

# Journées des épontes et du soutènement

organisées par INICHAR, les 2 et 3 juin 1955

## SAMENVATTING

Men kent noch de oorzaak, noch het verloop van het verschijnsel dat door de mijnwerker aangeduid wordt door een van zijn uitwerkingen : de terreindrukkingen.

Algemeen wordt aangenomen dat de oorspronkelijke druk die in een maagdelijk terrein heerst uitgedrukt wordt door  $H\delta$ , waarin  $H$  de diepte en  $\delta$  de gemiddelde dichtheid der rotsen voorstelt. Deze druk is ontzaglijk en bedraagt circa 200 atm op de diepte van 800 m.

Het eerste wonder van de mijn, dat de ontginning mogelijk maakt, is dat de natuur een overgroot gedeelte van die oorspronkelijke druk opslorpt en aan de mens slechts een betrekkelijke lichte taak overlaat. Geen enkele stutting zou aan de druk  $H\delta$  kunnen weerstaan en zelfs indien men kappen en stijlen zou kunnen vervaardigen die daartoe in staat waren, dan zou het gesteente zelf de eenheidsdruk, die daartoe zou nodig zijn, niet kunnen ondergaan zonder verbrijzeld te worden.

Er bestaat dus in de natuur een gelukkig mechanisme dat wij moeten trachten te begrijpen en te vatten om er voordeel uit te trekken.

In zekere zones, vooral op grotere diepte, is de intensiteit van de druk nochtans zodanig dat de wanden der galerijen in beweging komen, dat de sectie spoedig vermindert en de ondersteuning vervormd of vernield wordt.

Het voornaamste feit dat alle discussies beheerst is de wijziging die het regime der drukkingen ondergaat door het maken van holten in het gesteente.

De vorm en de uitgestrektheid van de geschapen holten speelt een belangrijke rol.

Schachten en steengangen vormen uithollingen waarvan de lengte zeer groot is ten opzichte van de sectie. Intuïtief voelt men aan dat het probleem der terreindrukkingen er zonder te grote moeilijkheden moet kunnen opgelost worden, hetgeen wel degelijk het geval is.

Rond deze draadvormige uithollingen vormt zich inderdaad een mantel van ontspannen gesteente dank zij de expansie in de richting van de holte.

De ontspanning van het gesteente verleent het de nodige stevigheid en in het gunstigste geval vormt deze mantel de enige bekleding. In de andere gevallen dient men hem inwendig te versterken door een aangepaste ondersteuning.

In de ongunstigste gevallen dient die ondersteuning continu te zijn en een hoge weerstand te vertonen. Dit is het geval voor de betonkokers in de Kempen. Maar zelfs in dit geval is de weerstand geboden door de bekleding zwak ten overstaan van  $H\delta$  en de natuur levert ook daar het grootste deel van de inspanning.

In de huidige omstandigheden is het vraagstuk van de stabiliteit van zulke holten dus oplosbaar. Wij wijden er slechts over uit ten einde de gunstigste voorwaarden tot het welslagen der toegepaste techniek op te sporen, want deze kan tot mislukking gedoemd worden door een ondoelmatige planning.

Het tweede type van uithollingen is de ontginningswerkplaats. Het meest karakteristieke geval voor de Europese steenkolenmijnen is de vlakke langspijler.

Men staat hier tegenover een nagenoeg horizontale, rechthoekige uitholling, waarvan de hoogte zeer klein is ten opzichte van de oppervlakte.

Indien het vorige type van uitholling kon vergeleken worden met een draad, kan de holte geschapen door een ontginningswerkplaats, op dezelfde schaal, het best vergeleken worden met een blad karton. Intuïtief voelt men aan dat men hier met een uiterst broos stelsel te maken heeft en men zou op 't eerste zicht de vermetele beklagen die de verplettering waagt in een uitholling waarvan de meest kwetsbare wanden blootgesteld zijn aan de ontzaglijke druk  $H\delta$ .

Ook hier komt de natuur nogmaals ter hulp aan de mens. De ervaring bewijst dat men er in slaagt, door middel van een stutting waarvan de weerstand hoogstens 1 % van  $H\delta$  vertegenwoordigt, de terreindruk gedurende voldoende tijd weerstand te bieden.

Is de oorspronkelijke druk, en bijgevolg de diepte, bepalend voor de terreindruk en de terreinbewegingen? Zonder twijfel speelt ze de voornaamste rol in de meeste gevallen. Nochtans stelt men vast dat men op geringe diepte soms uiterst slechte terreinen ontmoet en op grote diepte soms betrekkelijk goede.

De hoedanigheid van het gesteente rond de uitholling schijnt van kenmerkend belang te zijn. Zulks is geenszins verwonderlijk, vermits we door fotoelastische proeven weten dat de invloed van een holte steeds beperkt blijft tot een betrekkelijk beperkte ruimte.

Al deze overwegingen hebben het Nationaal Instituut voor de Steenkolenrijverheid ertoe geleid meer van nabij de hoedanigheid van het nevengeesteente te bestuderen als zijnde de bepalende factor van de houding der terreinen.

De huidige studiedagen sluiten aan op de studies over de terreindrukkingen in de werkplaatsen en in de galerijen, die het Nationaal Instituut voor de Steenkolenrijverheid sinds zijn oprichting heeft ondernomen. Zij gaven aanleiding tot de Internationale conferentie van 1951, tot de studiedagen der drukmetingen in 1953, tot de studiedagen over de ondersteuning in een ontginningsgalerij in vlakke laag in 1954 en tot waarnemingen en proefnemingen in de mijn en in het laboratorium.

In het bekken van Charleroi zijn belangwekkende proeven in uitvoering in de kolenmijn van Monceau-Fontaine, op 1260 m diepte, waarover heden verslag zal uitgebracht worden.

In aansluiting met deze studiedag wordt een ondergronds bezoek gebracht aan de kolenmijn van Houthalen. De hoedanigheid van het nevengeesteente der ontgonnen kolenlagen is er zeer slecht en er liggen bijgevolg ruime proefnemingsmogelijkheden open. Het Nationaal Instituut voor de Steenkolenrijverheid heeft er waarnemingen uitgevoerd waarover U eveneens verslag zal uitgebracht worden.

\* \* \*

Het programma der werkzaamheden omvat drie gedeelten :

- 1) Studies over de hoedanigheid der nevengeesteenten.
- 2) De ondersteuning in de pijlers.
- 3) De ondesteuning van de galerijen.

Huidige aflevering van de Annalen bevat alleen het eerste gedeelte. De twee andere zullen in een volgend nummer verschijnen.

De studies die het voorwerp uitmaken van de uiteenzettingen, zijn de vrucht van het gezamenlijk werk van de ingenieurs van het Nationaal Instituut voor de Steenkolenrijverheid, waaraan de ingenieurs der betrokken mijnen een waardevolle hulp verleenden.

## ALLOCUTION D'OUVERTURE

par J. VENTER,

Directeur d'Inichar.

Messieurs,

Au nom d'Inichar, je vous souhaite la bienvenue à ces journées.

Les organisateurs sont très honorés que tant de compétences de l'industrie charbonnière soient présentes.

Je salue spécialement M. Meyers, Directeur Général des Mines, qui représente le Ministre des Affaires Economiques, et MM. Delarge et Schensky, qui représentent la Haute Autorité de la Communauté Européenne du Charbon et de l'Acier.

Je salue aussi les délégués d'outre-frontières, qui sont d'éminents spécialistes en pressions de terrain et soutènement. Ce sont :

Pour la France : MM. Aucouturier, Bernière, Bihl, Camplo, Capela, Coeuillet, Driol, Estrabaud, Lancelle, Margerie, Pons, Saint Aroman, Schwarz, Thuillier.

Pour les Pays-Bas : MM. de Braaf, de Vooy, Hermès, Klopman, Seldenrath.

Pour la Grande-Bretagne : MM. Carter, Longford Holt, Loxley, Mills.

Gentlemen, we are very glad to see you again in Belgium. As you know, this meeting is organised in French, but we do our best to give you the most important explanations in English. In any case you may speak English during the discussion.

Je salue également les représentants de l'Industrie Minière de la Sarre : MM. Drouin, Dupont, Schmidt Höhl, Serve, et ceux de l'Industrie Minière de la République fédérale allemande : MM. Beyer, Göbel, Jacoby, Jahns, Reichelt.

Sehr geehrte Herren, ich freue mich die deutsch-sprechende Mitglieder dieser Tagung zu begrüßen. Ich wiederhole was ich unseren englischen Kollegen gesagt habe, und nämlich dass Sie während der Diskussion in Deutsche sprechen können.

Et enfin, et cette fois au nom des participants, je note avec beaucoup de gratitude la présence de M. Hallez, remplaçant M. Evrard, Directeur Général de l'Université du Travail, retenu à Luxembourg. Inichar le remercie d'avoir bien voulu mettre à sa disposition pour cette journée du personnel dévoué et les très beaux locaux de l'Université.

\* \* \*

On ne connaît pas la cause et le processus du phénomène que le mineur désigne par l'une de ses manifestations : les pressions de terrain.

On estime généralement que la pression originelle régnant dans le massif inviolé s'exprime par  $H\delta$ ,  $H$  étant la profondeur et  $\delta$  la densité moyenne des roches. Cette pression est énorme et de l'ordre de 200 atm à 800 m de profondeur par exemple.

Le premier miracle de la mine, celui qui rend possible l'exploitation, c'est que la nature prévoyante absorbe une énorme partie de cette pression originelle, ne laissant plus à l'homme qu'une tâche relativement légère. Aucun soutènement en effet ne pourrait résister à la pression  $H\delta$  et si, par hasard, des étaçons et des bèles en étaient capables, les roches ne pourraient supporter sans être détruites les pressions unitaires qui devraient être mises en œuvre.

Il existe donc dans la nature un mécanisme heureux que l'homme doit s'efforcer de comprendre et de pénétrer pour en tirer parti.

Dans certaines zones qui se rencontrent surtout à grande profondeur, l'intensité des poussées est cependant telle que les parois des galeries entrent en mouvement, que les sections se contractent rapidement et que les soutènements sont déformés et brisés.

Le fait principal qui domine toutes les discussions, c'est la perturbation apportée dans le régime des pressions par la création de vides.

La forme et l'importance des excavations jouent un rôle important.

Les puits et boueux constituent des excavations dont la longueur est très grande par rapport à la section. On sent intuitivement que le problème des pressions de terrains doit être ici soluble sans de trop grosses difficultés et il en est bien ainsi.

Autour de cette excavation filiforme, il se produit en effet un manteau de roches détendues à la faveur d'une expansion vers le vide.

La détente de ces roches leur confère la solidité voulue et, dans les cas favorables, ce manteau constitue le seul revêtement. Dans les autres cas, il faut le renforcer artificiellement à l'intrados par un soutènement approprié.

Dans les cas très défavorables, ce soutènement doit être continu et à haute résistance ; ce sont les claveaux de Campine ; mais même dans ce cas, la résistance offerte par le soutènement est faible par rapport à  $H\delta$  et la nature continue à faire la plus grosse part.

Dans les conditions actuelles, le problème de la stabilité de ces excavations est donc soluble. Nous ne nous en occuperons pas sinon pour rechercher les conditions favorables au succès des techniques mises en œuvre car elles peuvent être ruinées par un planning d'exploitation défectueux.

Le deuxième type d'excavation est celui du chantier en exploitation. Le cas le plus typique que l'on rencontre dans les mines de houille européennes est le chantier chassant en plateure.

On a affaire ici à une excavation à peu près horizontale, rectangulaire, et dont la hauteur est très faible par rapport à sa surface.

Si l'excavation précédente était assimilable au fil de fer, la présente est comparable, à la même échelle, à la feuille de carton. On a l'intuition d'un système bien fragile et l'on peut à première vue plaindre les audacieux qui osent risquer l'aplatissement dans cette excavation dont les parois les plus vulnérables paraissent exposées à la redoutable pression  $H\delta$ .

Ici encore cependant, la nature vient au secours de l'homme. L'expérience démontre qu'avec un soutènement de taille, de force modeste, représentant à peine 1 % de  $H\delta$ , on parvient à contenir la poussée pendant un temps suffisant.

La pression originelle, et partant la profondeur, est-elle déterminante dans les pressions et mouvements de terrain ? Elle joue sans aucun doute un rôle essentiel dans la plupart des cas. On constate cependant que des terrains à faible profondeur sont parfois exécrales et que d'autres à grande profondeur sont relativement bons.

Il semble qu'un facteur déterminant soit la qualité des roches au voisinage de l'excavation. Le fait n'a rien d'étonnant car nous savons maintenant, par les essais photoélastiques notamment, que la perturbation causée par la création d'un vide est limitée à un espace restreint.

Ce sont ces considérations qui ont conduit Inichar à étudier de près la qualité des épontes considérées comme facteur important du comportement des terrains.

Vous aurez l'occasion de juger du bien fondé de ces recherches, d'apprécier les résultats et de donner des avis autorisés.

La présente journée d'études fait suite aux travaux sur les pressions de terrains dans les chantiers et voies de chantier qu'Inichar poursuit depuis sa création. Ils ont donné lieu à la Conférence Internationale de 1951, à la Journée des mesures en 1953, aux Journées du soutènement dans une voie de chantier en plateure en 1954 et à des essais et expériences dans la mine et en laboratoire.

Ici même, dans le Bassin de Charleroi, un essai d'un vif intérêt est en cours actuellement au charbonnage de Monceau-Fontaine, à la profondeur de 1260 m. Vous en entendrez parler ce jour. Je tiens à signaler la collaboration intime et amicale qui existe pour cette étude entre les ingénieurs d'Inichar et ceux du charbonnage, inspirés à cet égard par leur dynamique Directeur-Gérant M. Ligny.

Cette journée est complétée par une visite du fond qui aura lieu demain matin à 9 h. au Charbonnage de Houthalen. La qualité des épontes des couches actuellement exploitées à ce charbonnage est très mauvaise et il y a donc là un champ d'expérience intéressant. Inichar y a effectué des études dont vous aurez la relation. Là aussi, les relations ont été cordiales et fructueuses et j'en remercie MM. Deltre, Directeur-Gérant, et Roger, Ingénieur en Chef.

Je remercie également la firme britannique Dowty dont deux collaborateurs sont ici présents, et son sympathique agent belge, M. Beaupain. Ces messieurs nous ont fourni une aide précieuse et une série d'étaçons dynamométriques à un prix très

bas, collaborant ainsi à une recherche scientifique dont vous apprécierez l'intérêt.

Pour ceux qui l'ignoraient, le Charbonnage de Houthalen est situé sur la route nationale n° 15 de Hasselt à Eindhoven, à 12 km au nord de Hasselt.

Il y a 133 inscrits pour la visite du fond. Chacun est prié d'apporter ses vêtements, chaussures et chapeau. Le charbonnage fournira la lampe. Pour nos amis d'outre-frontières qui n'auraient pas tout le nécessaire, on trouvera sur place de quoi les équiper.

L'organisation de cette visite est assez compliquée en raison du grand nombre de participants. Des groupes ont été organisés. Chacun est prié de suivre

l'ordre établi et de rester au contact de son chef de groupe.

\* \* \*

Le programme des travaux comporte trois parties :

- 1) Etudes sur la qualité des épontes.
- 2) Le soutènement en taille.
- 3) Le soutènement en voie.

Les études faisant l'objet des exposés résultent d'un travail collectif des ingénieurs d'Inichar, auxquels les ingénieurs des charbonnages intéressés ont prêté une aide efficace.

Le présent numéro des Annales comprend uniquement la première partie. Les deux autres paraîtront dans la prochaine livraison.

\* \* \*

## PREMIERE PARTIE

# ETUDES SUR LA QUALITE DES EPONTES

par P. STASSEN,

Ingénieur en Chef

A. HAUSMAN,

Ingénieur Principal

et

R. LIEGEOIS,

Ingénieur

au nom d'Inichar.

Lors de la construction d'un immeuble ou d'un édifice quelconque, on étudie soigneusement la nature et la qualité des roches sur lesquelles on va établir les fondations.

Dans le choix d'un soutènement de taille et plus encore dans celui d'un revêtement de voie, on s'est, jusqu'à présent, trop peu soucié de la qualité des roches qui devaient servir de fondation au soutènement.

Pour choisir judicieusement le soutènement le plus efficace d'une excavation, il paraît donc indispensable de connaître d'une façon aussi précise que possible les qualités mécaniques des roches en place entourant l'excavation.

Au cours des visites des travaux souterrains, nous avons tous eu l'occasion d'observer l'enfoncement des étauçons dans le mur ou dans le toit des couches, la pénétration des montants des cadres dans la sole des galeries, la fracturation et la flexion des bancs de roches entourant les excavations, mais nous disposions de peu de données chiffrées pour apprécier l'importance des charges qui causaient ces désordres.

Quand nous constatons des désordres de ce genre, nous étions enclins à parler de fortes pressions de terrains, confondant souvent les fortes pressions de terrains avec la très mauvaise qualité des roches.

Il est vrai que, dans les études en matière de pressions de terrains, les chiffres cités par différents auteurs, sur les propriétés physiques des roches du houiller telles qu'elles résultent d'essais en laboratoire, étaient susceptibles de nous donner la plus grande confiance sur l'aptitude de ces roches à supporter les charges. Les résistances données sont de 400 à 800 kg/cm<sup>2</sup> pour le schiste et de 700 à 1400 kg/cm<sup>2</sup> pour le grès, à la compression simple.

En admettant une surface de base de 100 cm<sup>2</sup> pour un étauçon (les pieds des étauçons ont en général une section supérieure comprise entre 120 et 160 cm<sup>2</sup>) on était en droit d'attendre pour le plus mauvais schiste une résistance 400 kg × 100 = 40 tonnes.

Une mesure globale des qualités mécaniques d'une roche en place, qui traduit le mieux son comportement sous la réaction du soutènement, paraît être sa résistance au poinçonnage.

Au cours de ces dernières années, divers essais ont été effectués dans les différents bassins houillers d'Europe occidentale.

Depuis un an et demi, Inichar a entrepris une vaste campagne de *mesure systématiques* à ce sujet. Plus de 250 mesurages au mur de couche ont été effectués dans plus de 40 tailles des bassins de Campine, Liège et Charleroi. Les couches choisies

se répartissent de façon assez uniforme sur toute la hauteur de l'assise de Charleroi ; elles s'échelonnent à des profondeurs variant de 250 à 1260 mètres.

A l'occasion de ces mesures, des échantillons de roches ont été prélevés aux mêmes endroits.

Des essais de rupture à la compression simple ont été exécutés au laboratoire sur ces échantillons et les résultats comparés à ceux obtenus par poinçonnage.

Dans le but de déceler les facteurs influençant les résistances mécaniques de roches ayant apparemment la même nature pétrologique macroscopique, Inichar a entrepris des examens pétrologiques en lames minces pour essayer d'établir une relation entre la résistance d'une roche et sa composition minéralogique.

Cet exposé comprend trois chapitres :

### 1) Essais de poinçonnage

- a) Matériel utilisé
- b) Classification des murs
- c) Commentaires des essais

- Pénétration profonde et mur très tendre
- Charge de poinçonnage
- Influence de divers facteurs sur la résistance des murs au poinçonnage

- 1) Temps de découverte
- 2) Eau et humidité
- 3) Durée d'application d'une charge
- 4) Forme de la surface d'appui
- 5) Dimensions de la surface d'appui
- 6) Semelles en bois
- 7) Épaisseur des bancs de roches
- 8) Étreinte latérale
- 9) Profondeur

- Conclusions

### 2) Essais de compression simple sur cubes de roches

### 3) Etudes pétrographiques

- a) Prélèvement d'échantillons
- b) Méthodes d'investigation
- c) Premiers résultats d'un examen sous le microscope de lames minces
  - Examen proprement dit
  - Influence de divers facteurs sur la résistance des murs au poinçonnage
  - Conclusions
- d) Bibliographie

### Conclusions

### Discussion.

## I. — ESSAIS DE POINÇONNAGE

### a) Matériel utilisé

Les essais de poinçonnage ont été effectués au moyen d'une presse hydraulique dynamométrique Dowty.

Cet appareil est analogue à un étançon ordinaire qui se compose essentiellement de deux tubes en

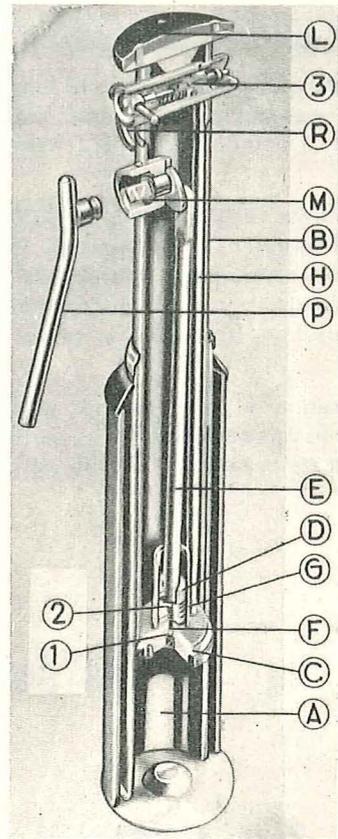


Fig. 1. — Etançon hydraulique Dowty.

acier très solides qui coulissent l'un dans l'autre (fig. 1).

Le tube inférieur A est fixe ; le tube supérieur B qui forme réservoir d'huile se termine à la base par un disque C entouré d'un anneau en caoutchouc synthétique, qui forme joint. Une pompe actionnée par un levier à main permet de faire passer l'huile du fût supérieur dans le fût inférieur à travers le disque C, ce qui donne lieu au déploiement de l'étançon.

Un tube H fait communiquer le fût inférieur avec la face interne d'une soupape à ressort située sous la tête de l'étançon. La résistance du ressort est telle que, lorsque la charge supportée par l'étançon dépasse 20 tonnes, la soupape s'ouvre et l'huile repasse du tube inférieur dans le réservoir. Dès que la charge retombe en dessous de 20 tonnes, la soupape se referme et le coulissement s'arrête. Pour la dépose de l'étançon, le siège de cette soupape est relié au maillon extérieur R. Une traction sur ce maillon ouvre la soupape et provoque l'affaissement du fût supérieur.

Dans la presse utilisée, le levier de la pompe a été démultiplié ; la vitesse de déploiement a été fortement réduite. Il est donc possible, en actionnant la pompe à main, d'obtenir un préserrage de 20 tonnes (fig. 2).

La presse est équipée d'un manomètre gradué en tonnes, branché sur le tube H reliant les deux fûts.

La presse est très maniable et facile à transporter dans les chantiers ; elle ne permet d'appliquer

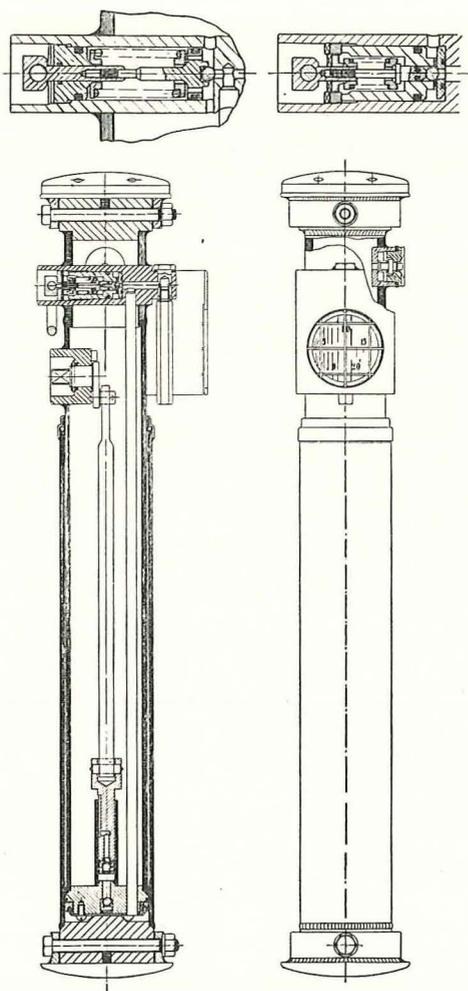


Fig. 2. — Presse dynamométrique Dowty pour le poinçonnage des épontes.

qu'une charge de 20 tonnes mais cette charge est bien suffisante car, ainsi que nous le verrons dans la suite de l'exposé, les murs qui ne sont pas poinçonnés à 20 tonnes avec les pieds des étaçons habituellement en service peuvent être considérés comme bons.

Une graduation de 2 en 2 millimètres a été gravée sur le fût supérieur de la presse, ce qui permet de lire immédiatement la pénétration dans le mur. En effet, pour mesurer la résistance d'un mur, on place sur la tête de l'étaçon un vaste plateau de façon à éviter le poinçonnage du toit et on donne un préserrage de 1 à 2 tonnes. On continue à pomper et si l'étaçon pénètre dans le mur, la pénétration est directement égale à l'allongement de l'étaçon. A chaque instant, on peut lire sur le cadran du manomètre, la charge appliquée, et sur la graduation du fût la pénétration de l'étaçon.

Cet appareil est extrêmement simple et robuste et les mesures ainsi effectuées ne nécessitent aucun appareil de précision.

Grâce à un système de rallonges rapidement ajustables, on peut, avec deux presses, couvrir toute la gamme d'ouverture des couches entre 0,65 m et 2 m. La petite presse a une extension maximum de 17 cm et la grande de 35 cm.

Il est très important de remarquer qu'au cours des essais de poinçonnage, ce n'est pas la pesée du toit qui donne la mise en charge de la presse mais l'effort appliqué par l'opérateur. Cet effort peut donc être appliqué en un temps très court. Un essai dure de 5 à 30 minutes suivant la nature de la roche. On peut donc aisément réaliser 6 à 10 essais de poinçonnage au cours d'un poste le long d'un même front de taille.

Pour apprécier la résistance d'un mur de couche dans une taille déterminée, on ne peut se contenter d'un seul essai. Il est indispensable d'effectuer une série d'essais tous les 10 ou 20 mètres le long du front de taille et, localement, d'effectuer quelques essais perpendiculairement au front, dans les différentes allées (allée d'abattage, de transport ou de passage).

Il y a lieu de noter très soigneusement les conditions dans lesquelles les essais s'effectuent pour apprécier correctement les mesures.

Des résultats apparemment différents concordent parfois parfaitement si on tient compte de certains facteurs qui peuvent faire différer les mesures, tels que l'épaisseur de faux mur enlevée par l'ouvrier abatteur, l'état d'humidité du sol, l'allée où les mesures sont effectuées, etc.

Dans certains cas cependant, les différences de résistance apparues le long du front de taille sont dues à une modification de la nature pétrographique du mur.

Il est bien évident que la nature pétrographique d'un mur peut varier rapidement, même dans l'étendue d'une concession. Les sédiments détritiques constituant le terrain houiller étant pour la plus grande partie d'origine fluviale, les bancs de roches ont des allures lenticulaires et on conçoit aisément que l'on observe des variations latérales plus ou moins rapides du facies des murs et des toits des couches. Un mur schisteux tendre, plus ou moins épais, peut disparaître en biseau et faire place à un gréseux, ou vice versa. Il est donc indispensable de surveiller régulièrement la nature lithologique des épontes et d'adapter le soutènement en conséquence.

Les essais ont été généralement exécutés en adaptant à la presse un pied identique à celui des étaçons utilisés en tailles. Ce changement de pied se fait sans aucune difficulté car le pied et la tête de la presse sont amovibles.

Les pieds des étaçons métalliques employés en Belgique ont une section ronde, carrée ou rectangulaire et leur surface est généralement comprise entre 120 et 165 cm<sup>2</sup>.

Quelques étaçons du type léger employés en couches minces ont une section de 90 à 100 cm<sup>2</sup>.

### b) Classification des murs

Un mur est considéré comme poinçonné sous une charge déterminée lorsque la presse s'enfonce d'au moins 10 centimètres sous cette charge.

Comme la force de la presse dont nous disposons est limitée à 20 tonnes, nous avons classé les murs en cinq catégories, respectivement limitées pour les quatre premières à 5, 10, 15 et 20 tonnes ; la der-

nière comprend tous les murs dont la résistance est supérieure à 20 tonnes.

Le tableau I résume l'ensemble des observations. La colonne de droite de ce tableau donne les limites de la classification néerlandaise ainsi que la qualification correspondante des murs.

### c) Commentaires des essais

Ce chapitre est consacré aux commentaires d'une série de courbes de pénétration en fonction de la charge, relevées au cours des essais. L'influence de différents facteurs sur le comportement des roches du mur est mise en évidence par divers exemples.

TABLEAU I.

	Charges supportées par la roche lors du poinçonnage		Coefficient néerlandais $\alpha = 2,5 \frac{P}{S}$ (P en tonnes) (S en cm <sup>2</sup> )
	P	$\frac{P}{S} = \frac{P}{120 \text{ cm}^2}$	
	38 t	320 kg/cm <sup>2</sup>	↑ $\alpha > 0,8$ très bon
	24 t	200 kg/cm <sup>2</sup>	
75 % des murs sont poinçonnés pour une charge inférieure à	20 t	< 165 kg/cm <sup>2</sup>	} $0,5 < \alpha < 0,8$ bon
55 % des murs sont poinçonnés pour une charge inférieure à	15 t	< 125 kg/cm <sup>2</sup>	
45 % des murs sont poinçonnés pour une charge inférieure à	10 t	< 90 kg/cm <sup>2</sup>	} $0,3 < \alpha < 0,5$ normal
20 % des murs sont poinçonnés pour une charge inférieure à	5 t	< 40 kg/cm <sup>2</sup>	
			↓ $\alpha < 0,1$ très mauv.

La Station de recherches des Mines d'Etat néerlandais a également effectué de nombreuses mesures systématiques de la résistance des murs de couches dans les quatre mines d'Etat du Limbourg néerlandais. Les ingénieurs ont classé les murs d'après un coefficient caractéristique  $\alpha$  établi par la formule

$$\alpha = 2,5 \frac{P}{S}$$

P exprimant en tonnes la charge nécessaire pour poinçonner le mur avec un pied de section S exprimée en cm<sup>2</sup>. On remarque que les mailles du classement sont plus larges.

D'après cette classification, 55 % des murs prospectés en Belgique doivent recevoir la qualification de mauvais et très mauvais. La charge minimum enregistrée fut de 14 kg/cm<sup>2</sup>, ce qui correspond à  $\alpha = 0,04$ .

Sur tous les diagrammes, nous avons porté : en ordonnée, la charge en tonnes et en abscisse, la pénétration dans le mur en millimètres.

#### Pénétration profonde et mur très tendre.

Voici un exemple de pénétration profonde sous très faible charge (fig. 3) (il s'agit de la couche Brose au charbonnage de Monceau-Fontaine). Trente-cinq centimètres de faux mur tendre ont été enlevés par les abatteurs et malgré cela, le mur sur lequel posent les étaçons est poinçonné à 2 ou 3 tonnes. La pénétration se poursuit encore jusqu'à 34 centimètres de profondeur (limite d'extension de la presse) sous une charge voisine de 5 tonnes. On peut donc dire qu'il y a sous cette couche un mur de très mauvaise qualité de plus de 70 centimètres d'épaisseur.

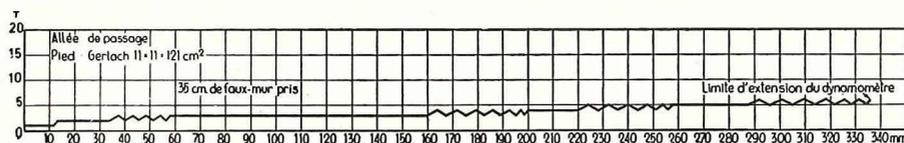


Fig. 3. — Pénétration profonde.

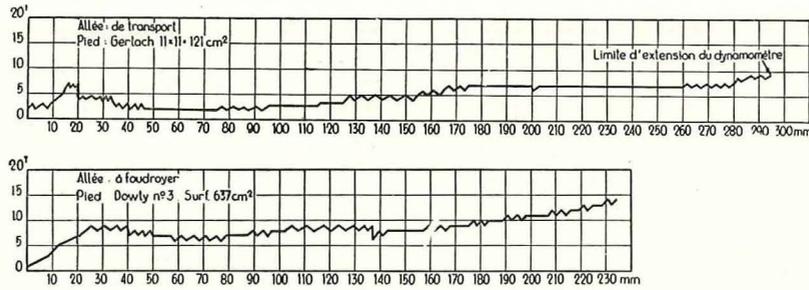


Fig. 4. — Pénétration profonde, même avec un pied de grande surface.

La figure 4 montre un autre cas de pénétration très profonde, même avec un pied de grande surface.

Avec un pied Gerlach de 121 cm<sup>2</sup>, la presse pénètre jusqu'à 15 cm de profondeur, pour une charge inférieure à 5 tonnes, et jusqu'à 30 cm pour une charge inférieure à 10 tonnes.

Dans le même mur, avec un pied circulaire de 640 cm<sup>2</sup>, la presse pénètre de 190 mm pour une charge inférieure à 10 tonnes et de 230 mm pour une charge inférieure à 15 tonnes.

Dans ces deux expériences, l'essai a été interrompu parce que la presse avait atteint sa limite d'extension. Avec une presse à plus grand développement, la pénétration eut encore été plus profonde.

**Charge de poinçonnage.**

Dans beaucoup de cas, on constate que la charge monte rapidement jusqu'à un maximum, puis cède brusquement lors du poinçonnage et de la fracturation de la roche autour du pied de l'étauçon (fig. 5, courbe II).

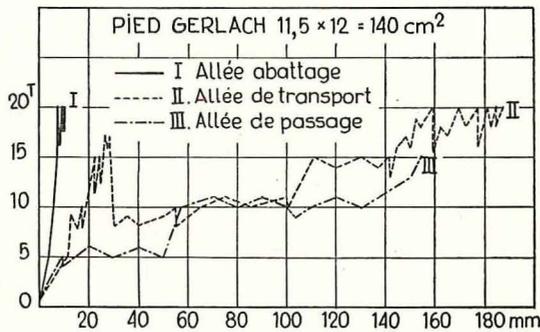


Fig. 5. — Influence du temps de découverte.

Que faut-il choisir pour caractériser le mur : « la charge maximum ou la charge sous laquelle la pénétration se poursuit profondément ».

Nous avons négligé le maximum. En effet, quand la courbe présente une pointe aiguë, nous avons constaté que la forte charge était obtenue grâce à l'existence d'une croûte dure superficielle peu épaisse de 2 à 3 centimètres maximum. Dès que cette croûte est brisée, la pénétration se poursuit profondément sous faible charge. Comme la cohésion de cette roche dure mais mince est fréquemment détruite par

les coups des marteaux piqueurs et qu'elle peut être facilement altérée par l'eau et l'air, ainsi que nous allons le voir dans un instant, il est préférable de ne pas en tenir compte pour qualifier le mur.

Sur la figure 5, courbe II, on observe une pointe suivie d'une chute brusque de la charge. Le mur est poinçonné à 17 tonnes après pénétration de 25 mm et la charge retombe brusquement à 7 tonnes. La pénétration se poursuit sous une charge voisine de 10 tonnes, jusqu'à 100 mm de profondeur.

Dans le classement, ce mur est considéré comme ayant une résistance au poinçonnage comprise entre 10 et 15 tonnes.

Dans ce cas, il serait illusoire de prendre la résistance de la croûte superficielle pour caractériser le mur.

**Influence de divers facteurs sur la résistance des murs au poinçonnage.**

1) Temps de découverte.

Nous avons presque toujours remarqué une différence de résistance du mur entre l'allée d'abatage et l'allée de transport ou de circulation. La résistance du mur s'altère progressivement avec le temps de découverte. Ce phénomène a été observé de façon remarquable dans 9 tailles où des essais faits, suivant une section transversale de la taille, dans des allées différentes, donnent des résultats variant du simple au double et même du simple au triple. En voici un exemple.

Dans la couche 68 à Beeringen, trois essais faits à 5 mètres de la tête de taille dans les allées d'abatage, de transport et de passage donnent les diagrammes I, II et III (fig. 5).

Le mur résiste à 20 tonnes dans l'allée d'abatage, est percé à 15 tonnes puis à 10 tonnes dans l'allée de transport et cède à 5 tonnes dans l'allée de passage.

Nous venons de dire que, dans le classement, ce mur est considéré comme ayant une résistance au poinçonnage comprise entre 10 et 15 tonnes.

2) Eau et humidité.

L'eau altère la résistance de tous les schistes houillers mais elle a une action très rapide sur certains et très lente sur d'autres. Nous avons constaté par exemple qu'un gros morceau de schiste

compact était retransformé en une argile malléable en moins d'une 1/2 heure. D'autres schistes peuvent rester 48 heures dans l'eau et ne présenter que des altérations très superficielles.

Dans 7 couches, l'action de l'eau est tellement rapide qu'on mesure des résistances variant du simple au quadruple suivant que le mur est mouillé ou sec.

Les mesures effectuées dans la couche 10 au charbonnage de Houthalen mettent clairement en évidence l'altération du mur de cette couche par l'eau (fig. 6). Le diagramme I a été relevé dans

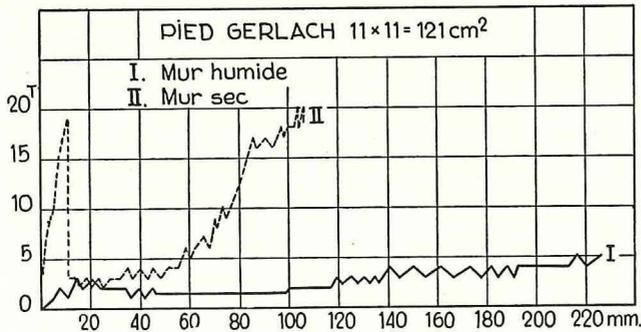


Fig. 6. — Influence de l'eau — action lente.

l'allée à foudroyer à un endroit où le mur était humide. L'étauçon s'enfonce de 25 cm sous une charge inférieure à 5 tonnes. Le diagramme II a été relevé sur le même mur sec. La croûte superficielle est poinçonnée aux environs de 20 tonnes, puis la charge retombe brusquement à 3 tonnes. La pénétration se poursuit jusque vers 10 centimètres tandis que la charge remonte à 20 tonnes. L'humidité qui altérait le mur provenait d'une eau filtrant à travers le charbon et les roches depuis les mortiers probablement. Dans ce cas de nouveau, la pointe de charge à 18 tonnes ne peut caractériser le mur.

Dans une autre couche, le mur sec résistait à 20 tonnes. Le fait de verser quelques cm<sup>3</sup> d'eau autour du pied de la presse faisait instantanément retomber la charge à 15 et même 10 tonnes.

Le diagramme fig. 7 montre les variations de résistance du mur chaque fois qu'on y verse un peu d'eau.

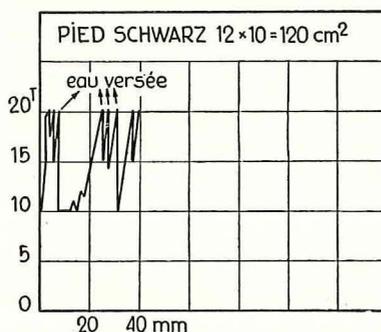


Fig. 7. — Influence de l'eau — action rapide.

Le mur résiste à 20 tonnes. Une minute après avoir vidé de l'eau, la charge tombe brusquement à 15 tonnes. Une pellicule de 1 mm s'hydrate et flue sous l'effet de la charge. En remettant la presse en charge on remonte à 20 tonnes, mais en versant à nouveau un peu d'eau, la pellicule suivante s'hydrate, flue à son tour et la charge retombe à 10 tonnes. L'épaisseur du mur altéré par l'eau est cette fois plus importante et il faut une pénétration de 25 mm pour remonter à 20 tonnes. En répétant ces opérations, le mur s'hydrate de plus en plus profondément et la charge retombe successivement à 15 tonnes, 14 tonnes, 10 tonnes, etc...

Deux jours d'arrêt dans ce chantier où l'air de ventilation était chaud et humide avaient eu pour effet de faire pénétrer les étaçons jusqu'à 20 centimètres dans le mur alors qu'en semaine, du fait de la progression rapide de la taille, on n'observait aucune pénétration.

### 3) Durée d'application d'une charge.

La charge supportée par un mur peut diminuer quand on maintient une forte charge appliquée pendant un temps suffisant. Lors des essais de poinçonnage, le cé dage du mur peut se faire soit brusquement, et on observe alors une large fracturation de la roche autour du pied, soit très lentement et très progressivement, on observe alors un fluage de la roche, complètement pulvérisée tout autour du pied de l'étauçon. Le temps d'application d'une charge élevée doit donc être pris en considération dans certains cas.

La figure 8 donne l'exemple d'un mur qui a cédé brusquement après avoir tenu une charge de 20 ton-

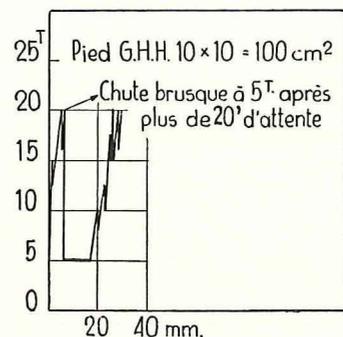


Fig. 8. — Influence de la durée d'application de la charge — cé dage brusque avec large fracturation.

nes pendant une demi-heure. Celle-ci est tombée à 5 tonnes, puis remontée à 20 tonnes pour une pénétration totale de 25 mm. Il s'agit ici d'un bon mur.

La figure 9 donne le cas d'un mur où la diminution de charge est lente et progressive en fonction du temps, par suite du fluage de la roche pulvérisée sous le pied de l'étauçon. Que ce soit à 15 tonnes ou à 20 tonnes, le mur ne tient pas la charge. La presse pénètre très lentement et se décharge aussi très lentement.

Au cours des décharges successives, on constate une expulsion continue de roche finement pulvérisée

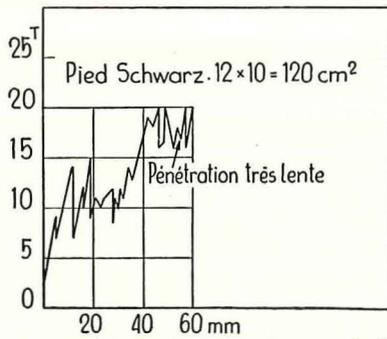


Fig. 9. — Influence de la durée d'application de la charge —  
cédage lent et progressif avec fluage de la roche.

autour des bords du pied de la presse. En consacrant un temps suffisant, la pénétration se serait poursuivie d'une façon continue entre 16 et 20 tonnes.

4) *Forme de la surface d'appui.*

La résistance unitaire au poinçonnage d'une roche de qualité bonne ou moyenne varie avec la forme du pied de l'étauçon. Plus une des dimensions de la surface est petite par rapport à l'autre, plus la roche flue aisément latéralement. La section circulaire est la meilleure et la section en rectangle allongé la plus pénétrante.

Un plateau circulaire de 470 cm<sup>2</sup> de section ne s'enfonce pas sous la charge de 20 tonnes alors qu'un morceau de plate-bête Ougrée de section égale mais rectangulaire (13 × 35,5 cm<sup>2</sup>) s'enfonce au même endroit sous une charge de 15 tonnes. Dans le premier cas, la roche supporte une charge de 42 kg/cm<sup>2</sup> sans se rompre et dans le second cas, elle cède sous la charge de 32,5 kg/cm<sup>2</sup>.

La figure 10 représente les courbes d'enfoncement obtenues dans les deux cas. Le mur est mauvais.

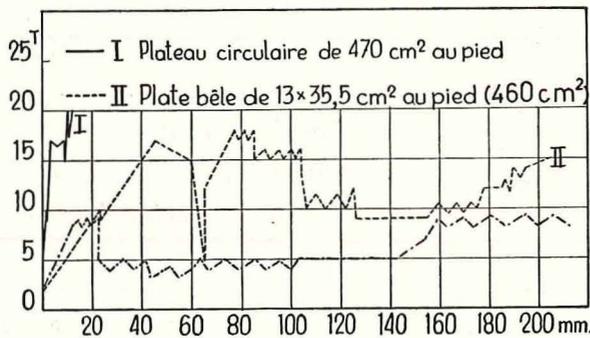


Fig. 10. — Influence de la forme de la surface d'appui.

Sans plateau, avec un pied Gerlach de 11 × 11 = 121 cm<sup>2</sup>, le mur est poinçonné à 10 tonnes à une profondeur de 20 mm, puis la charge retombe à 4 tonnes. Elle varie entre 4 et 5 tonnes jusque 150 mm de profondeur, puis entre 8 et 9 tonnes jusque 200 mm (l'essai a été arrêté à la limite d'extension de la presse).

Avec le plateau circulaire, après 10 mm d'enfoncement, le mur tient la charge de 20 tonnes sans trace de détérioration.

Avec le plateau rectangulaire (morceau de bête Ougrée), la charge augmente progressivement jusque 17 tonnes. A ce moment, la pénétration de la plate-bête dans le mur est de 40 mm et le mur est percé. La charge tombe à 5 tonnes. L'enfoncement se poursuit jusque 230 mm sous des charges variant entre 10 et 15 tonnes. L'enfoncement de la plate-bête Ougrée dans le mur a provoqué un soufflage important du mur sur toute la largeur de l'allée (fig. 11).

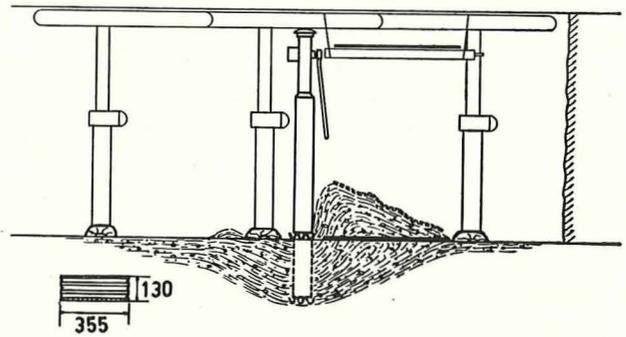


Fig. 11. — Exemple de soufflage sous l'application d'une force verticale.

Au cours de cette expérience, nous avons pu observer le soufflage caractéristique d'une roche tendre sous l'application d'une roche verticale. La presse était placée dans l'allée de transport, à côté d'une file d'étauçons posés sur plates-bêtes en bois (fig. 11). Au fur et à mesure de l'enfoncement du plateau rectangulaire, la roche du mur fluait latéralement sous celui-ci et soulevait la courroie des plates-bêtes sur lesquelles posait le soutènement. La roche fluait plus facilement du côté front que vers l'arrière parce que la plate-bête en bois posée sous les étauçons de la taille s'opposait, dans une certaine mesure, au fluage de la roche de ce côté. A la fin de l'essai, le plateau occupait la position en pointillé figurée sur le croquis.

Des essais comparatifs de résistance de mur au poinçonnage faits au même endroit avec, comme poinçon, d'une part un pied d'étauçon ordinaire et, d'autre part, un morceau de profil de cadre T-H, type 21 kg/m, donnent les résultats suivants :

TABLEAU II.

N° des essais comparatifs	Charges en kg/cm <sup>2</sup> supportées par la roche avant de céder avec	
	Pied d'étauçon	Pied de cadre T-H type 21 kg/m
1	> 800	600
2	410	200
3	60	60
4	41,5	40
5	41,5	40

Nous remarquons que, pour les roches de qualité bonne ou moyenne, la charge unitaire au moment de la rupture est plus grande avec une surface carrée

qu'avec un profil T-H mais la différence est faible pour les roches tendres.

Les mauvaises roches fluent avec une telle facilité que l'influence de la forme du poinçon est négligeable et c'est pour cette raison que, dans la règle énoncée plus haut, il a été fait abstraction des roches très peu résistantes.

5) Dimensions de la surface d'appui.

Pour des poinçons de même forme, la résistance unitaire de la roche à la pénétration augmente avec la surface du poinçon sauf dans le cas de très mauvais terrains où elle est pratiquement invariable.

Le résultat de plusieurs essais faits au même endroit avec des pieds d'étauçon de même forme mais de surface différente sont donnés au tableau III.

TABEAU III.

N <sup>o</sup> de l'essai	Essai I		Essai II		Augmentation de surface	Augmentation de résistance
	Surface du pied cm <sup>2</sup>	Résistance mesurée en kg/cm <sup>2</sup>	Surface du pied cm <sup>2</sup>	Résistance mesurée en kg/cm <sup>2</sup>		
1	50	200	90	222	80 %	11 %
2	50	200	90	222	80 %	11 %
3	90	55	240	83	166 %	51 %
4	120	16	640	14	433 %	0 %
5	120	42	640	42	433 %	0 %

Dans les essais 1 et 2, le mur est de bonne qualité, dans l'essai 3, de qualité moyenne. La résistance unitaire au poinçonnage augmente avec la surface d'appui.

Dans les essais 4 et 5, le mur est de mauvaise qualité, la résistance unitaire n'augmente pas avec la surface d'appui.

Pour pénétrer dans le mur, le pied de l'étauçon doit faire fluer la roche latéralement. Pour une même roche, ce fluage sera d'autant plus difficile que la surface appliquant la charge sera plus grande parce que le chemin à parcourir par les particules de roches pour se libérer de la pression est plus grand.

Cela se vérifie pour les murs de bonne et de moyenne qualité mais pour les mauvais murs, la différence est nulle ou négligeable. Ceci semble devoir être attribué au fait que les mauvaises roches fluent avec une telle facilité que l'influence de la grandeur des surfaces est pour ainsi dire nulle.

6) Semelles en bois.

Une planchette carrée en bois, placée sous le pied d'un étauçon dans le but d'augmenter sa surface d'appui, est efficace lorsque le mur est bon ou moyennement bon ; elle est inefficace sur un mur très mauvais.

La figure 12 donne les courbes relevées dans une couche à mur moyennement bon, avec et sans planchette sous le pied de l'étauçon. Sans planchette, l'étauçon a pénétré de 8 cm sous une charge de 7,5 à 5 tonnes, puis celle-ci a augmenté rapidement

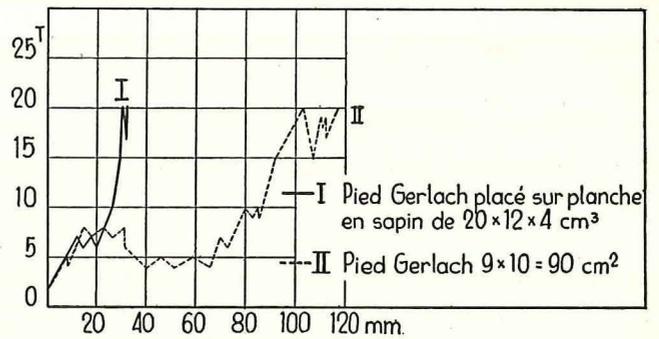


Fig. 12. — Influence des planchettes en bois : murs de bonne et moyenne qualité.

pour atteindre 20 tonnes à 10 cm de profondeur. Avec une planchette de sapin de 20 × 12 × 4 cm<sup>3</sup>

(240 cm<sup>2</sup>), malgré l'écrasement de la planchette, la charge de 20 tonnes a été atteinte après 3 cm d'enfoncement.

La figure 13 donne les mêmes courbes relevées dans une couche ayant un mur très mauvais. Sans planchette, l'étauçon s'enfonce à 20 cm de profondeur sous une charge d'abord égale à 5 tonnes, puis

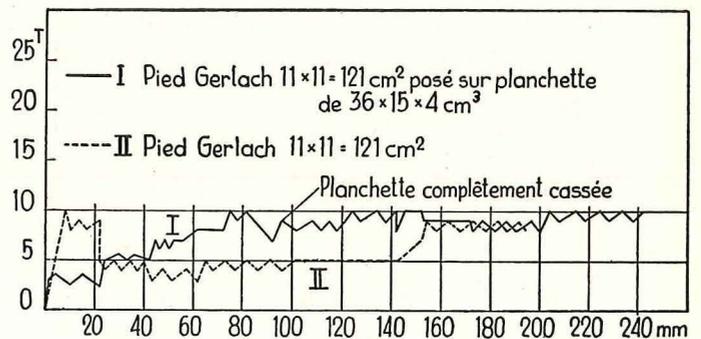


Fig. 13. — Influence des planchettes en bois : mauvais murs.

à 8 tonnes. Avec une planchette en sapin de 36 × 15 × 4 cm<sup>3</sup> (540 cm<sup>2</sup>), l'étauçon s'est enfoncé jusque 24 cm de profondeur sous une charge inférieure à 10 tonnes. L'influence de la planchette est négligeable.

Le mur étant très mauvais, lors de l'application de la charge au centre de la planchette par le pied de l'étauçon, le mur flue des deux côtés suivant la petite dimension et la planchette plie et casse.

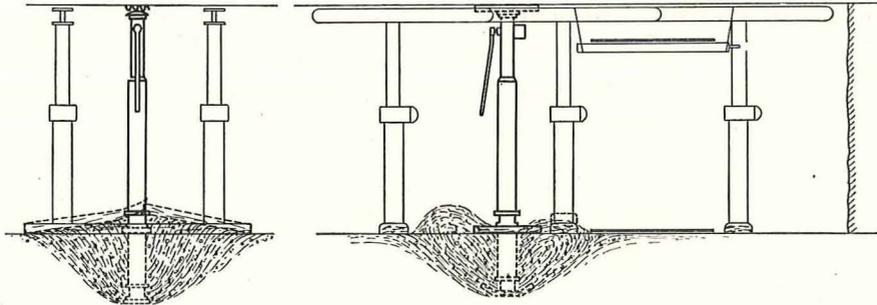


Fig. 14. — Deuxième exemple de soufflage sous l'application d'une force verticale — Rupture d'une semelle en bois sous l'action du soufflage.

Ici encore, nous avons remarqué le soufflage provoqué par l'application d'une force verticale sur un mauvais mur (fig. 14).

Le soutènement de la taille posait sur des plates-bêles en bois de 15 cm de diamètre, disposées longitudinalement.

La presse posée sur une planchette de 540 cm<sup>2</sup> de section était placée dans l'allée de passage. Comme dans l'exemple cité précédemment, la roche a flué sous la planchette à mesure de son enfoncement et a provoqué un soufflage du mur tel que la plate-bèle en bois a été soulevée et s'est brisée au milieu de sa portée entre deux étançons.

La figure 15 donne l'exemple du poinçonnage d'une plate-bèle de 15 cm de diamètre, sur laquelle posaient deux étançons de la taille.

La presse s'imprègne d'abord dans la plate-bèle. A 4 tonnes, la plate-bèle casse ; à 8 tonnes, elle est écrasée complètement et à 10 tonnes, elle est cisailée par le pied de l'étauçon comme à l'emporte-pièce. A ce moment, la pénétration est de 80 mm. L'étauçon

voisin qui posait dessus a basculé. L'autre étançon a été desserré.

Les plates-bêles ne sont pas meilleures que les planchettes carrées de 20 × 20 × 4 cm par exemple, et augmentent la consommation de bois. Leur emploi entraîne aussi des frais de transport qui ne sont pas négligeables. Les gros bois légèrement équarris constituent une semelle plus solide qui peut être appréciée pour certains mauvais murs.

7) Epaisseur des bancs de roches.

A composition minéralogique égale, les murs feuilletés résistent moins bien que les murs constitués d'un banc épais et compact.

Les joints de stratification constituent des surfaces de glissement de moindre résistance qui permettent un fluage plus aisé de la matière. Les tensions de traction et de cisaillement, qui apparaissent en bordure de la surface d'appui et sont maximum dans le banc supérieur, sont mieux absorbées par un banc épais et compact que par des bancs minces qui cassent de proche en proche à mesure que l'appui pénètre.

8) Etreinte latérale.

Un étançon pénètre plus facilement dans le mur lorsque celui-ci est détérioré à proximité immédiate. On constate un fluage latéral facile de la roche sous l'effet de la charge appliquée sur la presse et la résistance au poinçonnage peut être fortement réduite.

La figure 16 montre deux diagrammes de poinçonnage obtenus sur le même mur.

La coupe I est relative à un mur qui a été détérioré par le rabot à une trentaine de centimètres du pied de la presse. Le mur est poinçonné sous une

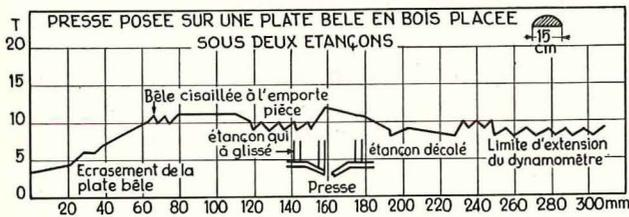


Fig. 15. — Influence des plates-bêles.

çon continue à s'enfoncer dans le mur jusque 310 mm sous des charges voisines de 10 tonnes. Un des morceaux de la plate-bèle a été entraîné vers le bas par le pied du dynamomètre et l'étauçon

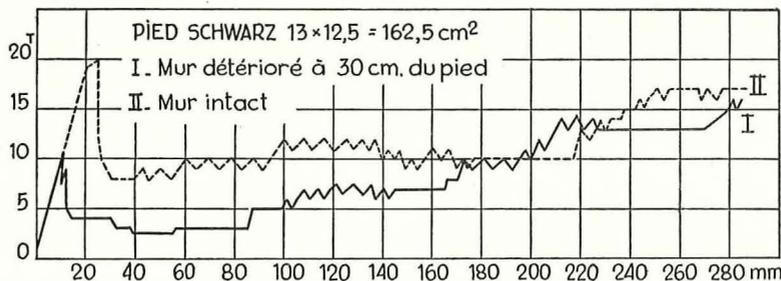


Fig. 16. — Influence de la suppression de l'étreinte latérale.

charge de 10 tonnes. Celle-ci tombe brusquement entre 3 et 4 tonnes et reste constante jusqu'à enfoncement de 90 mm. Elle augmente alors lentement à mesure que l'étau pénètre dans le mur. Elle atteint 10 tonnes pour une pénétration de 200 mm et 15 tonnes pour 280 mm (essai arrêté à la limite d'extension de la presse).

La courbe II correspond à un mur resté intact sur une assez grande surface autour du pied de la presse.

Après une pénétration de 25 mm, le mur est poinçonné à 20 tonnes. La charge tombe brusquement à 8 tonnes. Elle reste voisine de 10 tonnes jusqu'à une pénétration de 220 mm, puis augmente progressivement jusque 17 tonnes pendant que la presse s'enfonce jusqu'à 285 mm (limite de son extension).

### 9) Profondeur.

*La qualité des roches diminue généralement avec la profondeur.*

Le tableau IV donne les caractéristiques des murs étudiés répartis en deux groupes, l'un comprenant

2) Des facteurs extérieurs tels que le temps de découverte ou l'action de l'eau altèrent parfois très rapidement la résistance de la roche. Un soutènement doit être conçu en fonction des altérations possibles de la roche, surtout quand il a un caractère assez permanent.

3) La résistance de la roche diminue avec la durée d'application de la charge.

4) Pour les murs de bonne et moyenne qualité :

- a) la forme de la surface d'appui sur la roche a une grande importance. Plus la surface s'écarte de la forme circulaire ou carrée, plus faible est la résistance unitaire de la roche.
- b) la résistance unitaire augmente avec la surface d'appui.

Pour les roches de très mauvaise qualité, par contre, la forme et la grandeur de la surface d'appui semblent avoir peu d'influence sur leur résistance unitaire. La portance de l'appui augmente seulement proportionnellement à sa surface d'assise.

Dans les mauvais terrains, il sera donc absolument indispensable d'adopter des soutènements à très larges bases de façon à diminuer la pression unitaire.

TABLEAU IV.

Situation des couches en profondeur	% du nombre total de murs de chaque groupe de couches ayant une résistance au poinçonnage supérieure ou égale à :			
	20 t	15 t	10 t	5 t
Groupe I 20 couches de 250 à 700 m	35	45	75	95
Groupe II 22 couches de 700 à 1260 m	27	36	50	70

les couches situées de 250 à 760 m de profondeur, l'autre celles de 700 m à 1.260 m.

De 700 à 1260 m de profondeur, 30 % des couches ont donc un mur qui offre une résistance au poinçonnage inférieure à 5 tonnes alors qu'il n'y en a que 5 % de 250 à 700 m.

Ce tableau n'a qu'une valeur indicative. Il est évident qu'il existe des murs très solides à 1000 m de profondeur et des murs tendres à 400 m. Il semble cependant que la fréquence des murs solides diminue avec la profondeur.

### Conclusions.

Des conclusions très importantes concernant le soutènement des tailles et des galeries découlent des observations qui précèdent :

1) Les qualités mécaniques propres des roches du houiller qui déterminent leur comportement sous la réaction du soutènement sont en général inférieures à celles qu'on leur prêtait. Elles dépendent avant tout de leur nature (ce facteur est étudié dans le 3<sup>e</sup> chapitre), de la profondeur et de leur stratification (lits minces superposés ou banc épais et compact). Le soutènement en taille ou en voie de taille mal adapté pénètre dans le mur ou dans le toit, détruit la cohésion de la roche et engendre de grands désordres.

### II. — ESSAIS DE COMPRESSION SIMPLE SUR CUBES DE ROCHES

Quand on consulte les études relatives aux propriétés des roches du terrain houiller (études de Philips en Grande-Bretagne, de Müller, Nebelung et Welter en Allemagne), on trouve, pour la résistance à la compression, les valeurs reprises au tableau V :

Ces essais ont été effectués sur des cubes de 2,5 cm de côté dont les faces soumises à la compression avaient été préparées spécialement.

Dans les essais avec plaque dont les dimensions latérales étaient égales à deux fois la hauteur, les expérimentateurs allemands ont obtenu la moyenne élevée de 884 kg/cm<sup>2</sup>.

On admet aussi que la résistance de la roche en place est généralement supérieure. Si l'on trouve par exemple que 1 dm<sup>3</sup> de schiste houiller donne à la presse une résistance à la compression de 40 tonnes, on admet que ce cube en place offre une résistance au poinçonnage plus élevée car l'étreinte et les frottements latéraux s'ajoutent à sa résistance propre. Dans ses conclusions, Philips dit d'ailleurs « Les résultats obtenus au laboratoire fournissent une échelle relative de résistance. Les résistances

TABLEAU V

PHILIPS		
Résistance en kg/cm <sup>2</sup>		
Nature de la roche	perpendiculaire à la stratification	parallèle à la stratification
Grès	700 à 1400	500 à 1100
Schiste	400 à 800 (valeurs pour 6 échantillons)	250 à 550
Charbon	30 à 400	

NEBELUNG ET WELTER  
Résistance moyenne à l'écrasement de 3 schistes  
346 kg/cm<sup>2</sup>

MUELLER  
a trouvé pour un schiste 811 kg/cm<sup>2</sup>

réelles « in situ » sont plus grandes encore par suite des étreintes ».

Pour éclairer cet aspect de la question, des essais de compression simple ont été faits en laboratoire sur des cubes de roche de 2,5 cm de côté, roche dont on avait déjà mesuré la résistance au poinçonnage. Ces essais comparatifs n'ont pu être exécutés que sur 16 échantillons de mur (16 sur 43), les dimensions des échantillons prélevés ne permettant pas toujours le débitage de cubes de 2,5 cm de côté. La synthèse des résultats des deux mesures est donnée dans le tableau VI.

TABLEAU VI.

Charges supportées par la roche lors du poinçonnage	Charges supportées par la roche soumise à un essai de compression sur un cube de 2,5 cm de côté
> 165 kg/cm <sup>2</sup>	> 500 kg/cm <sup>2</sup>
entre 125 et 165 kg/cm <sup>2</sup>	> 350 kg/cm <sup>2</sup>
entre 90 et 125 kg/cm <sup>2</sup>	> 250 kg/cm <sup>2</sup>
entre 40 et 90 kg/cm <sup>2</sup>	> 150 kg/cm <sup>2</sup>
< 40 kg/cm <sup>2</sup>	voisin de 60 kg/cm <sup>2</sup>

Ces résultats prouvent que :

- 1) La résistance au poinçonnage est toujours inférieure à la résistance à la compression simple obtenue sur un cube de 2,5 de côté. Celle-ci vaut toujours au moins deux fois la première. Une étude théorique du phénomène permet de trouver une explication dans les tensions de traction et de cisaillement qui interviennent à la bordure de la surface d'appui et la faible résistance des roches in situ, à la traction.
- 2) Près de 75 % des murs prospectés ont une résistance à la compression inférieure à celle donnée comme résistance minimum des schistes houillers par les auteurs cités ci-devant.
- 3) L'essai de compression simple donne un classement relatif des roches identique à celui de l'essai de poinçonnage sauf pour les roches qui s'altèrent très rapidement à l'eau. L'eau d'arrosage, employée pour le sciage de la roche, suffit pour désagréger l'échantillon.

TABLEAU VII.

Comparaison des essais de poinçonnage et de compression simple.

Couche	Charbonnage	Résistance au poinçonnage	Résistance à la compression	Observations
19-53/19	Houhalen	P < 40 kg/cm <sup>2</sup>	55 kg/cm <sup>2</sup>	Essais au mois de décembre 1954. Partie inférieure de la taille
19-37/19	Houhalen		52 kg/cm <sup>2</sup>	
10-60/10	Houhalen		143 kg/cm <sup>2</sup>	
Brose Querelle	Monceau-Fontaine Monceau-Fontaine		60 kg/cm <sup>2</sup>	
64 63/64N 7 33	Beeringen Limbourg-Meuse Limbourg-Meuse	40 kg/cm <sup>2</sup> < P < 90 kg/cm <sup>2</sup>	171 kg/cm <sup>2</sup> 154-237 kg/cm <sup>2</sup> 230 kg/cm <sup>2</sup>	échantillon détruit en cours de préparation
68	Beeringen	90 kg/cm <sup>2</sup> < P < 125 kg/cm <sup>2</sup>	25 kg/cm <sup>2</sup>	
Folle-Emprise	Monceau-Fontaine		286 kg/cm <sup>2</sup>	Echantillon altéré par eau de sciage
8 Paumes	Gouffre	125 kg/cm <sup>2</sup> < P < 165 kg/cm <sup>2</sup>	60 kg/cm <sup>2</sup>	Echantillon altéré par eau de sciage
19-53/19 19-37/19	Houhalen Houhalen	P > 165 kg/cm <sup>2</sup>	676 kg/cm <sup>2</sup> 178 kg/cm <sup>2</sup>	Essai en mars 1955 Echantillon altéré par eau de sciage
19	Limbourg-Meuse		643-490 kg/cm <sup>2</sup>	
Veine Sud	Monceau-Fontaine		400 kg/cm <sup>2</sup>	
Gros Pierre	Gouffre		517 kg/cm <sup>2</sup>	

9 échantillons de charbon de la veine 70 à Beeringen donnent une résistance à la compression simple comprise entre 275 et 465 kg/cm<sup>2</sup>.

Le tableau VII permet de comparer les résistances au poinçonnage et à la compression simple.

On remarque que les échantillons des roches rapidement altérées par l'eau ont une faible résistance à la compression.

A titre d'exemple, citons :

- 1) La couche 68 à Beeringen :  
Le mur sec a une résistance supérieure à 20 tonnes.  
Le mur humide a une résistance égale à 10 tonnes.  
Le mur mouillé a une résistance inférieure à 5 t.  
L'essai de compression simple ne donne que 25 kg/cm<sup>2</sup>.
- 2) La couche 27 à Limbourg-Meuse :  
Le mur sec a une résistance supérieure à 20 tonnes.  
L'eau transforme rapidement la roche en une argile malléable.  
L'essai de compression simple donne 60 kg/cm<sup>2</sup>.
- 4) Des essais de compression simple effectués sur neuf échantillons de charbon de la veine 70 à Beeringen ont donné une résistance comprise entre 275 et 465 kg/cm<sup>2</sup>.

On remarque donc que ce charbon a une résistance supérieure à plus de 50 % des murs. Il existe donc beaucoup d'argiles plus tendres et plus molles que certains charbons, spécialement les charbons gras de Campine à forte teneur en matières volatiles.

\* \* \*

Il serait intéressant de faire des essais analogues dans les différents bassins houillers et de comparer les résultats.

Au cours de nos récentes visites à l'étranger, nous avons prélevé des échantillons de roches et effectué des essais de compression sur cubes de 2,5 cm de côté.

Voici les résultats obtenus :

#### Bassin de la Ruhr

Veine Sonnenschein, siège Mansfeld :	1350 kg/cm <sup>2</sup>
Veine Präsident, siège Sachsen :	1250 kg/cm <sup>2</sup>
Veine 18, siège Sachsen :	de 300 à 400 kg/cm <sup>2</sup>
Veine Finefrau, siège Heinrich :	de 250 à 300 kg/cm <sup>2</sup>
Veine Finefrau à 1 mètre sous le mur (banc sur lequel posent les cadres de la voie) :	980 kg/cm <sup>2</sup>
Veine Karel I, siège Blumenthal (il s'agissait d'une intercalation de 1,50 m à 2 m d'épaisseur entre deux couches) :	125 kg/cm <sup>2</sup>

#### Bassin du Limbourg néerlandais

Veine VI, mine Mauritz :	350 kg/cm <sup>2</sup>
Veine Steinknipp, mine Orange Nassau :	260 kg/cm <sup>2</sup>

Il serait intéressant de faire un grand nombre d'essais similaires dans les différents bassins houillers, non seulement sur les roches des murs mais sur les roches des stampes, et de comparer les résultats.

Pourquoi des grès ayant un aspect extérieur presque identique ont-ils une résistance à la compression, les uns de 500 kg/cm<sup>2</sup> et les autres de 1300 kg/cm<sup>2</sup> ? Pourquoi des schistes macroscopiquement semblables ont-ils une résistance au poin-

çonnage, les uns de 30 kg/cm<sup>2</sup> et les autres de 300 kg/cm<sup>2</sup> ? Pourquoi certains schistes résistent bien au poinçonnage s'hydratent-ils facilement et rapidement alors que d'autres moins résistants sont moins sensibles à l'eau ?

C'est dans l'intention d'éclairer ces problèmes qu'Inichar a entrepris l'étude lithologique des roches des murs de couches.

Les études ne sont encore qu'à leur début mais il nous a paru intéressant de faire connaître le programme d'ensemble des recherches envisagées et les résultats des premières investigations microscopiques.

M. Liégeois, Ingénieur à Inichar, présente dans le troisième chapitre les résultats des premières recherches dans ce domaine.

### III. — ETUDES PETROGRAPHIQUES

Cette note comprend :

- a) des considérations sur le prélèvement des échantillons;
- b) une revue des différentes méthodes d'investigation qui s'offrent aux pétrographes, pour l'étude des roches argileuses tout spécialement;
- c) les premières observations tirées de l'examen microscopique de lames minces de roches.

#### A) Prélèvement d'échantillons.

Afin de compléter les essais de poinçonnage, Inichar a décidé de faire des essais de compression sur cubes et des études pétrographiques.

Dans ce but, il est donc indispensable de prélever, lors des essais de poinçonnage, des échantillons de roches suffisamment gros pour disposer des matériaux nécessaires aux autres essais envisagés.

Comme les phénomènes qui nous préoccupent sont très complexes, on ne peut négliger aucune observation les concernant. Les prélèvements d'échantillons de roches seront accompagnés d'une description aussi détaillée que possible des circonstances de lieu et de temps, par exemple :

le bassin charbonnier et le nom du siège

le nom de la couche

le numéro et l'emplacement de la taille

la profondeur

le lieu de prélèvement par rapport aux voies d'accès au chantier et au front de taille

l'allure des terrains (plateaux, dressants, plis, proximité d'une faille)

la vitesse d'avancement de la taille

l'exploitation a-t-elle lieu en terrain vierge ou d'autres couches ont-elles été exploitées à proximité au-dessus ou en dessous;

des remarques relatives à la nature des épontes en indiquant

leur état de fissuration,

la nature fossilifère, charbonneuse,

l'épaisseur des bancs constituant le toit et le mur,

la nature des joints de stratification.

TABLEAU VIII.  
Etude microscopique des épontes.

Charbonnages	Couches	Poinçonnage kg/cm <sup>2</sup>	Compression kg/cm <sup>2</sup>	% grains	% matrice	Sphéricité	Arrondi	Classement des grains	Dimensions	Minéralogie	Texture	Nom de la roche
Beerigen	60, taille 1	< 40	—	—	—	—	—	mauvais	quartz < 30 μ souvent < 5 μ	quartz, minéraux des argiles	charbon abondant, lité	schiste charbonneux
Houthalen	60/10	< 40	143	—	—	—	—	—	quelques microns	quartz, charbon	stratification apparente	charbon quartzeux
Houthalen	53/19 déc.	< 40	55	—	—	—	—	—	quelques microns	quartz, minéraux des argiles	stratification apparente	schiste charbonneux
Houthalen	37/19	< 40	52	—	—	—	—	—	quelques microns	quartz, minéraux des argiles	phyllites orientées suivant la stratification	schiste très charbonneux
Monceau-Fontaine	Brose	< 40	60	—	—	—	—	—	quelques microns	quartz, minéraux des argiles, carbonate	stratification apparente	schiste charbonneux
Monceau-Fontaine	Querelle	< 40	—	—	—	—	—	—	quelques microns	minéraux des argiles	phyllites orientées suivant la stratification, perpendiculairement et obliquement	schiste argileux
Monceau-Fontaine	Inconnue	< 40	—	—	—	—	—	—	quelques microns	minéraux des argiles	phyllites orientées suivant la stratification	schiste argileux
Beerigen	63/64 N	40 < P < 90	171	< 50	> 50	0,5	0,5	mauvais	quartz < 0,1 mm, souvent < 30 μ micas < 0,1 mm	quartz, muscovite, minéraux des argiles	stratification nette, débris charbonneux, phyllites parallèles et perpendiculaires à la stratification	schiste quartzeux charbonneux
Beerigen	75/S	40 < P < 90	—	< 80	> 20	0,5	0,1	mauvais	quartz 0,1 mm et plus micas < 0,4 mm	quartz, muscovite, minéraux des argiles	charbon abondant en tous sens, stratification peu visible, grains noyés	schiste quartzeux charbonneux
Houthalen	21/22	40 < P < 90	—	—	—	—	—	—	—	—	—	schiste charbonneux
Limbouurg-Meuse	7	40 < P < 90	154 257	—	—	—	—	—	—	quartz, minéraux des argiles	stratification nette, interstratifications charbonneuses, phyllites orientées suivant la stratification et perpendiculairement	schiste quartzeux charbonneux
Limbouurg-Meuse	53	40 < P < 90	—	—	—	—	—	—	quartz < 3 μ	quartz, minéraux des argiles	stratification très nette, charbon abondant, lité	schiste charbonneux et quartzeux
Limbouurg-Meuse	17	40 < P < 90	—	—	—	—	—	—	quartz < quelques microns	quartz, minéraux des argiles	orientation des phyllites suivant la stratification et obliquement	schiste charbonneux et quartzeux
Beerigen	Jadot	90 < P < 125	—	—	—	—	—	—	micas, quartz < 0,1 mm	—	—	schiste argileux et charbonneux (filaments)
Beerigen	68	90 < P < 125	25	10	90	—	—	mauvais	quartz < 20 μ micas < 0,1 mm	quartz, muscovite, matrice argileuse	phyllites orientées suivant la stratification et perpendiculairement	schiste quartzeux (et charbonneux)
Limbouurg-Meuse	27	125 < P < 165	60	25	75	—	—	mauvais	quartz < 30 μ micas < 0,1 mm	—	phyllites orientées suivant la stratification; fins débris charbonneux rares	schiste très quartzeux
Beerigen	75/taille S	> 165	—	95	5	0,7	0,3	bon	quartz < 0,1 mm, micas < 0,2 mm	quartz, muscovite, matrice argileuse, pyrite	quartzitique	quartzite micacé gris avec passées charbonneuses ou sulfureuses
Beerigen	Lohest II	> 165	—	90	10	0,5 à 0,7	0,3 à 0,5	mauvais	quartz < 0,1 mm, micas < 0,2 mm	quartz, longues paillettes de micas, matrice argileuse	stratification nette	quartzite micacé gris à rares traces végétales charbonneuses
Limbouurg-Meuse	2	> 165	643 490	> 25	< 75	0,3	0,1 à 0,3	mauvais	quartz < 60 μ micas < 0,2 mm	quartz, muscovite, minéraux des argiles	phyllites orientées suivant la stratification et perpendiculairement	schiste très quartzeux
Houthalen	61/30	> 165	—	20 à 50	50 à 80	0,5	0,3	mauvais	quartz < 0,1 mm, souvent < 60 μ micas < 0,1 mm	quartz, muscovite, minéraux des argiles	—	schiste très quartzeux charbonneux

Charbonnages étrangers	Gouffre (Carabinier)	8 Paumes	> 165	—	—	—	—	—	quelques microns	quartz, minéraux des argiles	phyllites ori. sui. la stratification	schiste très quartzeux	
	Gouffre 10 Gros Pierre	Gros Pierre	> 165	517	80	20	0,5	0,1 à 0,3	moyen	quartz < 60 $\mu$ micas < 0,2 mm	—	roche homogène; traces de charbon en des sens divers	quartzite argileux micacé
	Mansfeld Zonnestein	—	—	1530	85	15	0,7	0,3	bon	quartz < 0,1 mm,	quartz, feldspath, muscovite, chlorite, quartzite, schiste, phyllites	mosaïque; peu de charbon	sub-grauwacke
	Sachsen Präsident	—	—	1250	75 à 80	20 à 25	0,5 à 0,7	0,3	mauvais	quartz < 0,1 mm, souvent < 60 $\mu$ micas < 250 $\mu$	quartz, feldspath, muscovite quartzite, carbonate, phyllites	stratification nette; peu de charbon	sub-grauwacke
	Sachsen 18 voie de tête	—	—	300 à 400	10	90	0,7	0,3	mauvais	quartz < 60 $\mu$ micas < 200 $\mu$	quartz, muscovite, carbonate, tourmaline, phyllites	phyllites orientées suivant la stratification et perpendiculai- rement	schiste quartzeux, char- bonneux
	Heinrich Finefrau Voie de base 1 m sous la mer	—	—	980	50	50	0,5 à 0,7	0,3	mauvais	quartz < 0,4 mm micas < 0,7 mm	quartz, feldspath, muscovite biotite, quartzite, schiste, carbonate, phyllites	stratification apparente	sub-grauwacke
	Heinrich Finefrau	—	—	250 à 300	—	—	—	—	—	quelques microns	minéraux des argiles	phyllites orientées suivant la stratification et obliquement	schiste argileux
	Blumenthal Karel I	—	—	125	—	—	—	—	—	quelques microns	quartz, minéraux des argiles	phyllites orientées suivant la la stratification et perpendi- culairement	schiste quartzeux

Lors de l'essai de poinçonnage, on notera exactement la façon dont la roche est détruite sous la presse (large fissuration, fluage, présence d'eau, etc...).

### B) Méthodes d'investigation.

Pour étudier les roches argileuses, le pétrographe a recours à différentes méthodes d'analyse [11] (1).

#### Analyse chimique.

L'analyse chimique quantitative consiste à détruire les combinaisons d'une substance afin de libérer les éléments qui la composent et de les préparer sous une forme telle qu'on puisse les peser. Le procédé est généralement laborieux et délicat.

Lorsque l'analyse porte sur une combinaison unique, les éléments se déterminent généralement sans ambiguïté et le poids des fractions de chaque élément ne laisse aucun doute.

Mais si l'on analyse globalement des roches argileuses, on se heurte à des difficultés théoriquement insurmontables : plusieurs éléments : le silicium, l'aluminium, l'oxygène, se répartissent dans différentes combinaisons dont la formule chimique n'est pas encore exactement connue; l'illite par exemple, est un silicate hydraté, complexe potassique de composition variable en ces éléments.

Dans ces conditions, il devient impossible de définir la composition minéralogique de la roche à partir de l'analyse chimique globale.

L'emploi de réactifs permettant d'isoler ou de détruire l'un ou l'autre minéral ne paraît pas avoir donné les résultats que l'on escomptait.

La méthode chimique a donc pour elle deux inconvénients majeurs. D'abord, elle est lente et les causes d'erreurs sont nombreuses par suite de l'extrême division des particules (2). Ensuite, en admettant que l'analyse détermine avec exactitude les proportions des principaux éléments et des éléments accessoires, il reste illusoire de reconstituer virtuellement la roche à partir des données de l'analyse chimique parce que les minéraux constitutifs ont des formules chimiques variables dans lesquelles les rapports entre éléments ne sont pas connus à priori.

#### L'examen de lames minces sous le microscope.

Cette étude vise principalement à la détermination des minéraux et à la définition de la texture et de la structure (3).

Elle exige la préparation de coupes minces de 0,03 mm d'épaisseur et dont la surface de l'ordre de quelques cm<sup>2</sup> dépend de l'hétérogénéité de la matière. La préparation d'une telle lame occupe pendant une heure un opérateur expérimenté.

(1) Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie in fine.

(2) On admet que l'argile moyenne contient 50 % au moins de grains plus petits que 4 à 5 microns.

(3) Texture : mode d'arrangement des minéraux dans une fraction homogène de la roche.

Structure : mode d'arrangement des fractions homogènes entre elles.

L'examen de la lame par transparence en lumière parallèle ou convergente et à l'aide d'un polariseur ou deux polariseurs croisés à des grossissements de quelques dizaines à quelques centaines de fois conduit à une connaissance précise des propriétés optiques et cristallographiques des minéraux. Ces propriétés sont très bien connues à l'heure actuelle pour les minéraux suivants qui entrent dans la composition des roches stériles du Houiller : quartz, feldspath, muscovite, biotite, chlorite, carbonates, etc...

Comme les propriétés optiques varient en fonction de la composition chimique et que l'intégration est possible au microscope, la composition chimique globale de la roche peut se déduire de l'examen optique. Mais la chose la plus importante apparaît tout de suite : c'est la forme sous laquelle les éléments constitutifs sont emprisonnés dans le sédiment.

L'étude pétrographique sous le microscope a le grand avantage de faire apparaître chaque minéral en particulier à la place qu'il occupe dans le matériau, avec ses contours et ses relations de voisinage.

L'examen des lames minces permet donc de définir la texture et la structure d'une roche.

Les premiers essais entrepris par Inichar l'ont été sur des coupes minces et nous vous donnons in fine quelques remarques tirées des premières observations.

#### Analyse thermique.

L'analyse thermique vient en aide au pétrographe parce qu'elle permet de déterminer les minéraux tenus qui sont engagés dans un mélange. Cette méthode développée principalement à l'intention des céramistes utilisant le kaolin trouvera peut-être un débouché nouveau dans l'inventaire des roches stériles du Houiller. Rappelons brièvement en quoi elle consiste, quels préparatifs elle exige et ce qu'on peut en attendre pour le problème en cause.

On chauffe un four graduellement de 20° C à 1100° C de telle façon que le diagramme d'élévation de température soit représenté par une droite (fig. 17).

On place dans le four un peu de poudre minérale étudiée et une substance inerte. Au moyen de deux couples thermo-électriques et d'un galvanomètre, on enregistre sous forme de courbe différentielle l'écart de température entre la substance inerte et le minéral. Cet écart provient de la perte

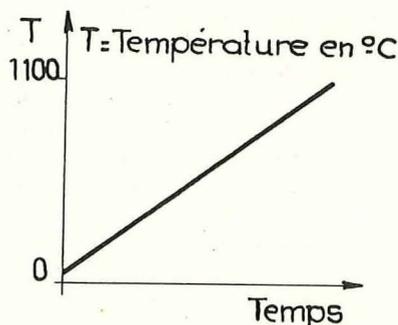


Fig. 17. — Diagramme d'élévation de la température du four.

d'eau imbibée et d'eau de constitution ou d'un changement de phase du minéral. Il correspond à une réaction exothermique (crochet vers le haut du diagramme) ou endothermique (vers le bas).

On a établi des diagrammes caractéristiques des différents minéraux des argiles déterminés préalablement sans ambiguïté par une autre méthode (fig. 18). L'analyse qualitative de poudres obtenues par le traitement de schistes ou d'argiles s'obtient par la superposition éventuelle de ces diagrammes de base.

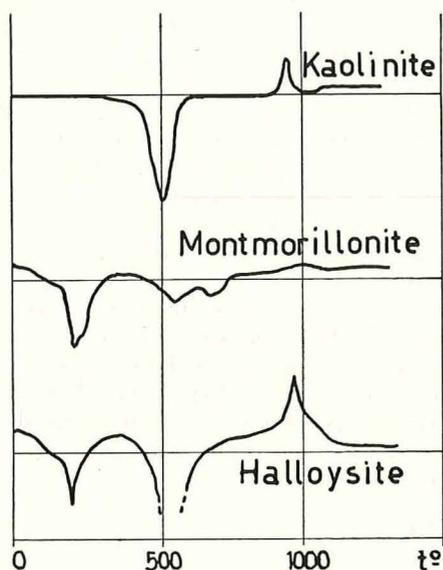


Fig. 18. — Aspect des courbes d'analyse thermique différentielle de trois minéraux d'occurrence fréquente dans les argiles.

Lorsque les conditions opératoires sont identiques, l'importance des déviations notées sur le graphique varie avec les proportions des différents constituants, ce qui permet une analyse quantitative approchée. Au moyen de l'appareil appelé thermo-balance, on peut enregistrer d'une façon continue la perte de poids de l'échantillon au fur et à mesure de l'élévation de température. On dispose ainsi d'un contrôle intéressant des résultats obtenus par le déchiffrement du diagramme température-temps.

La préparation des poudres demande plusieurs jours. Plus de trente échantillons de roches particulièrement argileuses provenant des murs de couches étudiés, ont été broyés au cylindre, puis tamisés sur une toile à trous carrés jusqu'à l'obtention de 15 à 20 grammes de produit de dimensions inférieures à 43 microns. Dilué dans un liquide peptisant, le produit est agité pendant une heure puis livré pendant 24 heures à la sédimentation différentielle. Les plus fines particules encore en suspension à ce moment sont siphonnées, floculées, filtrées, séchées et rebroyées afin de supprimer les agrégats.

Les analyses thermiques sont en cours.

#### Diagrammes de poudres aux rayons X.

Les rayons X ont un pouvoir séparateur nettement supérieur à celui des instruments d'optique

tels que le microscope du pétrographe. Soumis aux rayons X, un minéral les diffracte par toutes ses faces. Si l'on recueille sur un film photographique les taches provoquées par cette diffraction, on obtient en quelque sorte l'image du réseau cristallin du minéral. Cette méthode est applicable à une poudre [1]. Le dépouillement des résultats se fait pour une poudre inconnue par comparaison avec des diagrammes typiques, éventuellement par superposition de diagrammes pour des poudres complexes.

L'étude des argiles par la spectrographie de rayons X exige une mise au point méticuleuse des dispositifs expérimentaux.

#### Analyse physique.

Elle repose sur une désagrégation mécanique et chimique préalable. Elle a pour but de compléter l'analyse d'une roche par des indications relatives aux propriétés physiques des constituants, en particulier, la densité, l'absorption, la charge électrique. Les propriétés physiques des fines particules demandent encore à être précisées par des recherches sur la floculation, la peptisation, etc... L'analyse physique comme les autres méthodes d'étude des minéraux fins prendra sans doute un nouvel essor prochainement à cause du problème d'épuration des eaux usées qui se pose à l'industriel. On souhaite que les résultats soient en même temps profitables à l'étude des roches argileuses des terrains houillers.

#### Choix des méthodes.

L'examen microscopique conduit à une connaissance approfondie de la nature des roches. Il est presque immédiat et ne nécessite pas de matériel encombrant ou délicat.

L'analyse thermique demande plus de temps et la mise au point consciencieuse d'appareils résistant mal aux perturbations telles que les vibrations et les variations brusques de la température ambiante. Son intérêt réside dans la détermination des minéraux fins des schistes argileux.

L'emploi des rayons X permettra éventuellement de contrôler et de préciser les indications fournies par l'analyse thermique.

Nous remercions vivement les professeurs et assistants des Instituts de Géologie et Minéralogie d'avoir bien voulu nous accorder leur aide précieuse pour la réalisation de notre programme de travail.

#### C) Premières observations tirées de l'examen microscopique de lames minces.

##### L'examen proprement dit

Nous avons examiné sous le microscope une quarantaine de lames minces taillées dans les roches des murs de différentes couches de houille. Sur la base de ces observations, nous avons attribué aux roches un nom qui entre dans la nomenclature généralement admise des sédiments sableux, silteux et argileux (4) [6].

(4) Sables : 2 mm à 60 microns; silts : 60 microns à 4 microns; argiles : 4 microns à 0,25 microns.

A cet effet, nous distinguons dans les roches deux fractions essentielles : les grains d'une part; la matrice d'autre part, à laquelle s'ajoute le ciment éventuel.

La matrice est constituée par la masse des minéraux argileux si petits (quelques microns) que leurs propriétés optiques sont masquées par leur superposition dans une lame mince normale (30 microns d'épaisseur). Ces minéraux argileux se sont déposés en même temps que les grains plus gros qui y sont en quelque sorte enchâssés. Sur le bord des lames minces, le relief des minéraux argileux est généralement discernable quand on emploie l'objectif à immersion d'huile (5). L'estimation du pourcentage de grains et de matrice est facilitée par l'emploi de la charte de M. Folk (fig. 19) [5].

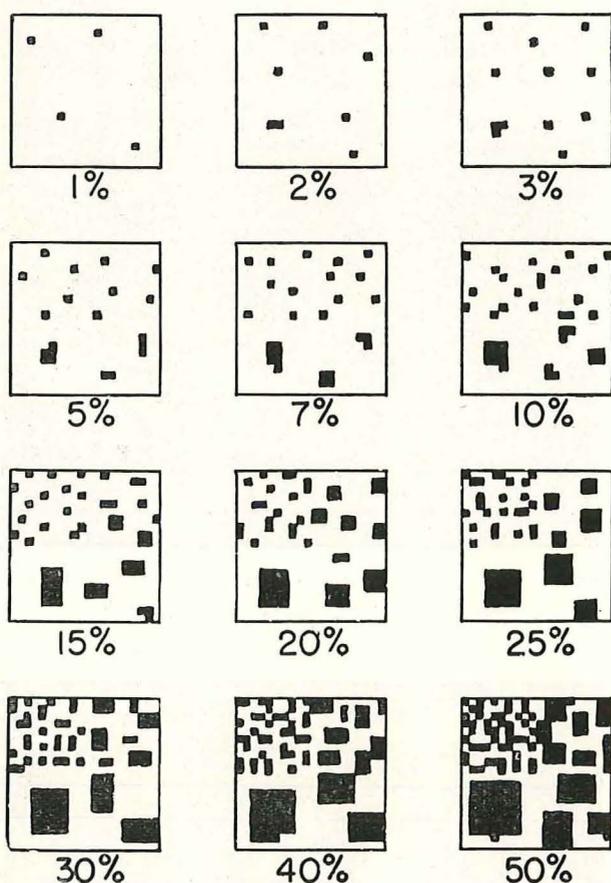


Fig. 19. — Tableau utilisé pour estimer la proportion de grains et de matrice (d'après Folk [5]).

Les grains présentent des degrés d'arrondi et de sphéricité variables d'une roche à l'autre. L'indice de sphéricité est d'autant plus élevé que la section du grain est proche d'une circonférence.

L'indice d'arrondi mesure globalement l'usure des angles, les indices faibles caractérisant des grains

(5) L'apparence de relief d'un minéral est due à la différence entre l'indice de réfraction de ce minéral et celui du milieu dans lequel il se trouve. Les lames minces sont collées au baume de canada (indice 1,54).

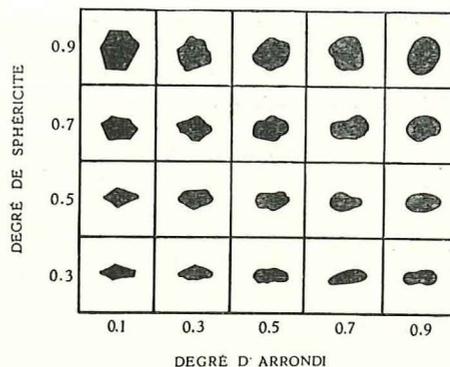


Fig. 20. — Degré de sphéricité et degré d'arrondi (d'après Krumbein et Sloss [5]).

anguleux (fig. 20, tableau proposé par Krumbein et Sloss [6]).

Lorsque tous les grains ont la même dimension moyenne, on admet que le classement est bon exactement comme s'il s'agissait du résultat d'un triage parfait, d'un setzage prolongé (fig. 21).

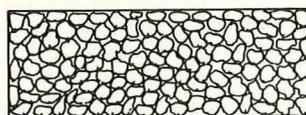


Fig. 21. — Bon classement des grains.

Le classement devient mauvais avec l'augmentation de la proportion de grains déclassés (fig. 22).



Fig. 22. — Mauvais classement des grains.



Fig. 23. — Monceau-Fontaine - Follemprie - 20 cm sous la veine. Quartzite micacé gris-stratification apparente x 70 - Nicols croisés.

Le plus souvent, la stratification apparaît à l'examen microscopique par suite de l'orientation des minéraux dans une direction préférentielle. Sur la photographie fig. 23, on observe très bien que les grains de quartz et de mica sont allongés environ à 45° par rapport aux bords. De plus, on note une alternance de lits clairs et de lits sombres. Il s'agit bien de la stratification. Instinctivement, on voudrait tourner la photo de 45° pour que la roche paraisse dans son état de dépôt naturel. C'est pourquoi le cadre des photos suivantes sera découpé parallèlement et perpendiculairement à la stratification (fig. 24).

La photographie fig. 25 montre à suffisance l'alternance de lits argileux et de passées charbon-

neuses. Dans le cas de la photo fig. 26, la stratification est encore soulignée par la présence de lits quartzeux (clairs) dans le schiste carbonneux.

L'absence de stratification correspond à une texture en mosaïque. La texture de l'échantillon fig. 27 est proche de ce cas.

#### Influence de divers facteurs sur la résistance des murs au poinçonnage.

Nous avons introduit quelques caractéristiques pétrographiques des roches dans le tableau déjà présenté par MM. Stassen et Hausman aux chapitres relatifs à la résistance des roches au poinçonnage et à la compression (Tableau VIII).



Fig. 24. — Limbourg-Meuse, N° 2. Schiste très quartzeux - x 70 Nicols croisés.



Fig. 25. — Houthalen 37/19. Schiste très carbonneux - x 70 Lumière parallèle.

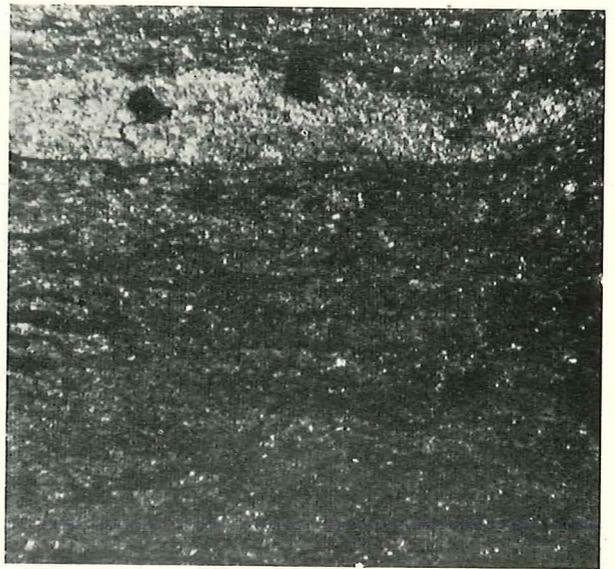


Fig. 26. — Monceau-Fontaine - Siège n° 4 - couche Brosse - Schiste carbonneux x 70, lumière parallèle.



Fig. 27. — Mansfeld - mur. Sub-grauwacke - x 70 Nicols croisés.

Bien que les résultats de nos recherches portent sur un nombre limité de cas et que l'échantillonnage soit réduit, il est possible, semble-t-il, d'énoncer déjà quelques règles au sujet des relations entre la composition minéralogique des roches et leur texture d'une part, et leurs qualités physiques en grand d'autre part.

1) *La grosseur des grains.*

Les roches les plus grossières et aussi les plus résistantes ont des grains de la granularité des sables (diamètre moyen supérieur à 60 microns). La plupart des grains quartzeux des autres roches appartiennent à la catégorie des silts.

2) *Proportion relative de grains et de matrice.*

D'une manière générale, la résistance augmente avec la proportion de grains (le plus souvent quartzeux).

Par exemple, un quartzite argileux (grès) (photo fig. 28) résiste mieux qu'un schiste argileux (photo fig. 29).

Toutefois, si les grains de quartz sont complètement isolés les uns des autres par la matière argileuse, la proportion de quartz peut être abondante sans que la résistance s'en trouve accrue.

3) *Le degré d'arrondi et de sphéricité des grains.*

Le degré d'arrondi des grains ne dépasse pas 0,5 même dans les roches très quartzueuses et tombe souvent à moins de 0,3 dans les roches argileuses.

Les roches les plus quartzueuses sont aussi celles dont le degré de *sphéricité* est le plus élevé : 0,7, tandis que les schistes quartzeux présentent des grains souvent allongés.

4) *Le classement des grains.*

Le classement des grains des roches étudiées est presque toujours mauvais, rarement médiocre.

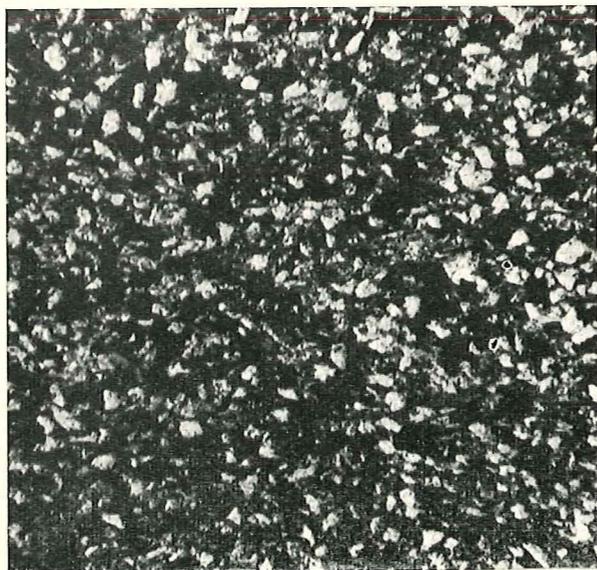


Fig. 28. — Le Gouffre n° 10 - Gros Pierre - Quartzite argileux micacé - x 70 Nicols croisés.

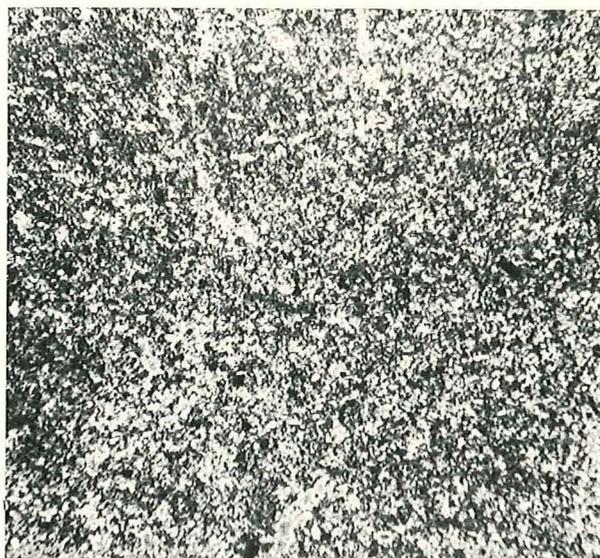


Fig. 29. — Monceau-Fontaine - Siège n° 4 - Querelle - Schiste argileux - x 70 Nicols croisés.

5) *Texture et structure.*

La stratification apparaît dans la plupart des lames examinées et le charbon s'étale suivant la stratification dans plusieurs cas (photos fig. 25 et 26). Ailleurs, les traces charbonneuses bifurquées, les tissus végétaux conservés indiquent que les débris de plantes ont été enfouis in situ ou bien se sont frayé un chemin dans la roche après le début de sa consolidation (sols de végétation).

De toute façon, les roches charbonneuses résistent mal aux sollicitations probablement à cause de leur hétérogénéité. Lors de la préparation des lames minces dans le baume mou, les échantillons fragiles se disloquent à l'endroit des débris charbonneux.

La texture dite en mosaïque est probablement excellente mais rare (photo fig. 27).

— Les paillettes de *micas* ont une extension longitudinale remarquable comparativement à leur largeur et à la dimension moyenne des grains de quartz, dans les quartzites micacés (photos 23 et 24). Ces derniers résistent mieux semble-t-il que les autres roches.

— Les phyllites s'orientent le plus souvent selon la stratification mais ce n'est la règle que pour la majorité des phyllites; un certain pourcentage s'oriente perpendiculairement aux premières et même, dans certaines lames, les phyllites sont orientées à 45° environ en sorte qu'il existe dans ces cas, une triple orientation préférentielle. Ce phénomène qui intéresse toute la masse des argiles joue peut-être un rôle dans le comportement sous des poussées orientées (photo 29) [2].

6) *Composition minéralogique.*

Contrairement à ce qu'on pourrait penser, certains murs ont des *constituants minéralogiques* nombreux et instables tels que la biotite ou les feldspaths (un plagioclase maclé est nettement visible

au centre de la photo fig. 30; à peu de distance, une plage de carbonate).

La présence et le mode d'arrangement de ces minéraux sont les indices d'un dépôt relativement rapide. Or, les roches qui se sont formées à partir de ces dépôts paraissent avoir un bon comportement



Fig. 30. — Präsidant - Sub-grauwacke - x 70 lumière parallèle.

dans la mine. Si cette constatation se vérifiait, l'étude paléostratigraphique des stampes houillères deviendrait, pour l'exploitant, d'une utilité immédiate.

D'une façon générale, les roches des murs, très semblables à l'œil nu, révèlent à l'examen microscopique une étonnante diversité.

### Conclusions.

De toutes ces remarques fondées sur un petit nombre d'observations, nous ne déduisons aucune conclusion définitive. Nous voulons néanmoins attirer l'attention sur la diversité des matériaux naturels sur lesquels nous appuyons les étaçons dans la mine.

Quoique différents sous divers aspects des matériaux de construction artificiels, les matériaux naturels sont soumis à des efforts identiques sinon plus violents dans les exploitations charbonnières.

On devrait attacher autant d'importance à la connaissance de ces matériaux qu'on développe d'ingéniosité pour améliorer le soutènement proprement dit. (Lors de l'élévation d'un barrage en travers d'une vallée, ne se soucie-t-on pas en même temps de la qualité du béton mis en œuvre et de la résistance des roches sur lesquelles l'édifice est construit ?).

Or, la littérature géologique de notre pays n'est pas riche dans le domaine de la pétrographie des stampes du Houiller [9].

Il appartient donc à l'ingénieur du fond de faire part des difficultés qu'il rencontre, de diffuser ses observations et réflexions relatives au comporte-

ment des épontes dans les chantiers d'exploitation. Seul un travail d'équipe dans ce domaine d'actualité est susceptible de conduire rapidement à une solution acceptable au problème du soutènement et du comportement des épontes.

### D) Bibliographie.

- [1] BRASSEUR H. Les rayons X et leurs applications. Editions Desoer. — Liège 1945.
- [2] FICKERT R. Boden physikalische Untersuchungen der württembergischen Knollenmergel und ihre Bedeutung für den Ingenieurbau. *Mitteilungen aus dem Mineralogisch-Geologischen Institut der Technischen Hochschule in Stuttgart*. 1938.
- [3] FOLK R.L. A comparison chart for visual percentage estimation. *Journal of sedimentary Petrology* - Vol. 21, n° 1 - mars 1951.
- [4] INICHAR. Conférence Internationale sur les pressions de terrains et le soutènement dans les chantiers d'exploitation. Liège 1951.
- [5] KRUMBEIN W.C. Thin-section mechanical analysis of indurated sediments. *The journal of Geology* - vol. XLIII, n° 5 - 1935.
- [6] KRUMBEIN W.C. and SLOSS L.L. Stratigraphy and sedimentation — Freeman & Co; San-Francisco, 1951.
- [7] PHILIPS D.W. Les roches houillères : leurs propriétés et leur influence dans le problème du soutènement. - *Annales des Mines de Belgique* - tome XXXIX - 5<sup>e</sup> livraison, p. 581/616 - Bruxelles 1938.
- [8] Dr. RUSSEL B. Travis. Classification of rocks. *Quarterly of the Colorado School of Mines* - vol. 50, n° 1, janvier 1955.
- [9] SCHEERE J. Contribution à l'étude lithologique du terrain houiller de Belgique. Vol. *jubil. Victor van STRAELEN* - tome I, Bruxelles 1954.
- [10] STASSEN P. Quelques wash-outs et dédoublements de couches dans le terrain houiller de la Campine et les enseignements que l'on peut en tirer. *Ann. Soc. Géol. de Belg.* - tome LXXII, pp. B 389-420, Liège - 1949.
- [11] URBAIN P. Introduction à l'étude pétrographique et géochimique des roches argileuses. *Hermann et Cie*, éditeurs, Paris 1937.
- [12] Dr. Sc. VAN WATERSCHOOT VAN DER GRACHT W.A.J.M. EN MEDEWERKERS. - *Uitkomsten van nieuwe geologisch-palaeontologische onderzoekingen van den ondergrond van Nederland, Mededeling van de Geologische Stichting*, série C-II-2, n° 1 - Maastricht 1942.

### CONCLUSIONS.

Au cours des conférences auxquelles nous avons assisté ces dernières années et au cours des visites des travaux que nous avons faites dans l'ensemble des bassins d'Europe occidentale, nous avons très souvent constaté que les mineurs ne parlaient pas le même langage. Au point de vue découpe du gisement et planning d'exploitation par exemple, ce qui était prôné d'un côté était considéré comme hérésie de l'autre. Au point de vue soutènement de galeries, on trouve dans la Ruhr des boueux de très grande section à 900 mètres et même 1000 mètres de profondeur, revêtus de cadres rigides qui n'ont subi aucune déformation, alors qu'en Campine à 700 et 800 mètres de profondeur on est obligé

d'utiliser un revêtement continu à haute résistance, constitué de claveaux de béton.

Nous pensons que le comportement si différent du terrain houiller d'un bassin à l'autre, et parfois d'un groupe de mines à l'autre, est dû en majeure partie à la *qualité des roches de l'ensemble des stampes*.

Inichar a entrepris une étude des murs de couches mais cette étude devrait être étendue à l'ensemble des stampes en commençant par celles qui encadrent directement les couches (5 mètres au toit, 5 mètres au mur par exemple).

On rencontre dans tous les bassins houillers des couches à mur tendre de 10, 20, 30 centimètres d'épaisseur. Ceux-ci peuvent peut-être poser un problème délicat pour le soutènement des tailles, mais si ces bancs tendres, relativement minces, sont encadrés de roches solides qui résistent à 500 et 1000 kg/cm<sup>2</sup>, le problème du soutènement des voies d'accès (boueux et voies de chantier) ne présentera que peu de difficultés.

Au contraire, dans une mine où les roches sont tendres sur plusieurs mètres d'épaisseur et facilement altérables par les agents atmosphériques, le soutènement des voies pourra constituer le problème capital pour la rentabilité de l'exploitation.

Dans le cas de roches tendres, toute la découpe du gisement, tout le planning d'exploitation sont conditionnés par la tenue du réseau de galeries, elle-même fonction de la qualité des roches (1).

L'étude de la qualité des roches constituant les stampes est susceptible de fournir des indications sur les méthodes d'exploitation à adopter dans tel gisement ou dans tel faisceau de couches.

Les essais de poinçonnage des murs et des toits donnent des indications sur l'architecture et la densité de soutènement à adopter et sur la possibilité d'adapter les étançons à la nature des épontes (2).

L'appareillage nécessaire aux essais de poinçonnage est simple et d'un emploi facile. Cependant, pour que les mesures soient réellement fructueuses, il est nécessaire de les compléter par des observations détaillées faites sur place.

Les essais de compression simple sur cubes semblent donner une échelle de résistance analogue à celle obtenue par les essais de poinçonnage, sauf pour les roches facilement altérables par l'eau. Si cette règle se confirme, on pourrait connaître facilement, par des essais de laboratoire, l'aptitude d'une roche à supporter les charges transmises par les éléments de soutènement. L'altérabilité d'une roche au contact de l'eau et de l'air humide est, en effet, facile à déterminer. Il suffit de plonger un échantillon dans l'eau en surface et d'observer la façon dont il s'altère et le temps nécessaire à sa désagrégation (en surface, en profondeur, etc...).

Quant aux examens pétrographiques, ils ont pour but d'essayer de dégager des critères simples permettant de classer facilement les schistes et les grès houillers à première vue si monotones et qui peuvent avoir cependant des propriétés mécaniques si différentes. Ces critères auraient l'avantage de

s'appliquer non seulement aux roches des murs mais à celles de toutes les stampes.

\* \* \*

## DISCUSSION

M. SCHWARTZ. — Plusieurs mesures ont-elles été faites pour déterminer l'influence sur la résistance au poinçonnage de la détérioration de la roche du mur (suppression de l'étreinte latérale) à proximité du pied d'un étançon ?

M. HAUSMAN. — Trois essais ont bien mis en évidence l'influence de ce facteur. La classification d'un mur suivant une résistance déterminée à 1 t près est impossible. Les mesures diffèrent d'un point à l'autre de la taille. Cependant, en notant avec attention tous les facteurs qui peuvent faire différer les mesures : épaisseur de faux mur enlevé par l'ouvrier, humidité du sol, allée de travail, etc..., on constate souvent une concordance entre les différents essais et on peut facilement caractériser la résistance d'un mur à 5 t près.

M. SCHWARTZ. — Les résultats dépendent de la façon dont on fait les mesures. On devrait s'entendre sur la manière de les effectuer. Je suggère une rencontre entre spécialistes des différents pays pour mettre au point des méthodes standards.

M. VENTER. — Inichar serait très heureux de coordonner ses recherches avec celles des autres pays. Il y aurait beaucoup à gagner à standardiser les méthodes de mesures.

UN AUDITEUR. — Les mesures effectuées sont-elles relatives à une couche ou à des couches différentes dans des gisements différents ?

M. HAUSMAN. — Les essais ont été faits dans des couches réparties de façon assez uniforme sur toute la hauteur de l'assise de Charleroi, dans les bassins de Campine, Liège et Charleroi. Elles s'échelonnent à des profondeurs variant de 250 à 1260 m.

M. de CROMBRUGGHE. — Quelle base avait le dynamomètre ?

— A-t-on trouvé une différence suivant que la base était concave ou convexe ?

— Avec quelle rapidité la charge était-elle appliquée ?

M. HAUSMAN. — Le dynamomètre était muni d'un pied identique à celui des étançons utilisés dans la taille où les essais avaient lieu.

Lors des essais, on a utilisé des étançons à base plate, convexe et concave mais aucune comparaison systématique n'a eu lieu pour déterminer la valeur relative de ces trois types de base. Il semble cependant qu'au point de vue pénétration il n'y ait pas de différence essentielle entre les trois types.

— La mise en charge était rapide. L'origine des mesures était prise pour un préserrage de la presse d'environ 2 t. En principe, la charge était appliquée par paliers de 5 t, avec un arrêt de 3' à 5' à chaque multiple de 5 t. Suivant que l'étançon ne pénétrait pas du tout ou pénétrait profondément, un essai durait de 20' à 40'.

(1) Nous en reparlerons dans la troisième partie.

(2) Ce sujet sera traité dans la deuxième partie.

M. SCHENSKY. — Des essais ont-ils été effectués avec semelles en acier ?

M. HAUSMAN. — Plusieurs essais ont été effectués sur semelles en acier mais nous avons montré que, dans un cas, le mur était tellement mauvais qu'un plateau de plus de 600 cm<sup>2</sup> s'enfonçait à plus de 10 centimètres dans le mur pour une charge inférieure à 10 t.

M. SCHENSKY. — Signale que d'excellents résultats ont été obtenus avec des semelles métalliques. La forme ronde est idéale. Dans les tailles à forte densité de soutènement, on utilise la forme elliptique pour gagner de la place. Pour les murs tendres, la forme concave de la surface d'appui de l'étauçon lui donne une meilleure stabilité. Les bords pénètrent d'abord dans le mur et l'étauçon s'enfonce plus verticalement.

M. STASSEN. — En faisant des essais avec des surfaces concaves, nous avons constaté un fluage de la roche dans la calotte. Dans le cas de mur tendre la boule de roche comprimée dans la calotte était devenue plus dure que la roche originelle du mur.

M. DUPONT. — Une mesure varie extrêmement d'un endroit à un autre, les murs diffèrent d'un massif à l'autre à même profondeur. Il semble qu'il y ait une modification pétrographique.

Il y aurait intérêt à faire des essais sur le mur d'une même couche à des profondeurs différentes.

M. STASSEN. — Ces essais figurent en première place dans le programme de mesures que s'est fixé Inchar.

M. BIHL. — Le mur a été considéré dans toutes ces mesures comme un élément isolé. Il semble pourtant que mur, toit et charbon font un ensemble dont il ne faudrait pas dissocier les éléments. A-t-on étudié l'enfoncement de l'étauçon à qualité égale de toit et de charbon ? De même, dans l'étude des caractéristiques d'une roche, a-t-on tenu compte de sa réaction au choc explosif ? On constate une grande différence suivant que les galeries sont traitées au continu ou à l'explosif. Il y a une différence dans l'état de fissuration des roches suivant le traitement qu'elles ont subi.

M. STASSEN. — L'étude des caractéristiques d'un mur a été faite en mesurant sa résistance au poinçonnage le long du front de taille. La pénétration dans le toit a été systématiquement évitée en appliquant sur la tête de la presse une large surface d'appui. L'abattage à l'explosif n'était réalisé que dans deux des chantiers où les essais de poinçonnage ont eu lieu.

M. CARTER. — Je remercie le Directeur de l'Institut National de l'Industrie Charbonnière d'avoir fait parvenir à Sir Harold Roberts H.M., Inspecteur en Chef des Mines, une invitation à participer à la Journée de Charleroi consacrée aux problèmes du contrôle du toit.

Nous sommes d'accord sur les mots d'introduction à la Conférence « La qualité des roches conditionne le soutènement, mais, inversement, celui-ci influence la qualité du terrain ».

Nous avons toujours considéré la résistance du mur à la pénétration des étaçons comme une chose de première importance. Dans le rapport

annuel de l'Inspecteur en Chef pour 1950, il est signalé que dans plus de 25 % des cas (sur 400 essais effectués) une pénétration à au moins 5 cm de profondeur eut lieu avant d'avoir une résistance de 5 tonnes. En effet, dans plusieurs cas, la résistance était si faible qu'on pouvait déplacer les étaçons en arrachant quelques pierres. Dans plusieurs cas, l'augmentation de la surface de contact entre l'étauçon et le mur a apporté une amélioration. De plus, il n'est pas désirable d'utiliser des étaçons très résistants sur des murs mous, car, à cause de la pénétration, leur résistance globale sera moindre que celle d'étauçons coulissant sous une charge ne donnant pas lieu à pénétration.

Si la pénétration est inévitable, il peut être avantageux que le pied de l'étauçon ait une surface concave dans le but d'assurer une pénétration normale et d'éviter un enfoncement oblique.

Il est cependant important de déterminer la résistance du mur quand la taille a suffisamment progressé plutôt qu'en période de démarrage.

Je suis heureux qu'on ait accordé maintenant de l'intérêt à la possibilité de pénétration des étaçons dans les bancs tendres du toit.

M. JAHNS. — La résistance des épontes des couches et particulièrement la portance des murs est, dans la Ruhr également, l'objet d'amples recherches.

Pour le choix des méthodes de recherches, nous nous sommes inspirés des considérations suivantes :

- 1) lors des essais sur les matériaux, on doit s'efforcer d'imiter aussi fidèlement que possible les conditions de sollicitations qui se présentent dans l'utilisation pratique. Pour mesurer la résistance des bancs de roche en taille, il faut donc autant que possible charger ces bancs comme ils le sont par les pieds des étaçons ou les plateaux d'appui;
  - 2) quand un pied d'étauçon a pénétré dans le mur, il apparaît souvent dans la roche voisine de l'endroit de rupture des fissures qui peuvent avoir 0,50 m de longueur. On doit donc admettre que toute la dalle de roche délimitée par ces fissures a contribué par sa résistance à s'opposer à la pénétration de l'étauçon. En conséquence, l'essai doit être réalisé de façon à faire participer toute la dalle de roche, ce qui n'est en général possible que quand l'essai est exécuté au fond, en lieu et place;
  - 3) la résistance de la roche à mesurer est sujette à des variations locales importantes. En conséquence, il faut exécuter un grand nombre d'essais dans une taille, de telle façon que la moyenne des mesures isolées constitue une valeur suffisamment précise;
  - 4) la résistance de la roche en place en taille diminue rapidement pendant les premières heures après sa découverte; elle peut parfois tomber à la moitié de la valeur initiale. En conséquence, lors des essais, il faut connaître et indiquer le temps qui s'est écoulé entre le moment de la découverte et celui de l'essai.
- Pour établir une moyenne, on ne peut prendre en considération que les mesures isolées qui ont été faites après un même temps de découverte.

Les conditions qui ressortent des points 2, 3 et 4 ne peuvent être remplies que lorsque l'essai est exécuté au fond et dans la taille.

Aussi longtemps qu'on ne connaît pas exactement l'influence sur les propriétés des roches de l'enlèvement de l'échantillon hors du massif de roche et celle du temps de découverte, les essais de laboratoire sur des échantillons de roches remontés au jour ne pourront pas remplacer les mesures au fond.

- 5) Les étançons, les cadres et certains éléments de soutènement peuvent, suivant leur mode de construction ou leurs conditions d'emploi, exercer sur les roches des efforts qui peuvent atteindre quelque 100 tonnes. En conséquence, l'appareillage d'essais doit être en état d'exercer et de maintenir des efforts de cet ordre de grandeur.
- 6) Dans la réalité (et lors des mesures on s'efforce de reproduire aussi exactement que possible les conditions de la réalité), la charge sur les étançons ne monte que très lentement. Par exemple, on constate souvent une augmentation de charge de 24 tonnes en 8 heures, ce qui représente 50 kg à la minute.

Comme on ne peut consacrer un temps aussi long aux essais, on a décidé, après quelques essais préliminaires, de faire monter la charge appliquée aux plateaux en moyenne de 4 t par minute. Les recherches effectuées jusqu'à présent, montrèrent, contrairement à notre attente, que cette augmentation du temps de mise en charge n'exerçait aucune influence apparente sur la résistance des roches. Il serait cependant souhaitable que cette observation soit confirmée par de nouvelles recherches.

- 7) Lorsqu'on se sert de l'appareillage capable d'exercer un effort de 120 tonnes, les essais sont longs et peu commodes. Puisque d'après le point 3, il faut effectuer dans chaque taille beaucoup de mesures, il serait nécessaire de concevoir un appareillage de mesures plus simple. Le moyen le plus pratique qui se présente consiste à réduire la dimension des plateaux d'essais et ainsi la valeur absolue de la charge.
- 8) Lors de l'emploi de plateaux plus petits, les conditions d'essais s'écartent des conditions de la pratique; il faut d'abord rechercher l'influence que la dimension des plateaux peut avoir sur les résultats des mesures de résistance.

Les essais réalisés dans ce but, avec des plateaux de 0,09 à 1000 cm<sup>2</sup>, sont presque achevés.

La fig. 31 montre les résultats de quelques séries d'essais de ce genre qui ont été exécutés sur le mur de couches dans des tailles en activité. Sur l'axe des ordonnées, on a porté la charge de rupture spécifique en kg/cm<sup>2</sup>; sur l'axe des abscisses, le logarithme des surfaces des plateaux d'essais. Chaque cercle blanc sur la figure indique la moyenne arithmétique des résultats de plusieurs mesures (ordinairement 10 à 20).

Les points obtenus par des essais sur la même roche avec des plateaux de dimensions différentes ont été réunis par une courbe. Sur la courbe 1, on voit

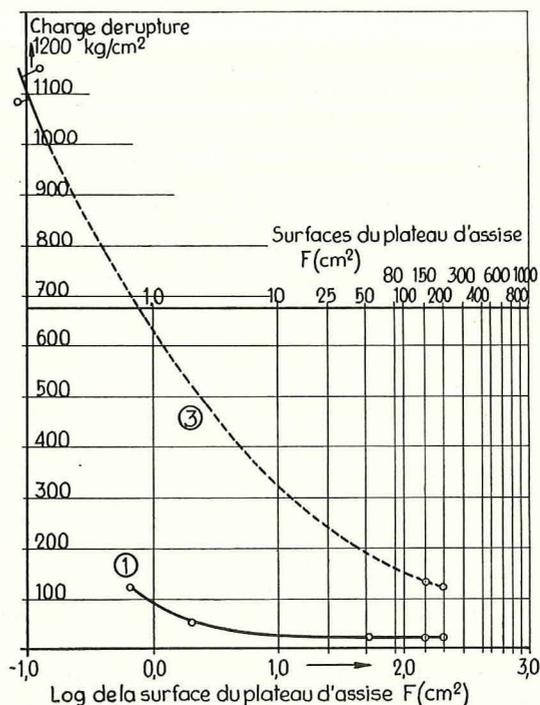


Fig. 31. — Charge de rupture (kg/cm<sup>2</sup>) de bancs de roche en place au fond en fonction de la grandeur F (cm<sup>2</sup>) de la surface chargée.

- 1) que la résistance spécifique de la roche est de 122 kg/cm<sup>2</sup> pour une surface de plateau de 0,64 cm<sup>2</sup>,
- 2) que la résistance descend jusqu'à 22 kg/cm<sup>2</sup> pour des plateaux de 200 cm<sup>2</sup>. La résistance spécifique diminue quand la dimension du plateau augmente.

Sur la courbe 3 relative à une autre roche, on observe :

- 1) une résistance spécifique supérieure à 1000 kg/cm<sup>2</sup> pour des plateaux de 0,09 cm<sup>2</sup>,
- 2) une résistance de 122 kg/cm<sup>2</sup> seulement pour des plateaux de 200 cm<sup>2</sup>.

La charge de rupture des roches dépend donc fortement des dimensions des plateaux.

Tous les essais effectués jusqu'à présent sont concordants et bientôt, il sera possible d'une façon générale, de déterminer, à partir de mesures effectuées avec des plateaux de petites dimensions, c'est-à-dire avec un appareillage peu encombrant et de faibles charges, la charge de rupture que l'on peut obtenir avec de grands plateaux.

Des exposés intéressants et riches en enseignements des différents orateurs, je puis admettre que vous travaillez depuis longtemps, probablement depuis plusieurs années, le problème de la mesure de la portance des roches. Lorsqu'il y a deux ans, j'ai voulu publier les premiers résultats de mes recherches dans ce domaine, j'appris que des recherches identiques avaient aussi été effectuées en Grande-Bretagne et en Hollande depuis plusieurs années déjà. Nous avons ainsi, au moins dans 3 ou 4 pays, indépendamment les uns des autres et sans le savoir, effectué inutilement en double ou en triple beaucoup de recherches et de mesures. C'est pourquoi, Monsieur le Dr. Venter, j'ai accepté très cordiale-

ment votre aimable invitation à participer à ces journées.

Qu'il me soit permis, avec mes remerciements pour les enseignements acquis au cours de cette journée, d'exprimer le vœu que des réunions de ce genre, sur des problèmes communs, aient lieu plus souvent et peut-être même annuellement. J'ai la conviction qu'une collaboration confiante serait fructueuse pour tous les participants.

M. HERMES. — Dès 1946, on fit aux Mines d'Etat des essais pour déterminer la force portante des plaques de base des étançons. Depuis 1948, la Station de recherches a exécuté, en collaboration avec les Mines d'Etat, plus de 2000 essais dans 60 tailles différentes.

L'appareillage utilisé à cet effet est simple. La charge est obtenue à l'aide d'un vérin hydraulique à la base duquel on dispose le plateau d'appui à essayer. Le vérin est calé au toit par des pièces intermédiaires et un plateau à joint sphérique. La surface du plateau d'appui au toit est choisie pour éviter sa pénétration dans le toit.

La pénétration dans le mur est mesurée au moyen d'une lunette (un théodolite par ex.) en visant un repère fixé près de la base du vérin. On peut mesurer la pénétration à une fraction de mm près.

Les essais ont été exécutés principalement avec des plaques de base rondes de différentes grandeurs. Les résultats des mesures ont été dépouillés par la Section Statistique des Mines d'Etat. Seuls les résultats obtenus avec les plaques rondes ont été soumis à ce dépouillement.

Les conclusions tirées de ces recherches sont les suivantes :

1) La force portante des plaques de base rondes est proportionnelle au carré du diamètre, donc à la surface.

Ce point a été établi d'une manière irréfutable par voie statistique. Au début, cette conclusion a été controversée étant donné que dans le cas de matières granuleuses, telles que le sable, on constate que la force portante augmente proportionnellement à la 3<sup>e</sup> puissance du diamètre.

2) La dispersion des forces portantes trouvées dans une même taille avec une même plaque n'est pas symétrique. La dispersion ne devient symétrique que si on considère les logarithmes des forces portantes.

3) En augmentant le diamètre de la plaque de base, on observe généralement une décroissance de la variation de la force portante. Si les murs des tailles sont secs, la grandeur de cette variation semble à première vue uniquement fonction de la moyenne géométrique des forces portantes de la plaque utilisée dans une taille déterminée.

4) La dispersion étant connue, on peut tracer un nomogramme qui permet de déterminer la surface à adopter pour une plaque de base ronde pour éviter la pénétration des étançons dans le mur sauf un pourcentage donné (10 à 20 % par exemple).

A cet effet, il suffit de connaître la résistance moyenne du mur à l'enfoncement et la moyenne des charges maximums portées par les étançons.

D'après les essais effectués, les murs des tailles ont été classés en différentes catégories d'après leur force portante.

En appelant  $k$ , la force portante du mur en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , on détermine le coefficient  $\alpha = k/400$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) qui caractérise le mur.

Pour $k$ compris entre	$\alpha$ est compris entre	Etat du mur
0 - 40 $\text{kg}/\text{cm}^2$	0 et 0,1	très mauvais
40 - 120 $\text{kg}/\text{cm}^2$	0,1 - 0,3	mauvais
120 - 200 $\text{kg}/\text{cm}^2$	0,3 - 0,5	moyen
200 - 320 $\text{kg}/\text{cm}^2$	0,5 - 0,8	bon
> 320 $\text{kg}/\text{cm}^2$	> 0,8	très bon

La plupart des murs des tailles investigués avaient des forces portantes comprises entre 40 et 200  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , c'est-à-dire un coefficient  $\alpha$  compris entre 0,1 et 0,5 (mauvais à moyen).

Les essais ont aussi mis en évidence l'influence défavorable, sur la résistance d'un mur, de la présence d'une passée de veine dans le mur. La qualité du mur peut être influencée, même quand cette passée se trouve à 1 mètre sous le mur de la couche.

L'eau (eau d'injection ou d'arrosage utilisée dans la lutte contre les poussières) a aussi une influence très défavorable sur la force portante des murs et spécialement quand ceux-ci ont déjà une faible résistance à la pénétration (coefficient  $\alpha$  petit).

Ceci est en relation avec la nature pétrologique du mur et dépend probablement de la nature plus ou moins schisteuse de la roche.

L'injection d'eau en veine en mouillant le mur peut faire tomber sa résistance à la moitié de celle du mur sec.

Les conclusions énoncées ci-dessus se rapportent uniquement à des plaques d'appui rondes. Actuellement, nous effectuons des recherches sur des plaques d'appui de différentes formes et sur la force portante des étançons Titan très largement employés dans les Mines d'Etat et qui ont une plaque de base d'une forme très spéciale.

Dès que les recherches seront terminées, nous avons l'intention d'en publier les résultats.

# Journées techniques sur les applications du caoutchouc dans les mines de houille

organisées les 2 et 3 mai à Liège, durant la Foire Internationale

## SAMENVATTING

Het Internationaal Rubberbureau is een uitbreiding van de Nederlandse Rubber Stichting, te Delft, tot de landen behorend tot de geographische zone waarin die stichting, ingevolge een akkoord tussen gelijkaardige internationale organismen, zijn taak van propaganda en voorlichting inzake het gebruik van natuurlijke rubber uitoefent. De belgische afdeling verzekert die taak in België, in Kongo en in het Groot-Hertogdom.

In het raam van zijn technische voorlichtingstaak heeft de belgische afdeling van het Internationaal Rubberbureau de technische studiedagen over de toepassingen van rubber in de steenkolenmijnen ingericht.

Het doel van deze studiedagen was hoofdzakelijk de fabrikanten en leveranciers van rubbermateriaal enerzijds en de ingenieurs en technici der mijnen anderzijds, bijeen te brengen om samen de toepassingsmogelijkheden van rubber in de mijnnijverheid te bestuderen. De transportbanden vormden er het voornaamste onderwerp van de mededelingen.

De volgende uitstekend gedocumenteerde uiteenzettingen werden voorgedragen door specialisten van verscheidene nationaliteiten :

- Inleiding, met film over rubber, door C. Belderbos (België);
- De transportbanden in de belgische mijnen door P. Stassen (België);
- Het gebruik van rubber in de steenkolenmijnen, door F.C.M. Wijffels (Nederland);
- Vertikale transportbanden in rubber, door P. Wolff (Frankrijk);
- Brandvrije transportbanden, door A. Andrien (België);
- Moderne dynamische methoden voor de beproeving van brandvrije ondergrondse transportbanden door F. Bernhardt (Duitsland);
- Vervoer met transportbanden en extractie door middel van skips in een steenkolenmijn van 12.000 netto-ton per dag. Kostprijs en onderhoud, door A. Roche (Frankrijk);
- Rubberdichtingen voor kokerleidingen, door P. Ledent (België);
- De behoeften aan rubber van de belgische mijnnijverheid, door P. Hansroul (België);
- Het technisch gespecificeerd natuurlijk rubber, door C. Belderbos (België).

De deelnemers aan de studiedagen bezochten de bovengrondse transportbandinstallaties tussen de bedrijfszetels van de kolenmijnen Gosson-Kessalles; zij werden er rondgeleid door de Heer R. Dessard, Beheerder-Zaakvoerder van de vennootschap, die tevens een uiteenzetting gaf over het uitbreidingsontwerp van de installatie. Deze bestaat op het huidige ogenblik uit een band met twee draagriemen voor het ge-

lijktijdig vervoer van ruwe kool en wasserijstenen over een totale afstand van 925 m. De rubberband werd geleverd door de belgische nijverheid en geeft volledige voldoening. De Heer Dessard deed opmerken dat de inbedrijfstelling van de transportbandinstallatie niet alleen economische voordelen, (vermindering van personeel en van de wagenkosten, regelmatigheid van vervoer en extractie) maar ook niet te verwaarlozen sociale voordelen voor het personeel opleverde (lichter werk, minder gevaar, mogelijkheid werklieden met gedeeltelijke arbeidsongeschiktheid te werk te stellen).

Het doel beoogd door de inrichters van de studiedagen over de toepassingen van rubber in de steenkolenmijnen, werd ten volle bereikt. Het lijkt geen twijfel dat de contacten die tussen fabrikanten en leveranciers van rubberproducten enerzijds en de ontginners anderzijds gelegd werden, zeer vruchtbaar zijn geweest. De talrijke vragen die aan de voordrachtgevers gesteld werden en de levendige besprekingen die na de meeste lezingen plaats vonden bewijzen het ten overvloede.

## INTRODUCTION

L'Office International du Caoutchouc est le prolongement de l'Institut Rubber Stichting de Delft, Pays-Bas, dans les pays appartenant à la zone géographique dans laquelle cet Institut, à la suite d'un accord entre les organismes internationaux similaires, exerce son activité de propagande et d'information relative à l'emploi du caoutchouc naturel. La Section Belge assume cette tâche en Belgique, au Congo et au Grand-Duché.

C'est dans le cadre de ses activités d'information technique que la Section Belge de l'Office International du Caoutchouc a organisé les Journées techniques sur les applications du caoutchouc dans les mines de houille.

Le but des Journées était de réunir fabricants et fournisseurs de matériel en caoutchouc d'une part, ingénieurs et techniciens des mines d'autre part, pour étudier ensemble les possibilités d'application du caoutchouc dans l'industrie minière. La courroie transporteuse était le sujet principal des communications.

Des exposés très documentés furent présentés par MM. C. Belderbos, Directeur de la Section Belge de l'Office International du Caoutchouc, P. Stassen, Ingénieur en Chef à l'Institut National de l'Industrie Charbonnière, F.C.M. Wijffels, Ingénieur en Chef aux Mines d'Etat néerlandaises, Chef du Service de Recherche et de Documentation minières, P. Wolff, Chef des Services d'Etudes des Etablissements Hutchinson, Paris, A. Andrien, Ingénieur en Chef aux Usines Englebert et Cie, Liège, F. Bernhardt, Ingénieur à la Phoenix-Gummiwerke A.G. Hambourg, A. Roche, Ingénieur Divisionnaire, Chef des Services Généraux du siège de Merlebach (Charbonnages de France), P. Ledent, Ingénieur Principal à l'Institut National de l'Industrie Charbonnière, et P. Hansroul, Ingénieur Principal du Fond à la S.A. des Charbonnages de Beeringen.

Les participants aux Journées ont visité les installations de surface de transport par courroies entre sièges de la S.A. des Charbonnages de Gosson-Kessales. Ils ont été guidés par M. R. Dessard, Administrateur-Gérant de la Société, qui leur a également fait un exposé sur les projets d'extension de cette installation. L'installation actuelle comprend notamment un convoyeur à deux brins porteurs pour le transport simultané de charbon brut et des schistes de lavoir sur une distance totale de 925 m. La bande en caoutchouc fournie par l'industrie belge donne complète satisfaction. M. Dessard a fait remarquer que la mise en exploitation de l'installation de transport par courroies n'a pas uniquement des avantages économiques (diminution de main-d'œuvre et de frais de garage de wagonnets, régularité d'extraction et de déblocage, etc.) mais qu'elle a eu également une répercussion sociale non négligeable pour le personnel (travail moins lourd et moins dangereux, possibilité de mettre au travail des ouvriers invalides).

Le but que les organisateurs des Journées sur les applications du caoutchouc dans les mines de houille s'étaient proposé a été entièrement atteint. Il n'y a pas de doute que les contacts entre fabricants ou fournisseurs et utilisateurs du matériel en caoutchouc ont été des plus fructueux. Les questions posées aux conférenciers et les discussions très animées qui ont eu lieu après la plupart des communications en ont été la meilleure preuve.

La présente livraison contient les exposés de MM. Stassen, Ledent et Bernhardt.

Les autres communications seront publiées ultérieurement.