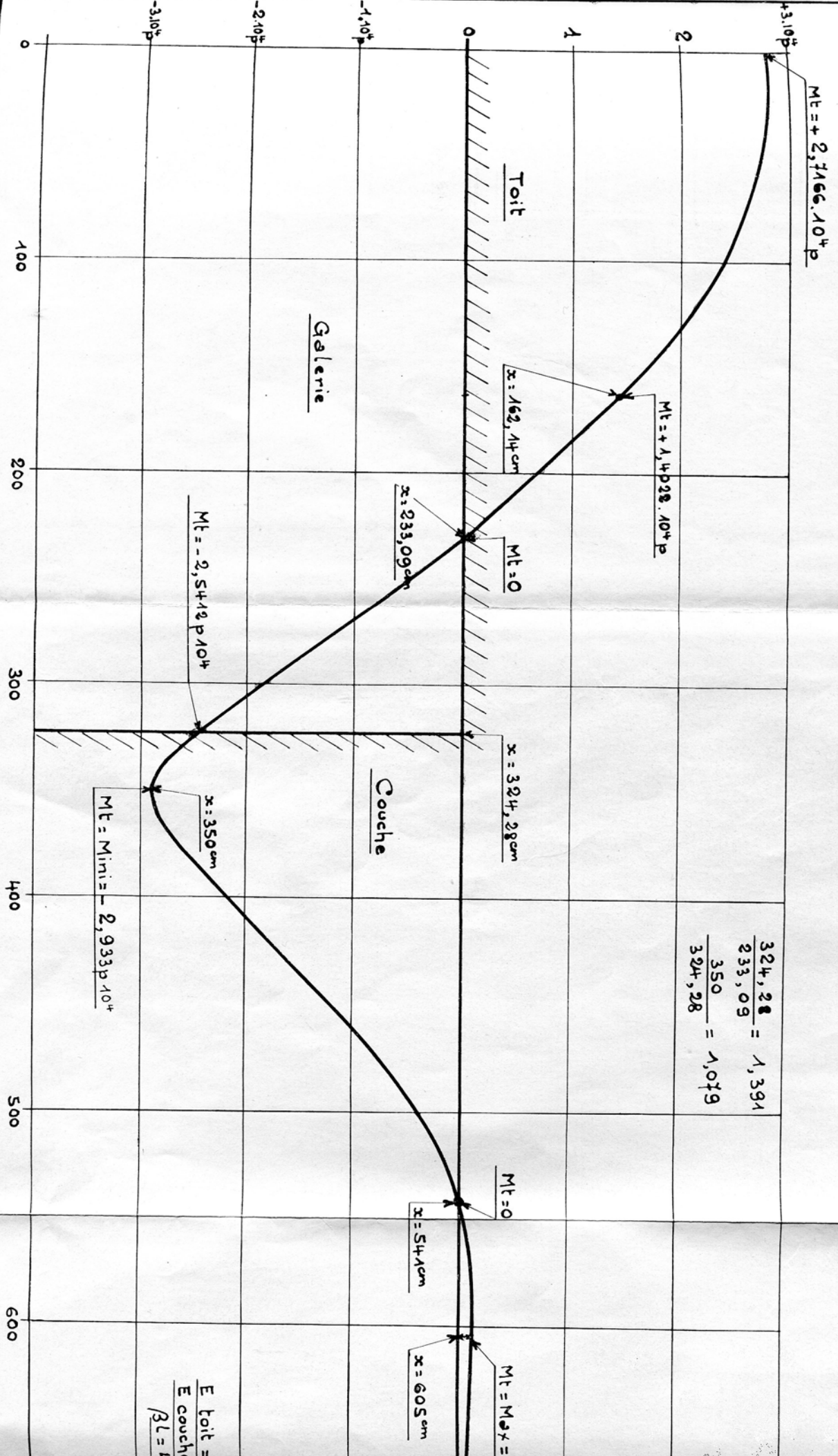


$E_{\text{toit}} = 300.000 \text{ kg/cm}^2$   
 $E_{\text{couche}} = 100.000 \text{ kg/cm}^2$   
 $\beta L = 4$   
 $\beta = 1,23348 \cdot 10^{-2}$

Toit de 6cm d'épaisseur  
 Galerie de 4m de hauteur  
 $L = 324,28 \text{ cm}$

Fig. N° 20

# MOMENT FLECHISSANT



$$\frac{324,28}{233,09} = 1,391$$

$$\frac{350}{324,28} = 1,079$$

$$\frac{E \text{ toit}}{E \text{ couche}} = 4$$

$$\frac{324,28}{233,09} = 1,391$$

$$\frac{350}{324,28} = 1,079$$

= 324,28 cm

Couche

$x = 350$  cm  
 $M_t = \text{Mini} = -2,933 p \cdot 10^4$

$M_t = 0$

$x = 544$  cm

$M_t = \text{Max} = +0,12634 \cdot 10^4 p$

$x = 605$  cm

$M_t = 0$

$x = 795$  cm

$x = 860$  cm

$M_t = \text{Mini} = -0,005477 p \cdot 10^4$

$E_{\text{toit}} = 300.000 \text{ Kg/cm}^2$   
 $E_{\text{couche}} = 100.000 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\beta L = 4$   
 $\beta = 1,23348$   
 Toit de 60 cm d'épaisseur  
 Galerie de 4 m. de hauteur  
 $L = 324,28$  cm

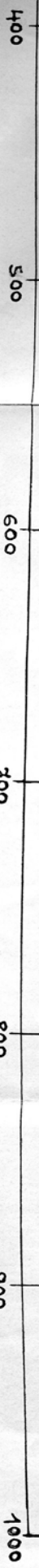
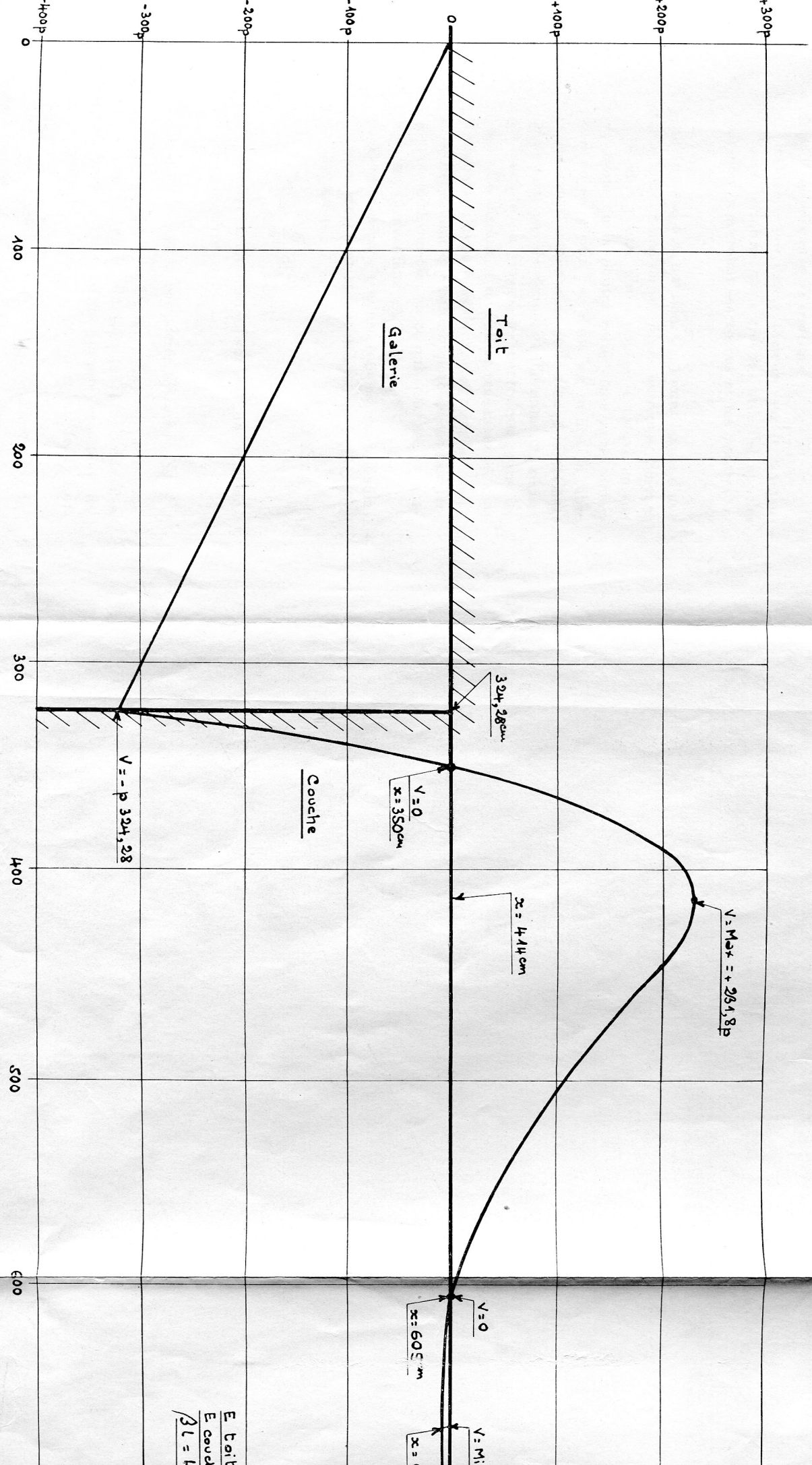


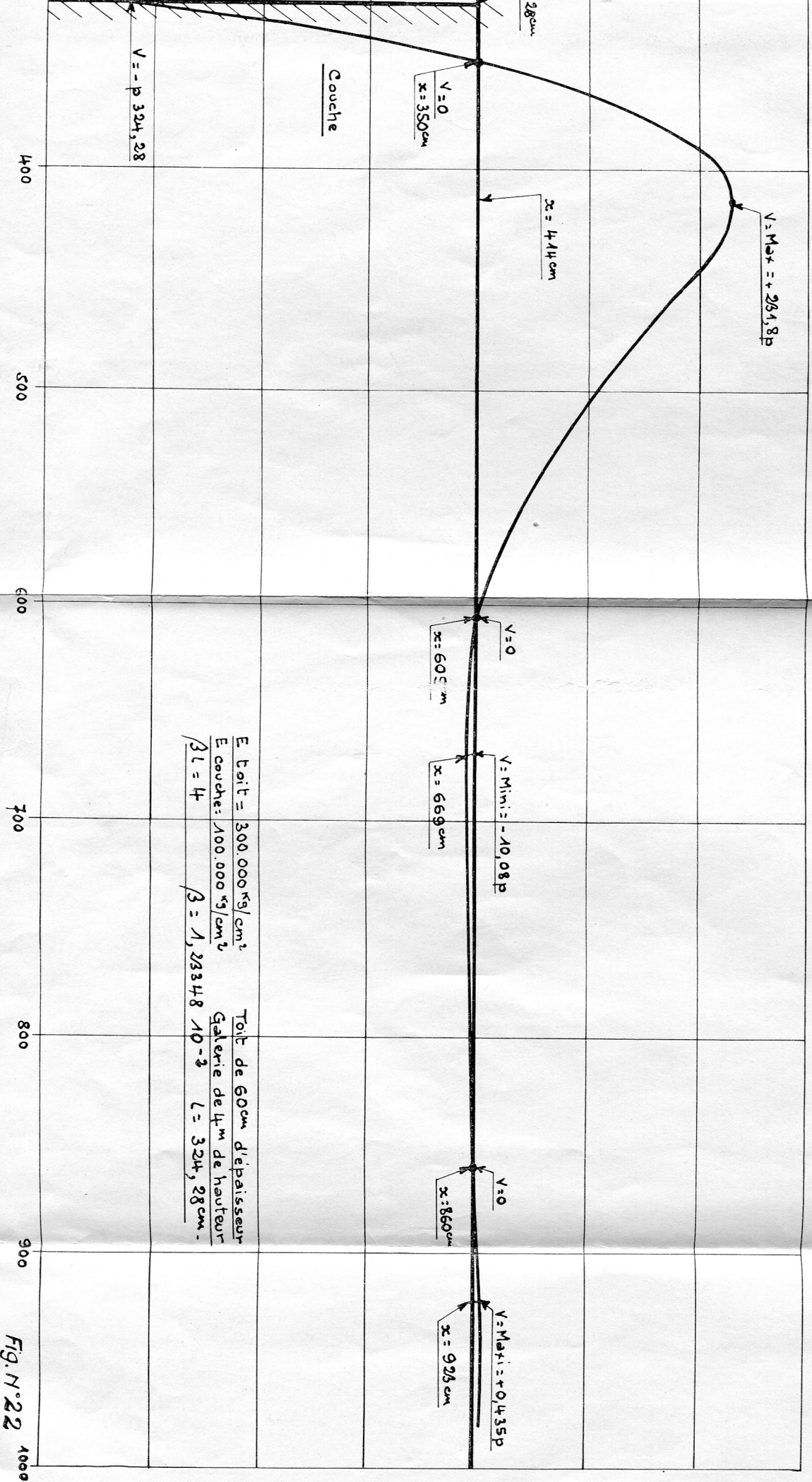
Fig. N° 21



# EFFORT TRANCHANT



$\frac{E \text{ Tait}}{E \text{ Couche}}$   
 $\frac{3L}{2L} = 1$



$E_{\text{toit}} = 300.000 \text{ kg/cm}^2$  Toit de 60cm d'épaisseur  
 $E_{\text{couche}} = 100.000 \text{ kg/cm}^2$  Galerie de 4m de hauteur  
 $\beta = 4$   $\beta = 1,23348 \cdot 10^{-2}$   $L = 324,28 \text{ cm}$

Fig. N° 22 1000

TABLEAU N° 9

Influence du module d'élasticité de la couche, de l'épaisseur du toit, de la largeur de la galerie sur les contraintes subies par un toit de r

Dans ce tableau on a calculé à partir des valeurs du Moment fléchissant et de l'effort tranchant, la valeur de la contrainte de Traction appelée N et la

$$N = \frac{6 M_t}{h^2} \quad T = \frac{4 V}{3 h}$$

$h$  = épaisseur du toit.  
 $M_t$  = valeur du Moment fléchissant évalué en fonction de p pression unitaire due au poids du recon  
 $V$  = valeur de l'effort tranchant évalué en fonction de p pression unitaire due au poids du recon  
 Les valeurs de N et T sont données pour  $x = 0$  (c. a. d. j à la clé de voûte) pour  $x = \ell$   
 (c. a. d. au droit du parement) et pour  $x = x_1$  (c. a. d. à la position du 1<sup>o</sup> Maximum du ma

Module d'élasticité du toit $E_r$ .....	300.000 kg/cm <sup>2</sup>				300.000 kg/cm <sup>2</sup>				3000.00 kg/cm <sup>2</sup>				300.000 kg/cm <sup>2</sup>			
	240 cm				120 cm				60 cm				240 cm			
Epaisseur du toit en cm.....	240 cm				120 cm				60 cm				240 cm			
	2 $\ell = 486,42$ cm				2 $\ell = 486,42$ cm				2 $\ell = 486,32$ cm				2 $\ell = 1.000$ cm			
Largeur de la galerie.....	400 cm				400 cm				400 cm				400 cm			
	400 cm				400 cm				400 cm				400 cm			
Module d'élasticité de la couche $E_c$ .....	100.000				200.000				300.000				600.000			
	3,43 p				3,01 p				2,80 p				2,49 p			
N pour $x = 0$ .....	0,35 p				0,065 p				0,275 p				0,583 p			
	1,65 p				1,69 p				1,60 p				1,59 p			
N pour $x = x_1$ .....	438 cm				392 cm				369 cm				338 cm			
	0				0				0				0			
Position de $x_1$ par rapport à la clé de voûte .....	1,35 p				1,35 p				1,35 p				1,35 p			
	0,24 p				0,28 p				0,32 p				0,37 p			
V pour $x = \ell$ .....	1,35 p				2,70 p				2,70 p				2,70 p			
	0,24 p				0,96 p				1,08 p				1,30 p			
V pour $x = x_1$ .....	618 cm				562 cm				506 cm				453 cm			
	3				1,5				1				0,5			
Position de $x_1$ par rapport à la clé de voûte .....	434 cm				396 cm				377 cm				350 cm			
	0,79 p				2,82 p				2,77 p				2,77 p			
V pour $x = \ell$ .....	312 cm				298 cm				803 cm				742 cm			
	3				1,5				1				0,5			
V pour $x = x_1$ .....	189 cm				189 cm				189 cm				189 cm			
	0,603 p				0,603 p				0,603 p				0,603 p			
Valeur du rapport $\frac{E_r}{E_c}$ .....	1				1				1				1			
	1				1				1				1			

TABEAU N° 9

du toit, de la largeur de la galerie sur les contraintes subies par un toit de module d'élasticité constant = 300.000 kg/cm<sup>2</sup> ou 100.000 kg/cm<sup>2</sup>.  
 et de l'effort tranchant, la valeur de la contrainte de Traction appelée N et la valeur de la contrainte de cisaillement appelée T d'après les formules suivantes :

$$N = \frac{6Mt}{h^2} \quad T = \frac{4V}{3h}$$

toit. Fléchissant évalué en fonction de p pression unitaire due au poids du recouvrement.  
 Effort tranchant évalué en fonction de p pression unitaire due au poids du recouvrement.

N et T sont données pour x = 0 (c. a. d. : à la clef de voûte) pour x = l (c. a. d. : à la position du 1° Maximum du moment fléchissant ou de l'effort tranchant sur les appuis)

p	3000.00 kg/cm <sup>2</sup>		300.000 kg/cm <sup>2</sup>		300.000 kg/cm <sup>2</sup>		100.000 kg/cm <sup>2</sup>		100.000 kg/cm <sup>2</sup>		100.000 kg/cm <sup>2</sup>										
	60 cm	240 cm	200	400	400	486,42	600	800	240 cm	2 l' = 1.000 cm	200	400	486,42	486,42	600	800					
200.000	200.000	300.000	600.000	100.000	200.000	300.000	600.000	100.000	200.000	400.000	600.000	600.000	400.000	600.000	600.000	600.000					
26,20 p	25,59 p	24,04 p	8,94 p	8,15 p	7,75 p	7,17 p	6,833 p	18,6 p	25,6 p	36,0 p	59,0 p	7,75 p	7,17 p	6,69 p	6,45 p	5,16 p	15,83 p	23,16 p	22,00 p	31,83 p	53,50 p
23,69 p	25,24 p	4,07 p	4,86 p	5,26 p	5,84 p	1,33 p	14,5 p	23,7 p	38,9 p	74,2 p	5,26 p	5,84 p	6,33 p	6,57 p	3,00 p	17,33 p	26,00 p	27,16 p	43,00 p	79,66 p	
27,45 p	27,99 p	6,98 p	6,93 p	7,00 p	7,13 p	4,2 p	18,0 p	27,4 p	42,7 p	78,4 p	7,00 p	7,13 p	7,27 p	7,36 p	4,33 p	19,00 p	28,16 p	29,00 p	44,66 p	81,50 p	
263 cm	258 cm	622 cm	590 cm	575 cm	555 cm	140 cm	224 cm	263 cm	317 cm	413 cm	575 cm	555 cm	539 cm	533 cm	118 cm	210 cm	255 cm	252 cm	307 cm	405 cm	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
5,40 p	5,40 p	2,77 p	2,77 p	2,77 p	2,77 p	2,22 p	4,44 p	5,40 p	6,66 p	8,88 p	2,77 p	2,77 p	2,77 p	2,77 p	2,22 p	4,44 p	5,404 p	5,404 p	5,404 p	6,66 p	8,88 p
3,83 p	4,64 p	1,02 p	1,23 p	1,38 p	1,67 p	0,603 p	2,53 p	3,83 p	5,97 p	10,94 p	1,38 p	1,67 p	2,03 p	2,27 p	0,965 p	4,17 p	5,200 p	6,335 p	9,77 p	17,80 p	
312 cm	298 cm	803 cm	742 cm	712 cm	669 cm	189 cm	272 cm	312 cm	365 cm	461 cm	712 cm	669 cm	636 cm	620 cm	149 cm	241 cm	291 cm	283 cm	338 cm	437 cm	
1,5	1	0,5	3	1,5	1	0,5	1	1	1	1	1	0,5	0,25	0,1666	0,1666	0,1666	0,25	0,1666	0,1666	0,1666	