Journées des épontes et du soutènement

organisées par INICHAR, les 2 et 3 juin 1955

Le programme complet des travaux comportait trois parties :
1) Etudes sur la qualité des épontes
2) Le soutènement en taille
3) Le soutènement en voie.

L'allocution d'ouverture et la première partie ont été publiées dans le numéro de juillet des Annales. La présente livraison comprend les deux dernières parties et un rapport sur une visite collective faite au Charbonnage de Houthalen.

Nous rappelons que 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.

DEUXIEME PARTIE

LE SOUTENEMENT EN TAILLES

Cette deuxième partie comprend les trois chapitres suivants :

I. — *Essais sur étançons en laboratoire.*

II. — *Observations faites sur le soutènement lors des essais de poinçonnage au fond.*
- Charge inférieure à 20 tonnes
- Poinçonnage des toits
- Utilisation des piles à large base
- Soutènement de remplacement en bois dans les tailles remblayées pneumatiquement
- Fonctionnement défectueux de certains étançons
- Causes principales de la détérioration des étançons et des bêles

III. — *Mesures des charges supportées par les étançons dans une taille au charbonnage de Houthalen*
- Caractéristiques du chantier
- Architecture du soutènement
- Commentaires des mesures
- Charges en t/m^2
- Conclusions

IV. — *Conclusions*

V. — *Discussion*

I. — ESSAIS SUR ETANÇONS EN LABORATOIRE

12 étançons numérotés de 1 à 12 ont été essayés sous une presse hydraulique. Les étançons n° 1 et 2 étaient neufs, les n° 3 à 12 avaient été mis en service dans un même chantier pendant plus d'un an.

Tous les étançons étaient de la même firme, mais de 3 modèles différents. Les étançons n° 1 et 2, neufs (modèle I); 3 à 8, usagés (modèle I); 9 et 10, usagés (modèle II) et 11 et 12, usagés (modèle III).

Le modèle I comporte l'interposition de fourrures en alliage à haut coefficient de frottement entre la serrure et les faces du fût supérieur.

Le modèle II comporte la même serrure que le modèle I, mais sans fourrure.

Le modèle III comporte une serrure à double clavette.

D'après la construction, tous ces étançons sont à forte charge de serrage initial et présentent une courbe caractéristique très raide.

L'influence de la pose de l'étançon au moyen de l'extenseur a aussi été étudiée. Avant de mettre un étançon en charge, il était ou bien calé, en le couchant à terre et en fappant sur la clavette avec un marteau de 2 kg, ou bien serré entre les deux plateaux de la presse au moyen de l'extenseur, puis calé dans cette position. L'influence de la force de calage a été mise en évidence en relevant, chaque fois qu'il était possible, les courbes caractéristiques des étançons calés à 3, 5 et 7 coups de marteau de 2 kg donnés par un homme normal frappant de toutes ses forces. Même le calage à 3 coups est donc toujours beaucoup plus fort que celui réalisé à la pose au fond dans les tailles.

De l'examen des courbes « coulissement en fonction de la charge » relevées pour chaque étançon placé ou non avec extenseur et avec clavette calée à 3, 5 et 7 coups, nous concluons :

1°) qu'elles diffèrent toutes beaucoup de la courbe caractéristique donnée par le constructeur. Même les courbes des étançons neufs 1 et 2 ne s'en rapprochent guère, au contraire (fig. 1).

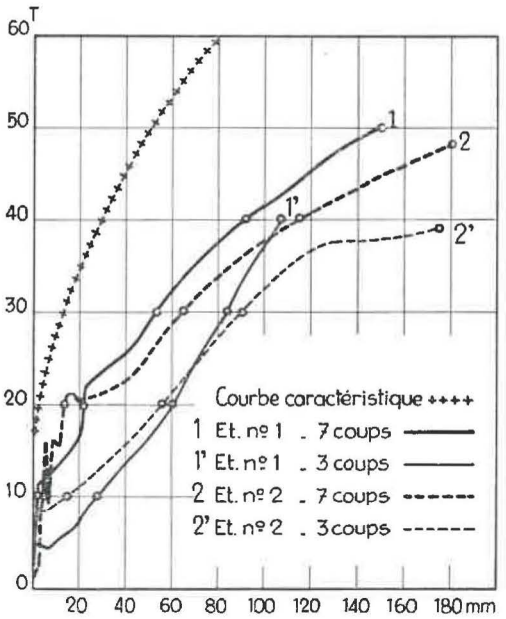

Fig. 1. — Courbes obtenues sur les étançons neufs 1 et 2 (modèle I, serrure avec fourrures).

Les courbes des étançons usagés, modèle II, n° 9 et 10 (fig. 2) se rapprochent le plus de la courbe théorique et les courbes des étançons usagés, modèle III, n° 11 et 12 (fig. 3) s'en écartent le plus.

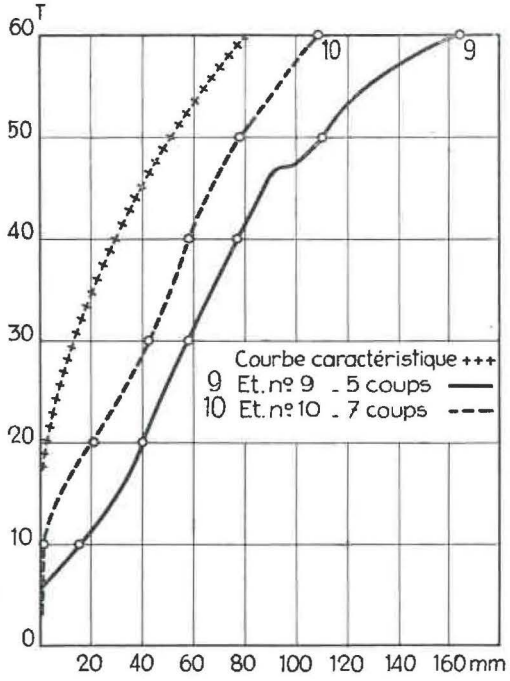

Fig. 2. — Courbes obtenues sur les étançons usagés n° 9 et 10 (modèle II, serrure sans fourrure).

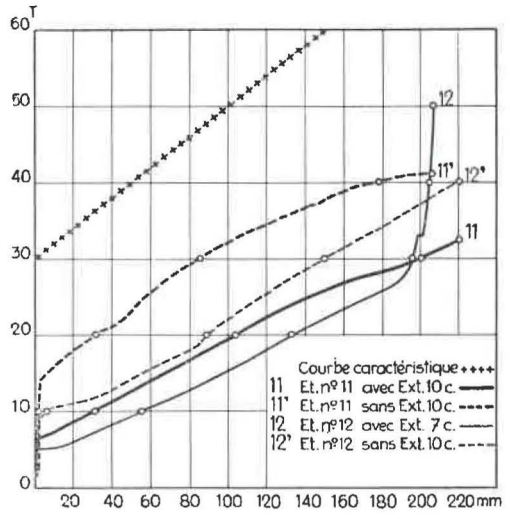

Fig. 3. — Courbes obtenues sur les étançons usagés n° 11 et 12 (modèle III, serrure à double clavette).

2°) que le système d'extenseur employé ne travaillant que sur une des faces du fût ne convient pas pour le préserrage de l'étançon. Le fût supérieur prend une position oblique par rapport à l'inférieur. Au moment où l'on décale l'extenseur, la charge de préserrage supportée par l'extenseur est appliquée brusquement sur la serrure. La position inclinée du fût supérieur diminue considérablement l'efficacité des coins et, lors de l'application brusque de la charge, il arrive que la serrure cède et que l'étançon se décale. La serrure tient d'autant moins bien la charge de préserrage au moment de l'enlèvement de l'extenseur que cette charge est plus élevée.

Une seule fois, l'étançon n'a pas cédé au moment de l'enlèvement de l'extenseur après avoir exercé un préserrage de 5 t. Nous avons dû nous limiter à une charge initiale de 1,5 à 2 t. Malgré cela, à quatre reprises, les serrures ont encore cédé et, dans ces cas, il fut impossible de caler les étançons à l'extenseur.

Nous constatons également qu'un étançon placé avec extenseur et calé avec un même nombre de coups de marteau coulisse plus sous une charge déterminée que s'il était calé à terre. Ceci prouve que le calage de la serrure avec l'étançon en position horizontale est toujours beaucoup plus efficace que le calage en position verticale (fig. 4).

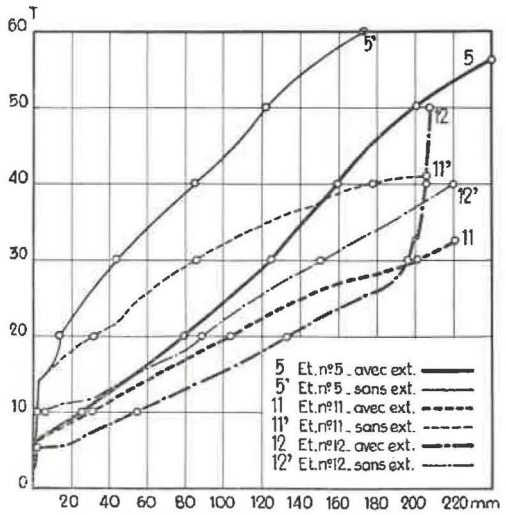

Fig. 4. — Courbes obtenues sur les étançons n° 5, 11 et 12 placés avec et sans extenseur. Le calage de la serrure a toujours été réalisé au moyen de 10 coups de marteau.

3°) De façon générale, un même étançon calé à terre coulisse d'autant moins qu'on a fappé un plus grand nombre de coups de marteau sur la clavette de serrage (fig. 5).

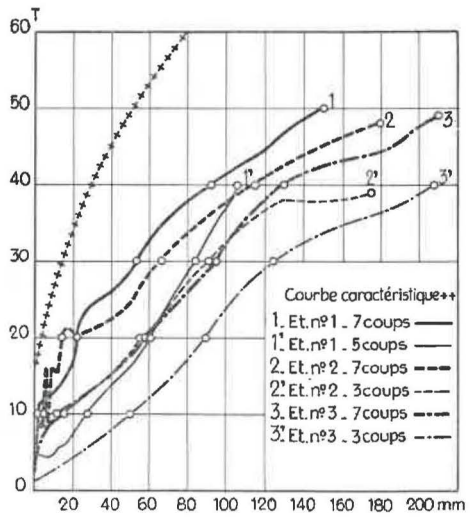

Fig. 5. — Différentes courbes obtenues sur les étançons n° 1, 2 et 3 suivant le nombre de coups de marteau frappés sur la clavette de serrage.

Nous avons cependant constaté deux exceptions (fig. 6). Pour l'étançon 4, la courbe à 3 coups recoupe celle à 7 coups et, pour l'étançon 6, la courbe à 3 coups se trouve au-dessus de celle à 7 coups. M. Schwartz attribue ces exceptions au fait que les coins ne se placent pas toujours de la même manière au cours des diverses opérations.

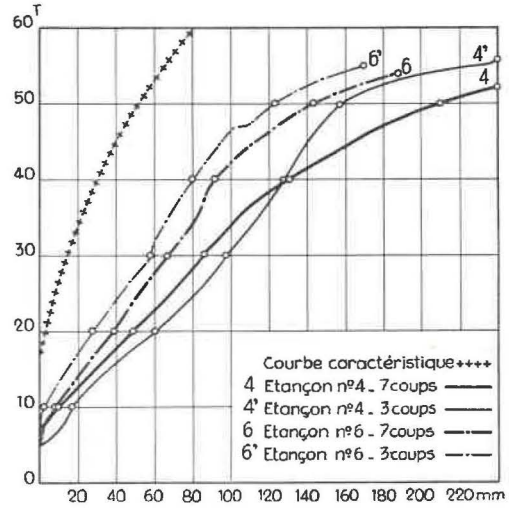

Fig. 6. — Courbes obtenues sur les étançons n° 4 et n° 6 calés chacun à 7 puis à 3 coups de marteau.

Pour juger de la « fidélité » d'un étançon, nous avons opéré trois essais consécutifs de mise en charge sur un même étançon (n° 8), calé à terre à 5 coups de marteau. Les trois courbes données à la figure 7 se superposent pratiquement. Pour un même serrage, cet étançon coulisse donc toujours de la même façon.

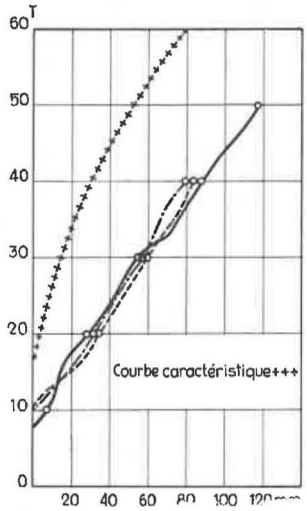

Fig. 7. — Courbes obtenues sur l'étançon n° 8 lors de 3 essais consécutifs effectués dans les mêmes conditions.

Si nous comparons maintenant entre elles toutes les courbes obtenues, nous constatons une dispersion énorme du coulissement, c'est-à-dire que deux étançons voisins dans une taille supportant la même charge peuvent coulisser de façon tout à fait

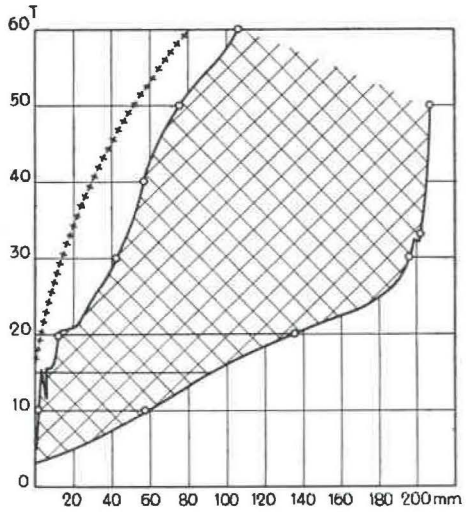

Fig. 8. — Courbes enveloppes de l'ensemble des courbes obtenues sur les différents étançons au cours des divers essais.

différente d'autant plus qu'ils peuvent être de modèle différent et avoir été calés avec une force différente.

Nous avons porté sur un même diagramme (fig. 8) les deux courbes extrêmes obtenues au cours des essais sur l'ensemble des 12 étançons. Ces deux courbes enveloppes délimitent une plage de dispersion du coulissement en fonction de la charge, suivant le type d'étançon utilisé et son mode de placement. On constate la dispersion suivante :

à 10 t, le coulissement peut varier entre 0 et 60 mm;

à 15 t, le coulissement peut varier entre 5 et 90 mm;

à 20 t, le coulissement peut varier entre 12 et 135 mm.

Ces chiffres indiquent la grande différence de comportement possible entre deux étançons voisins soumis à la même charge. Cette différence de comportement peut être très nuisible à la bonne tenue du toit.

II. — OBSERVATIONS FAITES SUR LE SOUTENEMENT LORS DES ESSAIS DE POINÇONNAGE AU FOND

Au cours de nos visites dans les divers chantiers, nous avons observé le comportement des épontes sous l'influence du soutènement et le comportement du soutènement lui-même.

1) Charge inférieure à 20 tonnes.

Dans beaucoup de tailles, la charge supportée par les étançons qui en assurent le soutènement est inférieure à 20 tonnes. De très nombreuses constatations l'indiquent :

a) les dégradations des murs observées sous les pieds des étançons en service dans les tailles (fracturation ou enfoncement) sont très souvent moins importantes que celles obtenues en appliquant la charge de 20 t sur un pied semblable au moyen de la presse dynamométrique;

b) des étançons placés sur des semelles en bois (plates-bêles ou bois ronds) dans des tailles à très mauvais mur ne poinçonnent pas ces semelles-ci, alors que la presse les poinçonne entre 8 et 15 tonnes;

c) dans les tailles à toit tendre ou dans les tailles où les bêles sont calées au toit par interposition de cales de bois ou de planchettes, il arrive souvent que la presse hydraulique placée sous une bêle décale l'étançon voisin avant d'atteindre la charge de 20 t;

d) parfois, dans les tailles à bon mur, au moment du décalage de la presse hydraulique portée à 20 t, les étançons à frottement voisins de la taille « claquent » brusquement. Le décalage de la presse produit sur les étançons voisins le même effet qu'une application brusque d'une forte charge.

2) Poinçonnage des toits.

En principe, nous ne mesurions que la résistance des murs et un large plateau placé en tête de la presse devait empêcher sa pénétration dans le toit. Malgré cette précaution, certains toits ont cédé sous faible charge. Des toits constitués de roches tendres peuvent être poinçonnés par le soutènement malgré la grande surface portante des bêles, tout comme les murs sont poinçonnés par le pied des étançons. Ces toits se délitent et tombent entre les bêles.

Dans une taille à toit tendre, le remplacement des bêles métalliques par des bêles en bois a amélioré complètement la tenue du toit. Ce toit poinçonné par les bêles métalliques, parce que le soutènement était trop rigide, ne l'était plus par les bêles en bois qui s'écrasaient partiellement et donnaient une meilleure répartition des charges.

3) Utilisation des piles à large base.

Dans les cas de très mauvais murs, l'utilisation de piles à large base du genre Mécapile et Cométal, et les piles hydrauliques sont d'une efficacité incontestable. Le calage de ces piles au terrain est en général assuré par une ou plusieurs épaisseurs de bois, sauf pour la pile hydraulique. La large base des piles diminue la pression unitaire au contact du terrain, la pénétration dans le mur est réduite, alors que les étançons ordinaires s'enfoncent sous faible charge. Les piles reprennent une grande partie de la charge. Leur emploi permet de réduire la densité des étançons (1,2 étançon/m^2 contre 2,4 dans des chantiers à qualité de mur égale soutenus uniquement par étançons) tout en assurant une meilleure sécurité de la taille; dans certains cas, elles constituent le seul moyen de soutènement vraiment efficace.

4) Soutènement de remplacement en bois dans les tailles remblayées pneumatiquement.

Dans ces tailles, pour éviter les chutes de pierres au moment du « déferrage » et pour permettre la

fixation des toiles de remblayage, on pose un soutènement plus léger en bois avant de remblayer. Ce soutènement de remplacement constitué de portiques en bois réalise un excellent contrôle du toit, surtout dans les tailles à mur tendre. Le remblayage pneumatique, malgré tout le soin apporté à sa confection, n'a pas de portance immédiate et le bois, grâce à sa large base, permet un affaissement lent et régulier du toit sur le remblai.

Dans une taille à bon toit, on avait espéré pouvoir économiser ce boisage et fixer les toiles à quelques montants disposés en bordure de l'allée de passage. Le résultat fut désastreux pour la tenue du toit dans les allées ouvertes. La pression sur le soutènement était trop forte et les étançons pénétraient dans le mur. Le boisage de l'allée à remblayer ramena tout dans l'ordre.

5) Fonctionnement défectueux de certains étançons.

De façon générale, les étançons métalliques à frottement utilisés en taille ont un comportement très différent d'un étançon à l'autre et ne travaillent pas suivant la courbe caractéristique donnée par les constructeurs. Nous avons observé les faits suivants :

a) des étançons à cales traînante enfoncés jusque 10 cm de profondeur dans des murs résistant à 10 t et de plusieurs centimètres dans des murs résistant à 15 t, sans que la cale ait été entraînée. Cette cale aurait dû être entraînée à partir de 2 t;

b) au passage de la haveuse, un coulissement brusque pouvant atteindre 10 à 15 mm en une fois, accompagné de claquement de tous les étançons à frottement disposés autour de la presse hydraulique. Celle-ci avait été mise à la place de l'un d'eux et ne portait que 8,5 t;

c) des étançons ayant coulissé à fond de course à côté d'étançons n'ayant pas coulissé, mais profondément enfoncés dans le mur.

6) Causes principales de la détérioration des étançons et des bêles.

Chaque fois que nous avons visité des tailles avec très bonnes épontes, équipées d'un soutènement métallique complet (étançons et bêles métalliques), nous avons observé un pourcentage élevé d'étançons pliés et cassés. On peut dire que les tailles à bonnes épontes sont de véritables cimetières d'étançons.

Les étançons à frottement ne travaillent pas tous de la même façon; ils coulissent parfois sous des charges très différentes, ce qui engendre une répartition très inégale des charges sur les étançons. Si, dans un groupe d'étançons, certains éléments coulissent sous de faibles charges, les voisins qui ne coulissent pas prennent alors de fortes charges. Quand les épontes ne sont pas trop résistantes, l'étançon surchargé peut pénétrer dans le toit ou dans le mur ou dans les deux épontes à la fois. Cette pénétration a pour effet :

1°) de décharger l'étançon. Au point de vue de la charge supportée, le résultat est le même que si un coulissement s'opérait;

2°) de centrer la charge. La tête et le pied porteront par toute leur surface.

Si, au contraire, toit et mur sont très résistants, l'étançon surchargé ne s'enfonce pas et par conséquent ne se décharge pas.

De plus, l'emploi des bêles métalliques et les irrégularités des épontes donnent lieu fréquemment à une application excentrée des charges.

Cet excentrement des charges a pour effet :

1°) d'empêcher le coulissement normal de l'étançon par coincement du fût dans la serrure,

2°) de diminuer considérablement sa force portante.

Au sujet de l'application des charges excentrées, M. Vidal écrivait dans la Revue de l'Industrie Minérale du 15 novembre 1953 :

« Parlons maintenant de l'importance des charges excentrées. Le spécialiste allemand Jarausch a montré leur influence par le calcul et par des essais. Si un étançon supporte 50 t à la presse, il supportera au fond beaucoup moins car les forces qu'il subira seront souvent excentrées. En excentrant les forces de 1 cm (aussi bien à la tête qu'au pied), on fait perdre à l'étançon 53 % de sa charge portante. Si on décale les forces de 3,5 cm, la perte atteint 74 %. A ce sujet, il faut rappeler que les têtes actuelles d'étançon ont été construites en vue des rallonges en bois. Avec le bois, les forces sont peu excentrées grâce à l'écrasement. Par conséquent, la rallonge métallique a souvent un contact par points avec la tête de l'étançon et la charge est alors excentrée.

» L'expérience montre que toutes les réparations d'étançons proviennent de surcharges de la serrure ou d'efforts excentrés ».

De nombreux faits confirment ce point de vue :

En Sarre où les épontes sont généralement bonnes, et où nombre d'étançons à frottement étaient

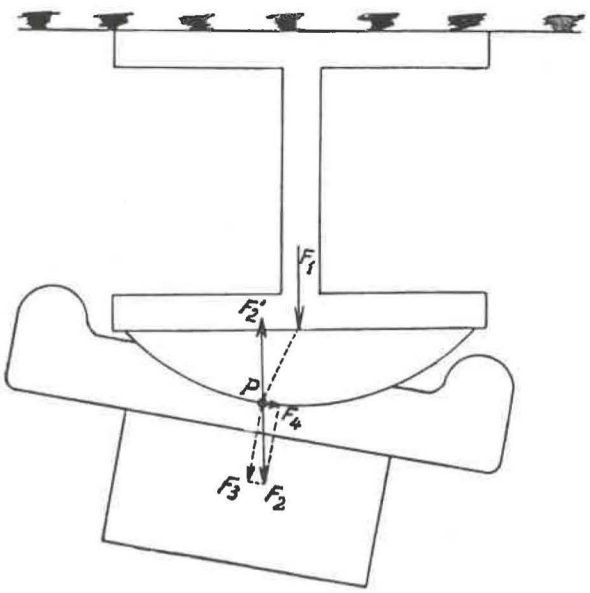

Fig. 9. — Tête d'étançon à rotule — Efforts centrés. (Vidal, R.I.M. novembre 1953).

cassés, les têtes d'étançons fixes ont été remplacées avec succès par des têtes à rotules qui permettent de centrer la charge sur la tête de l'étançon (fig. 9). Essayés au fond dans quatre sièges, les étançons équipés d'une tête à rotule ont été endommagés par rapport aux autres dans une proportion très inférieure à 50 % (fig. 10).

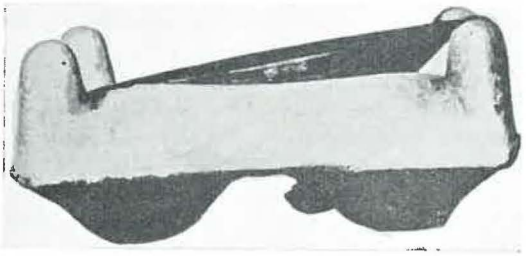

Fig. 10. — Etançon avec tête à rotule utilisé en Sarre (Vidal, R.I.M. novembre 1953).

En Sarre, pour diminuer les efforts excentrés, on a aussi renoncé aux bases planes. Il y a intérêt à employer une plaque pyramidale ou mieux en tas de sable (de façon qu'elle ne tourne pas à la pose, son arête créant un frottement suffisant). Cette pyramide permet d'ailleurs à l'étançon de s'enfoncer plus facilement de 1 à 2 cm et de porter par toute sa surface (fig. 11).

En Belgique, dans une taille à toit et mur très résistants, équipée pour une moitié d'étançons métalliques à frottement et de bêles métalliques et pour l'autre moitié d'étançons hydrauliques et de bêles métalliques, 50 % des étançons à frottement de 40 tonnes étaient pliés ou tordus et aucun étançon hydraulique n'était déformé. Ceci s'explique facilement par les considérations suivantes :

1°) les étançons hydrauliques coulissent *tous* à partir de 20 t. Aucun étançon ne peut être surchargé.

2°) une application excentrée de la charge n'empêche pas le mécanisme de coulissement de fonctionner correctement.

3°) la forme convexe vers l'extérieur du pied de l'étançon hydraulique permet un centrage plus aisé des forces.

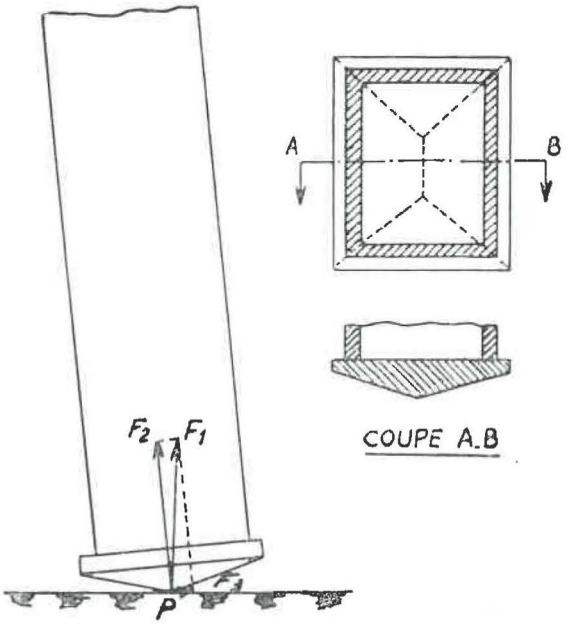

Fig. 11. — Etançon avec base en tas de sable utilisé en Sarre (Vidal, R.I.M. novembre 1953).

Dans une taille visitée, à très bonnes épontes, aucun étançon à frottement n'était déformé parce que les bêles étaient en bois. L'écrasement du bois assurait une répartition plus uniforme de la charge sur tous les étançons et un centrage automatique des forces. Le toit ne portait pas par point.

Deux auteurs anglais, MM. Bennet et Hebblethwaite, ont signalé dans un numéro récent de « Iron and Coal T.R. » que, dans une taille à très bonnes épontes, plus de 100 étançons métalliques à frottement pliés ou cassés devaient être évacués par semaine. On porta remède à ces dégradations en munissant le pied des étançons d'une pointe d'acier. Cette pointe pénétrant lentement dans le sol a permis une meilleure répartition de la charge sur tous les étançons et un meilleur centrage des forces sur chacun d'eux. On poinçonnait donc volontairement le mur pour assurer l'égale répartition des charges et protéger les étançons.

III. — MESURES DES CHARGES SUPPORTEES PAR LES ETANÇONS DANS UNE TAILLE AU CHARBONNAGE DE HOUTHALEN

Plusieurs essais de mesures des charges reprises par les éléments du soutènement ont été effectués au cours de ces dernières années dans les différents pays d'Europe occidentale et ont apporté des contributions importantes à nos connaissances sur les sollicitations des étançons et sur les pressions de terrains.

Ainsi que M. Brison le disait à la journée organisée par Inichar en juin 1953, personne ne niera la nécessité de développer et de multiplier ce genre de mesures dans diverses conditions d'exploitation de façon à parfaire nos connaissances dans ce vaste domaine qui offre encore de nombreuses inconnues.

Pour faire ces mesures, il nous a paru opportun de choisir la taille 53/19 au charbonnage de Houthalen du fait que le soutènement était réalisé au moyen d'étançons hydrauliques Dowty et qu'il était facile de disposer d'appareils de mesures fidèles, qui ne modifiaient en rien les conditions de sollicitations des étançons.

Il suffisait de prendre des étançons absolument identiques à ceux employés dans la taille et de les équiper d'un manomètre.

Les manomètres, directement gradués en tonnes, sont de plus tous équipés d'une aiguille à maxima de façon à repérer éventuellement des sauts de charge anormaux entre deux lectures. Les fûts supérieurs sont gravés de 2 en 2 mm, ce qui permet une lecture très facile du coulissement.

L'emploi de ces appareils ne nécessite aucun personnel spécialisé et, grâce à l'emplacement judicieux des manomètres, on peut dire qu'à chaque instant on a une véritable photographie de la répartition des charges sur les étançons.

Les appareils ne modifient ni ne perturbent en rien le travail de la taille, leur nombre n'est donc pratiquement pas limité (si ce n'est par une question pécuniaire). Les objections habituellement présentées lors de l'emploi d'autres appareils de mesures ne sont pas à retenir dans ce cas.

Il n'y a pas de modifications de la surface d'appui ni au toit, ni au mur. La longueur développée, les déformations et la courbe caractéristique des étançons et des dynamomètres sont identiques. Même dans le cas d'une application excentrée de la charge sur la tête de l'étançon, les mesures sont fidèles.

Pour mesurer la pénétration dans le mur, nous avons utilisé une règlette de 50 cm posée à plat sur le mur de la couche jusqu'à un repère fixé sur le fût inférieur de l'étançon. Nous avons utilisé 25 étançons dynamométriques Dowty groupés dans une section de mesure à environ 40 m du pied de la taille.

Les mesures :

charges, coulissement, pénétration dans le mur } ont été effectuées

d'heure en heure ainsi qu'à chacune des opérations importantes telles que le havage, le foudroyage, l'abattage, etc...

Caractéristiques du chantier.

Les essais ont eu lieu dans un chantier ouvert dans la couche 19, situé à 740 m de profondeur. Dans cette taille, la couche a 1,35 m à 1,40 m d'ouverture moyenne. Le toit est constitué d'un schiste tendre et le haut-toit, d'un empilage de schiste sur une hauteur d'au moins 10 mètres au-dessus de la couche.

Le mur comprend d'abord un faux-mur schisteux très tendre qui avait antérieurement 45 à 50 centimètres d'épaisseur. Cependant son épaisseur a fortement diminué peu avant les mesures. Sous ce faux-mur, se trouve un mur gréseux très solide. Au cours de la période de mesures, la roche du mur était sèche.

La taille a 160 mètres de longueur et est soutenue dans la partie inférieure par des étançons hydrauliques Dowty (environ 600 pièces) et par des étançons Gerlach (type 1950) dans la partie supérieure. Les bêles articulées ont 1,10 m de longueur, elles sont du type Gerlach à joue mobile. La sécurité de l'arrière-taille est assurée par foudroyage.

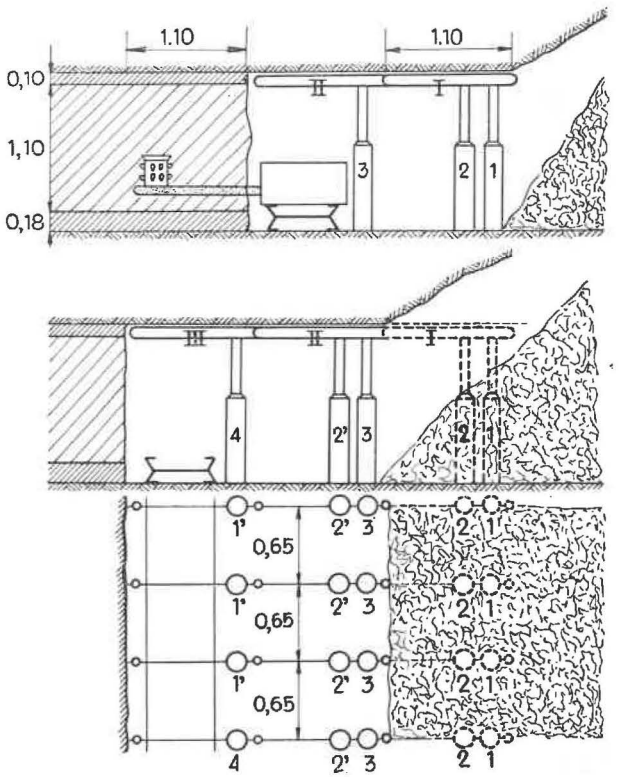

Fig. 12. — Schéma de l'architecture du soutènement de la taille 53/19.

La taille est à front dégagé avec convoyeur blindé à raclettes et l'architecture de soutènement comporte deux allées ouvertes au début du poste d'abattage (fig. 12). L'avancement journalier est de 2,20 m, réalisé en deux allées de 1,10 m.

Le front de taille est havé. Le bras de havage, armé d'un champignon en bout fait une saignée de 1,10 m de profondeur. La haveuse circule sur le convoyeur blindé.

Cycle de travail.

Poste de nuit : 1er havage, saignée de 1,10 m de profondeur.

Poste du matin : abattage de la 1re allée de 1,10 m;
ripage du convoyeur;
pose du soutènement et foudroyage d'une allée.

Entre 13 h et 15 h : 2e havage, saignée de 1,10 m de profondeur.

Poste d'après-midi : même cycle qu'au poste du matin :
abattage de la 2e allée de 1,10 m;
ripage du convoyeur;
pose du soutènement et foudroyage d'une allée.

Architecture du soutènement.

Au début du poste d'abattage, la taille est soutenue par 2 rangées de bêles et 3 rangées d'étançons. La bêle côté foudroyage (I) est soutenue par 2 étançons (2) et (1) et la bêle côté front (II) par un étançon (3). Le premier étançon est placé à 25 cm du bout arrière de la bêle.

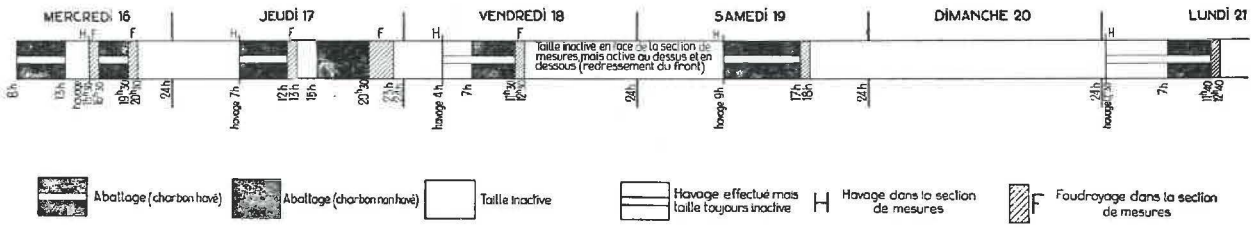

Fig. 13. — Cycle des travaux au cours de la période de mesures s'étendant du mercredi 16 au lundi 21 mars 1955.

La distance moyenne entre les bêles est de 0,65 m.

A mesure du déhouillement, les abatteurs accrochent une nouvelle rangée de bêles en porte-à-faux (III).

Vers midi, le convoyeur est ripé et la taille est immédiatement foudroyée. Chaque ouvrier dispose d'un étançon de manœuvre (4) qu'il pose sous la première bêle en porte-à-faux. Il enlève successivement les étançons arrière I et les replace en I'.

Quand ce travail est achevé, il dispose un premier étançon de doublage en 2', puis foudroie l'étançon 2 et la bêle I. Il replace toujours l'étançon 2' avant de foudroyer l'étançon 2 de la file de bêles correspondantes. La densité du soutènement pendant les périodes de repos jusqu'avant l'abattage est de 0,5 m^2 par étançon, à la fin du poste d'abattage, elle est de 0,71 m^2 par étançon.

Il n'y a jamais d'étançons inutilisés, même l'étançon de manœuvre est toujours placé debout sous une bêle. La circulation dans le chantier est ainsi facilitée et le matériel est utilisé avec le meilleur rendement.

En principe, en marche normale, l'atelier de travail ne comporte que 2 ou 3 allées ouvertes, soit une largeur de 2,20 m à 3,30 m, les étançons posés à front ne restent en station que 22 à 24 heures, et les étançons de doublage ne restent en station qu'un seul cycle, soit 8 heures ou 16 heures suivant qu'ils ont été posés au poste d'abattage du premier ou du deuxième poste.

On peut dire que dans ce chantier le soutènement progresse très rapidement. Un étançon ne reste en station plus de 24 heures qu'à l'occasion d'un jour de repos.

Les étançons dynamométriques ont été disposés sur 8 files contiguës (avec 1 étançon de réserve) couvrant ainsi un front de 5,20 m de largeur. Les essais ont été poursuivis du mercredi 16 mars 1955 à 2 heures au lundi 21 mars à 12 heures (soit 4 jours complets de travail effectif et un jour de repos).

Des mesures complètes ont été effectuées sur 6 allées, ce qui correspond à un avancement total de 6,60 m (fig. 13).

La taille a progressé de la façon suivante :

mercredi : 2 allées de 1,10 m, toutes deux havées;

jeudi : 2 allées de 1,10 m, la première havée, la deuxième abattue au marteau-piqueur;

vendredi : 1 allée havée (on a rectifié la taille à l'autre poste);

samedi : 1 allée havée (ce ralentissement a été nécessité par la traversée d'une zone failleuse dans la partie supérieure de la taille);

dimanche : repos;

lundi : 2 allées havées. Le premier havage a eu lieu à 0,30 h, soit 6,30 h avant l'abattage.

Avant de commenter les résultats des mesures, il est opportun de dire quelques mots sur la qualité du mur de ce chantier.

Depuis le mois d'octobre 1954, début de l'exploitation du chantier, le soutènement était posé sur le mur tendre schisteux très facilement altéré par l'eau. Au mois de décembre 1954, nous avions eu l'occasion de faire des essais de poinçonnage sur ce mur et nous avions obtenu la courbe de pénétration I, figurée en traits pleins sur la figure 14.

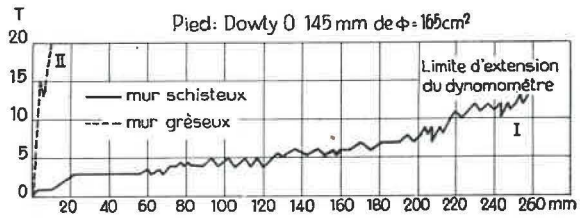

Fig. 14. — Courbes de pénétration de l'étançon Dowty dans le mur de la taille 53/19 en fonction de la charge.
I dans le mur schisteux
II dans le mur gréseux.

Avec un pied de 165 cm^2 de section identique à ceux des étançons en service, le mur a été poinçonné à 3 t et la pénétration s'est poursuivie pour une charge voisine de 5 t jusqu'à 16 cm de profondeur. A 26 centimètres, limite d'extension de la presse, la charge n'était montée qu'à 12,5 tonnes. La résistance de ce mur au poinçonnage était d'environ 25 kg/cm_2.

Le 16 mars 1955, quand nous avons commencé les mesures de charges sur les étançons, ce faux-mur tendre avait encore 25 à 30 centimètres d'épaisseur dont 15 et 20 étaient déjà enlevés par les abatteurs.

Dans les dernières allées, le faux-mur n'ayant plus qu'une vingtaine de centimètres d'épaisseur, il a été complètement enlevé avec le charbon et les étançons ont été placés directement sur le bon mur gréseux. Sur ce mur gréseux, la charge prise par l'étançon monte directement à 20 tonnes sans aucune pénétration. L'affaissement de 1 cm observé n'est dû qu'à la rupture d'une plaquette superficielle de grès (voir courbe II en traits interrompus sur la figure 14).

Des essais de résistance à la compression sur des cubes de roches de 2,5 cm de côté, découpés dans

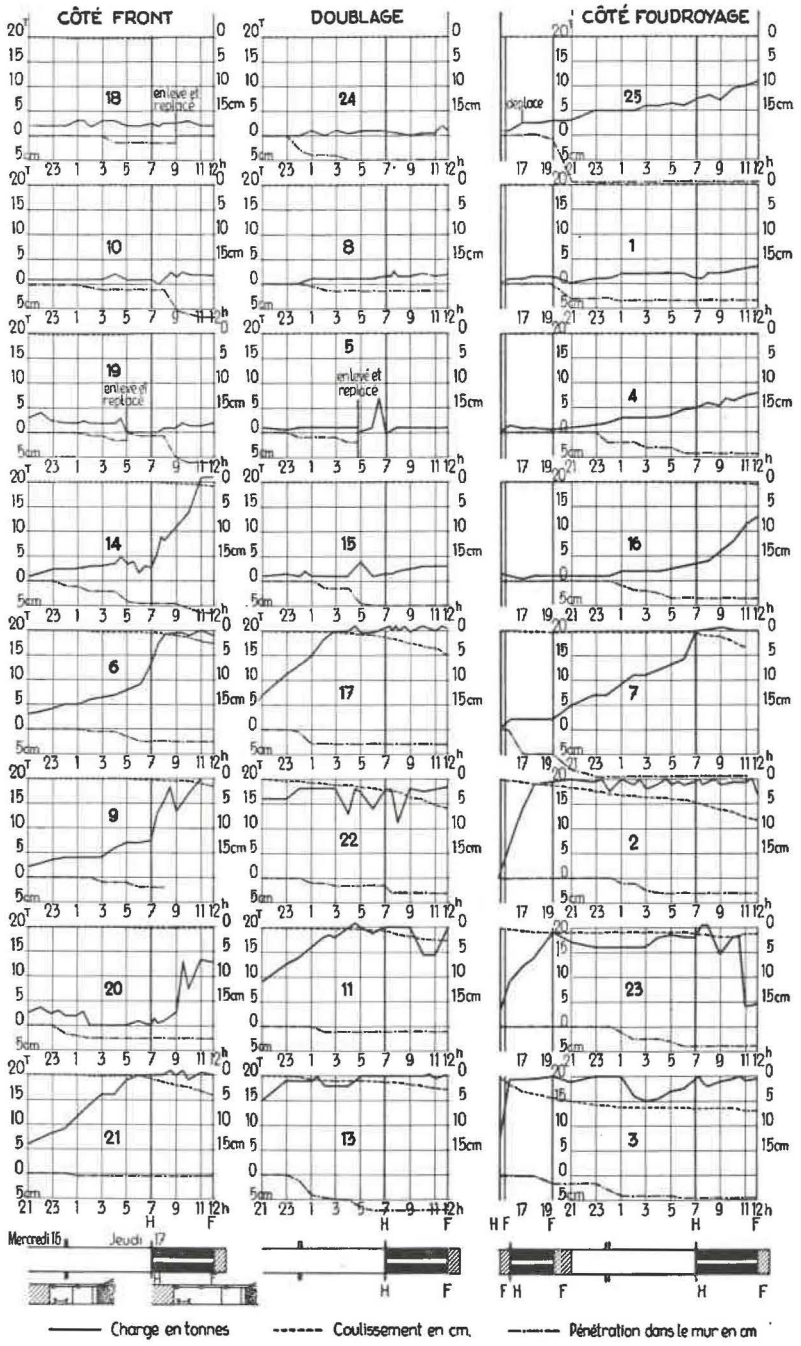

Fig. 15. — Evolution des charges, du coulissement et de l'enfoncement dans le mur des 24 étançons de mesure depuis le mercredi 16 à 21 h jusqu'au jeudi 17 à 12 heures. (Pour la légende du cycle de travail, voir fig. 13).

les deux murs, ont donné respectivement 55 kg/cm^2 et 676 kg/cm^2.

Commentaires des mesures.

Malgré la capacité de portance identique des étançons hydrauliques, on constate une forte dispersion dans les charges supportées effectivement par des étançons qui apparemment devaient subir une mise en charge identique (fig. 15).

Remarque : Les différentes allées ont été numérotées 1, 2, 3, 4, etc. en appelant première allée, l'allée de passage (donc l'allée côté foudroyage) du mercredi 16 mars, au deuxième poste. Il n'y avait dans cette allée que les étançons de doublage qui étaient équipés d'un manomètre. La deuxième allée est l'allée du convoyeur à ce même poste (elle est équipée d'étançons dynamométriques). La section de mesures n'a été entièrement équipée d'étançons de mesures qu'à partir du mercredi à 20 h 30.

La figure 15 montre l'évolution des charges, du coulissement et de l'enfoncement dans le mur des

24 étançons de mesures depuis le mercredi 16 à 21 h jusqu'au jeudi 17 à 12 h. Les étançons côté foudroyage et de doublage sont dans la deuxième allée et les étançons côté front dans la troisième allée.

Pour permettre de suivre l'évolution de ces différents facteurs depuis la pose des étançons côté foudroyage, nous avons complété les diagrammes de cette rangée d'étançons en portant les éléments à partir de 15 h.

Un simple coup d'œil sur la figure 15 montre la grande diversité des courbes de mise en charge pour des étançons d'une même rangée qui auraient dû apparemment être chargés de la même façon. Dans la rangée côté foudroyage, les 3 étançons inférieurs portent 20 t avant 19 h, tandis que, à la même heure, les charges supportées par les 5 étançons supérieurs ne s'élèvent qu'à 2 ou 3 t. Pour les étançons des deux autres rangées (doublage et côté front), on observe des allures aussi différentes des courbes de mise en charge.

Les deux facteurs qui ont une influence capitale sur les charges reprises par les étançons sont :

1°) le mode de contact de la bêle avec le toit (avec ou sans interposition de bois);

2°) la qualité des épontes (du mur et du toit).

Quand le toit est plan et régulier, la bêle métallique peut être mise directement en contact avec le toit sur toute sa longueur, tandis que, si le toit présente des ondulations, il se peut qu'il y ait un vide à l'aplomb de l'étançon ou même sur toute la longueur de la bêle. Pour réaliser un bon calage, ce vide est comblé par du bois et l'épaisseur de la cale de bois varie en fonction de l'importance du vide.

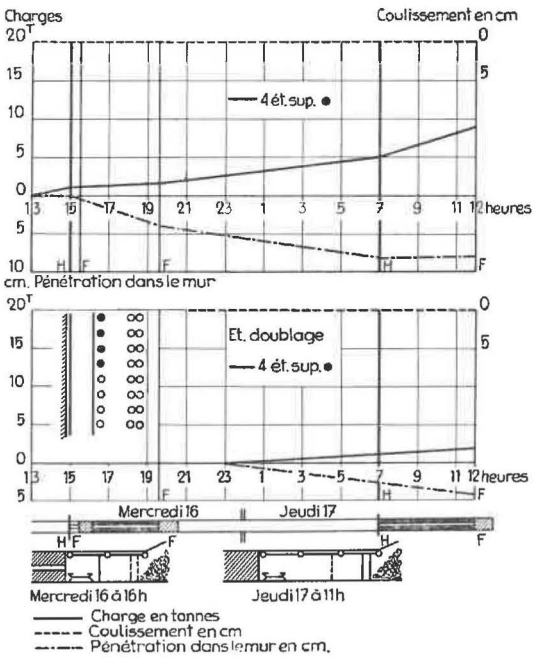

Fig. 16. — Allure moyenne de la mise en charge de 4 étançons supérieurs consécutifs de la deuxième allée depuis leur pose jusqu'à leur enlèvement (Il s'agit des 4 étançons supérieurs dont les diagrammes sont portés fig. 15 côté foudroyage). Cales en bois interposées entre les bêles et le toit.

Le diagramme fig. 16 montre l'allure moyenne de la mise en charge de 4 étançons consécutifs d'une même rangée d'étançons (deuxième allée) depuis leur pose jusqu'à leur enlèvement. Par suite de vides dans le toit, de grosses cales en bois étaient interposées entre les bêles et le toit à l'aplomb des étançons.

Pendant le havage et le poste d'abattage du mercredi 16 (après-midi), la charge augmente à peine. Elle n'est que de deux tonnes à la fin du poste d'abattage le mercredi à 19 h 30.

Après le foudroyage, ces étançons sont alors tangents à la ligne d'éboulis et, pendant la période d'inactivité de la taille au poste de nuit, la charge monte lentement et linéairement jusqu'à 5 tonnes. Au cours du havage et du poste d'abattage suivant (le jeudi matin), la charge continue à monter de 5 à 9 tonnes. Les bois s'écrasent progressivement à mesure que la charge augmente, mais aucun étançon ne coulisse du fait que la charge n'atteint pas 20 tonnes.

Les étançons de doublage posés mercredi à 21 heures se chargent à peine du fait que les étançons arrière n'ont jamais atteint 20 tonnes et ne coulissent pratiquement pas. De plus, ces étançons sont placés sur un faux-mur de 5 à 10 cm d'épaisseur de très mauvaise qualité et poinçonné sous une charge inférieure à 5 tonnes.

Dans la moitié inférieure de la section de mesures, ce faux-mur avait été enlevé. La figure 17 montre l'allure moyenne de la mise en charge des 3 étançons consécutifs inférieurs de la même rangée (deuxième allée). Les bêles sont parfaitement en contact avec le toit sur toute leur longueur et

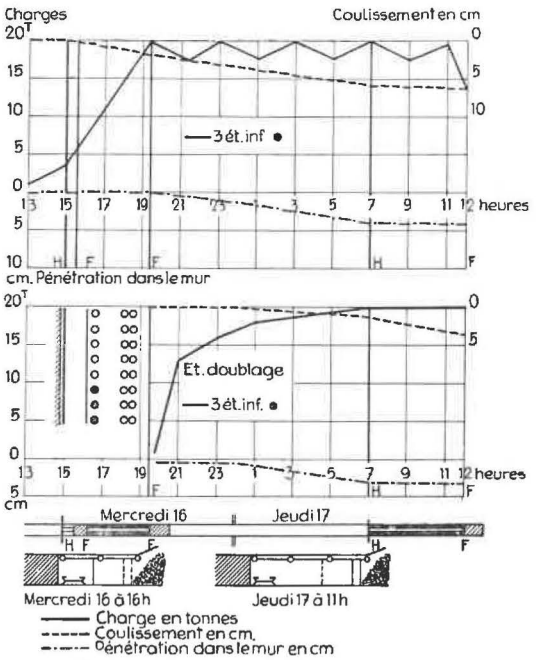

Fig. 17. — Allure moyenne de la mise en charge des 3 étançons inférieurs consécutifs de la deuxième allée depuis leur pose jusqu'à leur enlèvement (Il s'agit des 3 étançons inférieurs dont les diagrammes sont portés fig. 15 côté foudroyage). Les bêles sont parfaitement en contact avec le toit sur toute leur longueur.

la pénétration dans le mur ne commence que sous une charge de 20 t.

La mise en charge est rapide pendant le poste d'abattage du mercredi 16 après-midi. La charge monte de 3,5 à 20 t. Les étançons coulissent et les charges varient entre 17 et 20 t. La pénétration dans le mur ne débute que pour une charge voisine de 20 t et chaque pénétration dans le mur donne lieu à une décharge des étançons de 2 à 5 t.

A 21 h, ces étançons sont alors tangents à la ligne d'éboulis et coulissent d'environ 6 cm pendant la période d'inactivité au cours de la nuit. Pendant le poste d'abattage du jeudi matin, on constate une faible décharge de ces étançons.

Quant aux étançons de doublage placés vers 20 h, on constate une montée rapide de la charge; elle atteint déjà 13 t une heure après la pose. Ceci est dû au fait que les étançons arrière coulissent et que la charge peut être rapidement reprise par les étançons de doublage. La charge monte à 20 t à la fin du poste de nuit et s'y maintient, tandis que les étançons coulissent de 3 cm et pénètrent faiblement dans le mur pendant le poste d'abattage du jeudi matin.

Un deuxième exemple tiré d'une autre allée (troisième allée) met exactement le même phénomène en évidence (fig. 18).

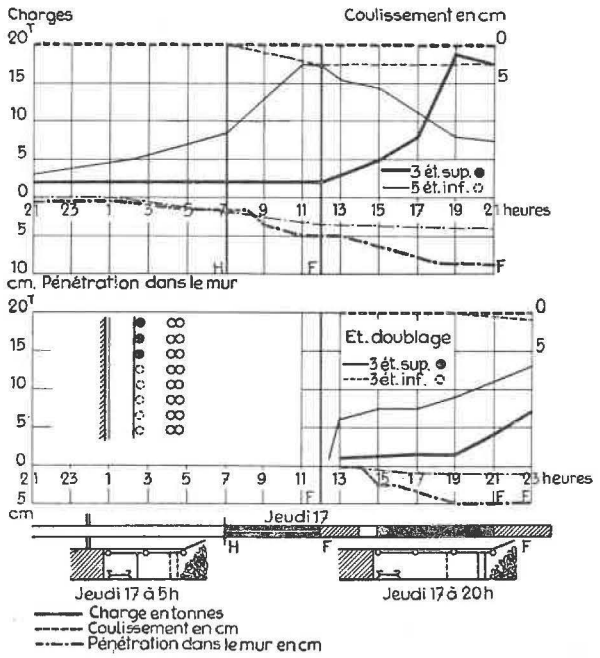

Fig. 18. — Autre exemple de répartition inégale des charges sur des étançons d'une même rangée (étançons de la troisième allée). Pour les uns, il y a interposition de cales en bois entre le toit et la bêle (voir courbes en traits forts pour charges, coulissement et pénétration dans le mur) tandis que, pour les autres, la bêle est directement appliquée au toit (voir courbes en traits fins).

Par suite des inégalités du toit, les bêles supportées par les 3 étançons supérieurs sont surmontées d'épaisses cales en bois. On ne constate aucune prise de charge pendant la période inactive et le premier poste d'abattage du jeudi 17. Après foudroyage, ces étançons sont tangents à la ligne d'éboulis; les bois s'écrasent et la charge monte de 2 à 18 tonnes. Cette mise en charge est accompagnée d'une pénétration dans le mur qui atteint 8 cm.

Les bêles supportées par les 5 étançons inférieurs de cette même rangée sont parfaitement en contact avec le toit. Déjà au poste de nuit, pendant la période inactive, la charge moyenne monte jusqu'à 8,5 tonnes puis pendant le premier poste d'abattage, elle atteint 18,5 tonnes. Alors que ces étançons sont tangents à la ligne d'éboulis, ils se déchargent progressivement jusqu'à 7,5 tonnes pendant le deuxième poste d'abattage.

Les étançons de doublage qui accompagnent les 3 étançons supérieurs se chargent peu (la charge monte de 1 à 7 tonnes), tandis que pour les autres la charge monte de 1 à 13 tonnes.

La décharge, côté foudroyage des étançons qui se sont chargés rapidement, est due à deux causes principales :

1) Lors du foudroyage de l'allée précédente, la roche peut s'ébouler au-dessus du bout de la dernière bêle et former un vide au-dessus de l'étançon;

2) Le banc de bas-toit étant constitué d'un schiste tendre, il est aisément poinçonné par la bêle. Le poinçonnage du toit s'opère d'autant plus facilement que le banc est cassé à l'arrière et que la roche est privée de son étreinte latérale de ce côté. Toute pénétration dans le toit est accompagnée, comme la pénétration dans le mur, d'une décharge de l'étançon. L'étançon de doublage se charge progressivement, tandis que le toit continue à s'affaisser.

Il ne faut pas faire appel à un basculement de toit pour expliquer la décharge de l'étançon côté foudroyage. L'affaissement du toit se poursuit d'une manière lente et progressive, mais le toit est beaucoup plus facilement poinçonné par la bêle le long de la ligne d'éboulis. Cette pénétration des bêles dans le toit était facilement observable.

Le comportement très différent d'étançons, qui apparemment sont dans des conditions de sollicitations identiques, s'explique de la manière suivante :

Dans l'exemple envisagé, la portion de toit à surface irrégulière était encadrée par deux sections où le toit était plan et régulier, ce qui avait permis d'appliquer en ces points les bêles directement contre le toit. La dalle de toit présentait donc une allure analogue à celle schématisée à la fig. 19.

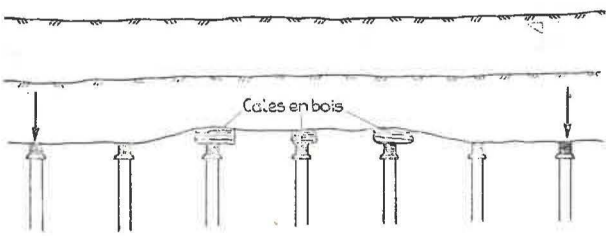

Fig. 19. — Coupe parallèle au front de taille. Représentation schématique d'un toit inégal avec interposition de cales en bois sur les bêles centrales.

Le toit s'affaisse régulièrement et d'une façon uniforme parallèlement au front de taille. Là où les bêles sont directement en contact avec le toit, les étançons se chargent rapidement. Au début, la charge du toit n'est reprise que par les appuis latéraux; les appuis centraux, surmontés de cales en bois, n'interviennent que pour éviter la flexion du banc inférieur du bas-toit et maintenir son intégrité.

Pour passer de 0 à 20 tonnes de charge, les étançons hydrauliques subissent un raccourcissement élastique de 6 mm et un écrasement du bois de 6 mm est obtenu pour une charge de quelques tonnes (2 à 3 t). On conçoit donc aisément que les étançons surmontés de bois ne portent d'abord presque rien. Mais à mesure que les étançons chargés coulissent, le toit s'affaisse et écrase les cales de bois. Les appuis centraux interviennent progressivement dans la prise des charges.

Nous avions pressenti l'influence des deux facteurs, cales de bois et faux-mur, sur le comportement différent des étançons et nos hypothèses ont été confirmées dans les dernières allées (5^{me}, 6^{me} et 7^{me} allées). En effet, en éliminant ces deux facteurs, c'est-à-dire quand les étançons sont posés

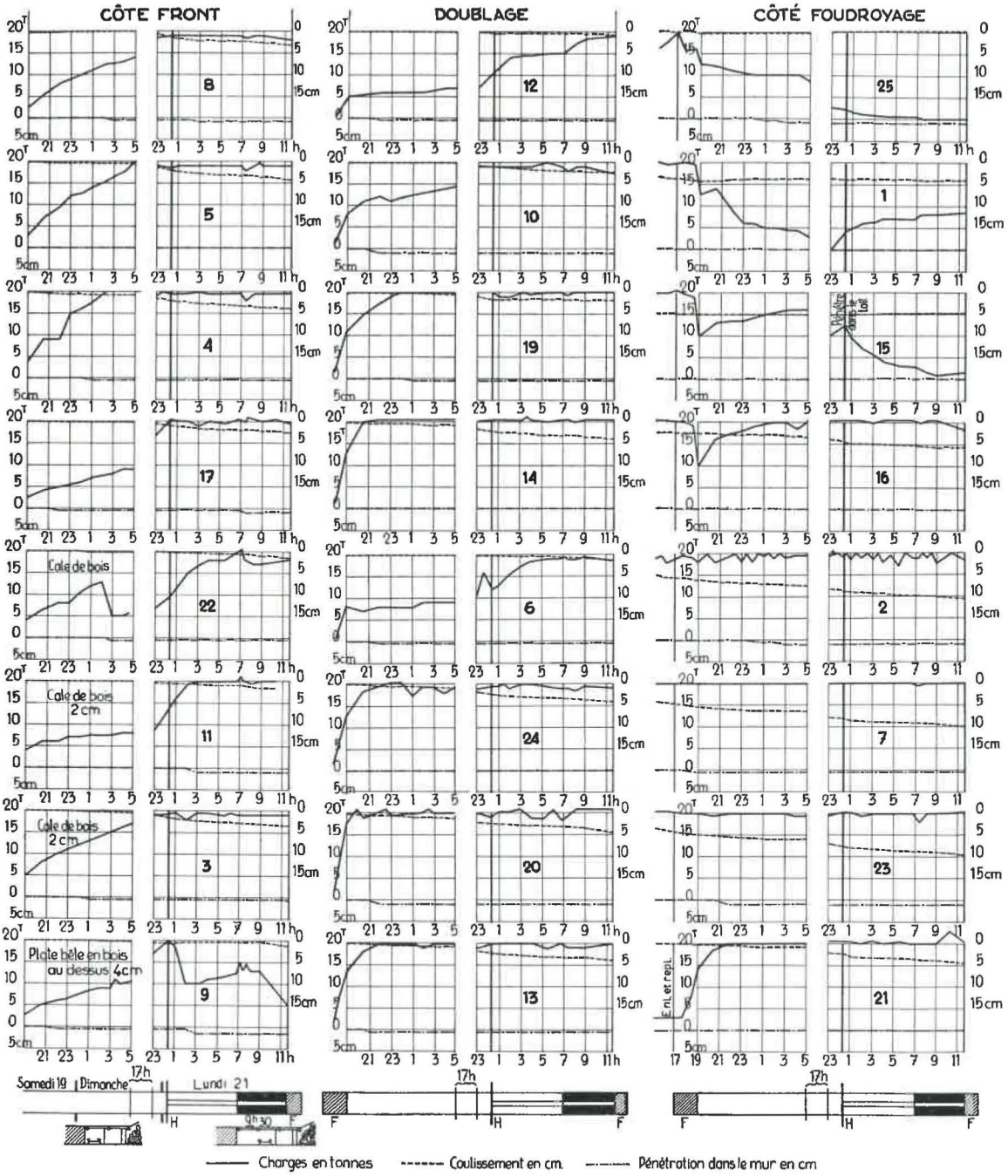

Fig. 20. — Evolution des charges, du coulissement et de l'enfoncement dans le mur des 24 étançons de mesure depuis le samedi 19 à 19 h jusqu'au lundi 21 à 11 h 30 (6e et 7e allées).
(Pour la légende du cycle de travail, voir fig. 13).

sur un mur solide et que le toit est régulier, on observe une régularité de mise en charge des étançons et une beaucoup plus grande uniformité de portance.

Dans les dernières allées, comme le faux-mur n'avait plus que 20 centimètres d'épaisseur, il a été complètement enlevé à l'abattage et les étançons ont été directement posés sur le bon mur gréseux. Nous venons de voir à la figure 14 que la pénétration dans ce mur est nulle.

Le toit est aussi devenu beaucoup plus régulier (est-ce une conséquence du comportement meilleur des étançons ou un effet du hasard, il est difficile de le dire) toujours est-il que, dans les dernières allées, le toit ne présente presque plus de cassures ni d'inégalités. Les cales en bois utilisées pour assurer la stabilité du soutènement sont rares et peu épaisses (1 à 2 cm, exceptionnellement 4 cm).

La figure 20 montre l'évolution des charges sur les 24 étançons de mesure depuis samedi 19 à 19 h après le dernier foudroyage qui eut lieu à 18 h 30 jusqu'au lundi matin à 11 h 30. Les phases du travail au cours de cette période sont respectivement :

— une longue période inactive depuis samedi 18 h 30 jusqu'au lundi 0 h 30, soit pendant 30 h;

— le havage lundi à 0 h 30;

— le début de l'abattage lundi 7 h, soit 6 h 30 après le havage;

— le ripage et le foudroyage, lundi à 11 h 30 (soit 4 h 30 après le début de l'abattage).

On constate :

1) avant le foudroyage (samedi vers 18 h); les 7 étançons supérieurs (le 8me ou étançon n° 21 ayant été déplacé pour le passage du cylindre pousseur) avaient coulissé en 24 h en moyenne de 40 mm avec un maximum de 60 mm. (Il s'agit de la rangée d'étançons qui occupe le côté foudroyage sur la figure 20).

2) Après le foudroyage entre 18 h 30 et 5 h du matin (dimanche).

a) les étançons de doublage se mettent rapidement en charge. Moins de deux heures après le foudroyage, 4 étançons de doublage ont atteint 20 t; à 22 h, la charge moyenne est de 15,5 et, à 5 h du matin, 16,3 t. Le coulissement moyen est de 5 mm, avec un maximum de 11 mm. Les étançons de doublage jouent réellement un rôle effectif, ce qui n'est pas le cas avec la plupart des étançons à frottement.

En observant la figure 20, on constate que moins d'une demi-heure après leur pose, 5 étançons de doublage sur 8 portent déjà plus de 10 t. Comme il suffit d'un affaissement de 6 mm pour faire monter la charge de 0 à 20 t sur un étançon hydraulique, les étançons de doublage peuvent intervenir très rapidement et très efficacement dans la prise des charges;

b) les étançons côté front se mettent en charge lentement et régulièrement entre 19 h et 5 h du matin.

La charge moyenne de ces étançons, qui était de 3,5 t samedi à 19 h, est montée à 13 t dimanche à 5 h (affaissement moyen 3 mm).

c) les étançons côté foudroyage.

Les 2 étançons supérieurs continuent à se décharger et ces 2 étançons remontent en moyenne de 3 mm.

Les 6 étançons inférieurs coulissent en moyenne de 7 mm.

3) Au cours de la journée de repos, la taille semble complètement en équilibre.

La charge moyenne sur les étançons passe

côté front	doublage	côté foudroyage
de 13 à 15,7	de 16,3 à 17	de 15,8 à 14,1

Le coulissement moyen total pendant les 18 h est de

4,5 mm	8 mm	8 mm (sans tenir compte des 2 étançons qui se déchargent)

4) Le havage a lieu lundi à 0 h 30 et, 1 h 30 après le havage, les charges sont respectivement montées

sur les étançons côté front à 18,5 t

sur les étançons côté doublage à 18,5 t

sur les étançons côté foudroyage, restent à 14 t.

Le coulissement moyen pendant l'heure de havage (1/2 h avant l'approche de la machine et 1/2 h après) est de 9 mm;

entre 1 h et 7 h du matin, il est de 8 mm;

on a donc un affaissement de 9 mm à l'heure pendant l'heure du passage de la haveuse et 1,5 mm à l'heure pendant les 6 heures séparant le havage du début de l'abattage.

5) A la fin de l'abattage, les charges sont montées en moyenne à 19 et 19,5 t sur les étançons côté front et doublage et descendues à 13,5 t sur les étançons côté foudroyage.

Le coulissement moyen pendant l'abattage est de 9 mm, soit 2 mm à l'heure.

6) En 72 h, le rapprochement des épontes au droit de la ligne d'étançons côté foudroyage fut de 110 mm, soit 110 : 72 = 1,55 mm à l'heure en moyenne.

Le tableau I résume l'évolution des mises en charge et du coulissement des 24 étançons pendant cette période.

TABLEAU I.

		rangée côté front		rangée de doublage	rangée côté foudroyage	rapprochement des épontes		
		charge moy/en t par ét.		charge moy/en t par ét.	charge moy/en t	en mm		
samedi 19	19 h	3,5		11,25	14,5	60	3,5 mm/h	
	22 h	7,7		15,5	16,3	69		
dimanche 20	5 h	13		16,3	15,8	76	0,5 mm/h	1,55 mm/h
	23 h	15,7		17	14,1	84		
lundi 21	1 h	18		18	14,5	93	9 mm/h	
	2 h	17,5	18,5	18,5	14			
	7 h	18,1	18,8	18,8	13,5	101	2 mm/h	
	11 h 30	17,4	19	19,5	13,5	110		
		en négligeant l'étançon qui a été accroché par un gros bloc de charbon pendant le havage				Coulissement, enfoncement dans le mur, écrasement du bois, pénétration dans le toit.		

Charges en t/m².

Dans la section de mesures, la surface par allée est de 5,75 m² (soit 11,5 m² pour 2 allées et 17,25 m² pour 3 allées).

La densité de soutènement est respectivement :

a) pendant la période de repos jusqu'avant l'abattage : 0,5 m² par étançon;

b) à la fin du poste d'abattage : 0,71 m² par étançon.

Les charges en tonnes par m² ont été très modérées (voir fig. 21 et tabl. II). On constate qu'elles sont toujours maxima à la fin du poste d'abattage. Elles sont toujours plus élevées sur l'allée côté foudroyage que sur l'allée côté front. Une longue période inactive donne lieu à une augmentation de la charge et, grâce à l'uniformité de portance de tous les étançons, on obtient une répartition égale des charges entre tous les appuis.

La charge maximum par m² fut de 46,6 t dans l'allée côté foudroyage et 24 t dans l'allée côté front.

Conclusions.

Les observations ci-dessus montrent que les étançons hydrauliques de 20 t et l'architecture de soutènement adoptés sont parfaitement susceptibles d'assurer un bon contrôle du toit, surtout après enlèvement du faux-mur. Des étançons d'une portance supérieure à 20 tonnes n'auraient pas donné un meilleur contrôle du toit. On remarque en effet, quand le mur est bon, que le toit se laisse poinçonner par les bêles pour une charge de 20 tonnes.

En terminant cet exposé, il nous est particulièrement agréable de remercier la Direction des Charbonnages de Houthalen, qui nous a autorisés à travailler dans ses chantiers, ainsi que les ingénieurs et le personnel du siège qui nous ont aidés dans les mesures.

IV. — CONCLUSIONS

1) *Le soutènement d'une taille doit être adapté à la qualité des épontes.*

Le soutènement d'une taille ne peut s'opposer au mouvement général des terrains. Un soutènement totalement rigide casse les épontes quand elles sont tendres et est détruit par elles quand elles sont bonnes.

Dans l'espace de la taille et à proximité, les épontes se rapprochent donnant lieu à un mouvement d'inflexion inéluctable du toit et du mur, dont l'amplitude et l'extension dépendent de facteurs naturels et de facteurs d'exploitation. Le soutènement temporaire de la taille doit s'y adapter et offrir une résistance et un cédage appropriés, résistance qui ne varie guère avec la profondeur et qui est faible en regard de la pression originelle $H\delta$.

Mais la qualité des épontes joue un rôle capital et varie dans de très larges limites. Dans chaque cas particulier, il est absolument indispensable de pouvoir chiffrer l'aptitude du toit et du mur à supporter les charges et, en conséquence, à choisir le type et l'architecture de soutènement qui leur

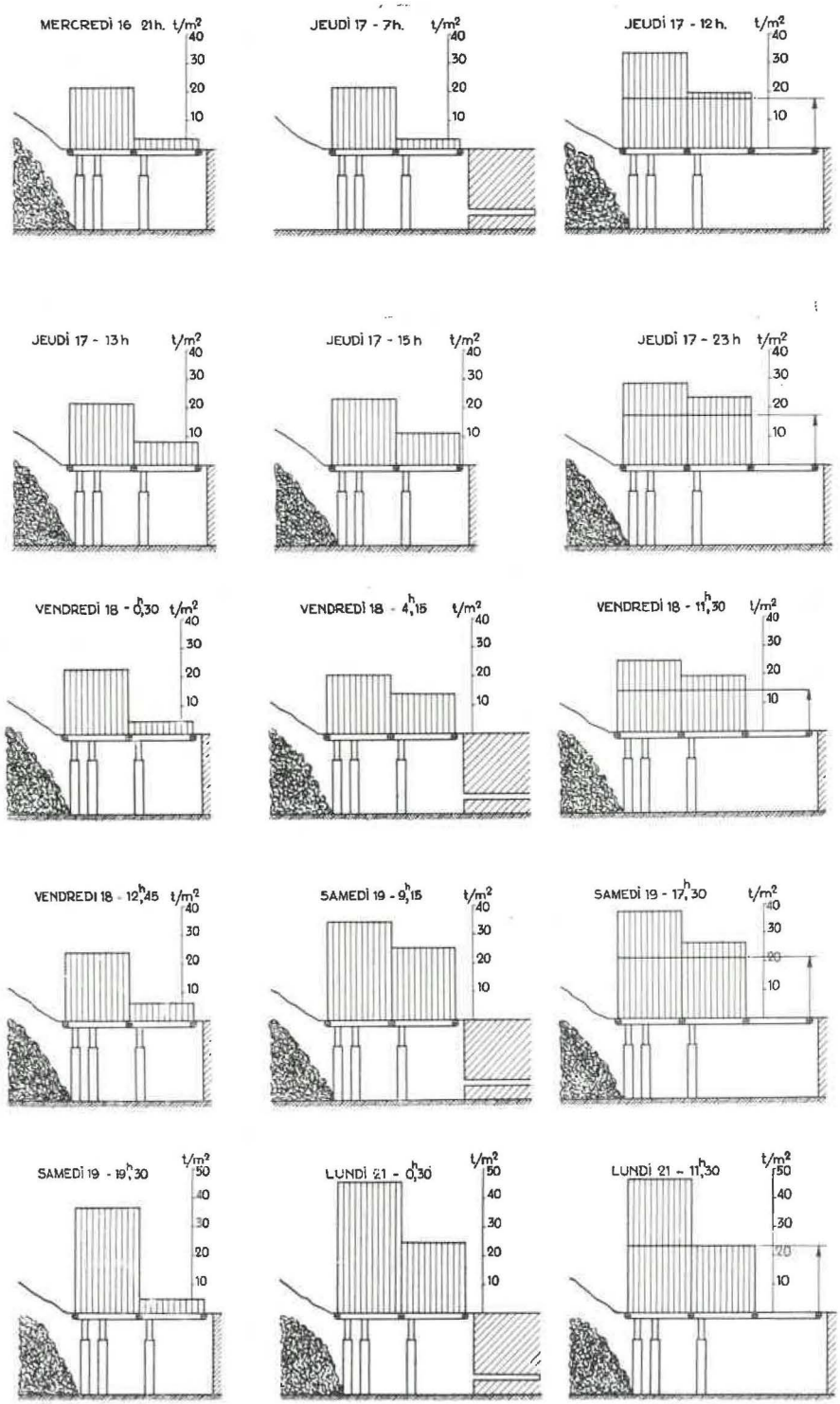

Fig. 21. — Charges en t/m² sur les différentes allées après les opérations qui amènent des modifications importantes dans la répartition des charges.

conviennent. En cas de roches tendres, les éléments de soutènement doivent être pourvus de larges surfaces d'appui, aussi bien au toit qu'au mur, pour diminuer la pression unitaire de contact et éviter le poinçonnage et la fracturation des terrains dont la cohésion et le comportement peuvent être profondément altérés. L'emploi de piles à larges bases peut être d'un grand secours dans ce cas.

2) *L'uniformité et la constance de la portance des étançons sont les qualités primordiales qui passent bien avant la grandeur de la portance.*

Il semble que la portance de 40 tonnes, qui paraissait découler des travaux de la Conférence Internationale de Liège en 1951, soit nettement exagérée.

TABLEAU II.

	1e lecture après le foudroyage et la pose du soutènement				1e lecture après havage				Fin de l'abattage immédiatement avant foudroyage				
	charge moyenne	charge totale	t/m² par allée	t/m² de toit soutenu	charge moyenne	charge totale	t/m² par allée	t/m² de toit soutenu	charge moyenne	charge totale	t/m² par allée	t/m² de toit soutenu	t/m² de toit découvert
2e et 3e allées													
Côté front	2,5 t	20 t	3,6 t		6,5 t	52 t	9,2 t		14 t	112 t	19,6 t		
Doublage	6 t	48 t	21,6 t	12,6 t	12 t	96 t	33,6 t	21,4 t	12 t	96 t	33,6 t	26,6 t	17,7 t
Côté foudroyage	9,5 t	76 t			12 t	96 t			12 t	96 t			
3e et 4e allées													
Côté front	6 t	48 t	8,4 t		8 t	64 t	11,2 t		17 t	136 t	23,8 t		
Doublage	4,5 t	36 t	21,6 t	15 t	5,5 t	44 t	23,2 t	17,2 t	9 t	72 t	28,6 t	26,2 t	17,4 t
Côté foudroyage	11 t	88 t			11 t	88 t			11,5 t	92 t			
4e et 5e allées													
Côté front	3 t	24 t	4,2 t		10 t	80 t	14 t		14 t	112 t	19,6 t		
Doublage	3,5 t	28 t	22,6 t	13,4 t	4,5 t	36 t	20,8 t	17,4 t	9,5 t	76 t	25 t	22,3 t	14,8 t
Côté foudroyage	12,5 t	100 t			10,5 t	84 t			8,5 t	68 t			
5e et 6e allées													
Côté front	4,5 t	36 t	6,2 t		18 t	144 t	25,2 t		19 t	152 t	26,6 t		
Doublage	5 t	40 t	23,8 t	15 t	13,5 t	108 t	34,4 t	29,8 t	18 t	144 t	37,8 t	32,2 t	21,4 t
Côté foudroyage	12 t	96 t			11 t	88 t			9 t	72 t			
6e et 7e allées													
Côté front	3,5 t	28 t	5 t		17,5 t	140 t	24,6 t		17 t	156 t	23,8 t		
Doublage	11 t	88 t	36,4 t	20,7 t	17,5 t	140 t	45,6 t	35,1 t	19,5 t	156 t	46,6 t	35,2 t	23,3 t
Côté foudroyage	15 t	120 t			15 t	120 t			13,5 t	108 t			

Un soutènement d'*égale portance* de 20 tonnes, *fidèle* et *contrôlable* assure un aussi bon contrôle du toit que les étançons de 40 tonnes tout au moins dans 75 % des cas, là où une des épontes est poinçonnée avant 20 t par les étançons habituellement utilisés.

3) *Il est possible d'adapter dans une certaine mesure un même soutènement à différentes natures d'épontes.*

a) en cas de mauvais mur, on peut :

1) augmenter la densité du soutènement, les charges seront ainsi réparties sur une plus grande surface d'appui. Il y a cependant une limite et ce n'est pas toujours la solution la plus économique.

2) placer des semelles amovibles sous les pieds des étançons
soit des planchettes carrées de 20 × 20 × 4,
soit des bois équarris,
soit des plateaux en acier coulé.
Les plates-bêles en bois ne semblent pas intéressantes.

3) décharger partiellement les étançons en employant des piles à large base.

En cas de mauvais toit, il faut éviter la fracturation de la roche du toit.

On peut :

1) soit interposer des plates-bêles en bois entre le toit et les éléments métalliques pour augmenter la surface de contact et mieux répartir les charges.

2) soit remplacer les bêles métalliques par des bêles en bois,

3) soit décharger partiellement les étançons en employant des piles à large base.

c) dans le cas de très bonnes épontes, il faut alors protéger le soutènement. On le protège en diminuant sa rigidité, donc en augmentant son élasticité.

On peut :

1) soit interposer des cales ou des semelles en bois au toit et au mur. On donne ainsi une certaine élasticité au soutènement et on facilite le centrage des charges,

2) soit placer des pointes en acier sous les pieds des étançons pour faciliter la pénétration dans le mur et le centrage des charges,

3) soit adopter des étançons dont le pied et la tête sont spécialement conçus pour faciliter le centrage des charges.

TROISIEME PARTIE

LE SOUTENEMENT EN GALERIES

La troisième partie comprend deux chapitres :

I. — *Qualité et choix d'un soutènement en voie de chantier*

A. — Qualités auxquelles doit répondre un soutènement de voie de chantier
1) La surface d'appui du soutènement doit être adaptée à la qualité de la roche de fondation
2) Le soutènement doit céder et pouvoir s'affaisser sans se déformer
3) Les dispositifs coulissants doivent être orientés suivant la direction des poussées principales.

B. — Choix d'un soutènement
En plateure
En dressant
En semi-dressant

C. — Découpe du gisement et planning judicieux d'exploitation pour éviter les détériorations du soutènement
1) Eviter les stots de protection
2) Proscrire le chantier à tailles multiples en décrochement
3) Proscrire l'exploitation simultanée de couches superposées

II. — *Commentaires des essais de cadres articulés sur piles de bois dans des voies très difficiles aux charbonnages de Monceau-Fontaine*

A. — Situation du chantier et voie d'accès
B. — Creusement de la voie de base
C. — Tenue de la voie et déformations des cadres
D. — Creusement et soutènement de la voie de tête
E. — Causes des déformations observées dans la voie de tête
F. — Conclusions.

I. — QUALITES ET CHOIX D'UN SOUTENEMENT EN VOIE DE CHANTIER

La Journée du soutènement en galeries, organisée par Inichar en janvier 1954, débutait par ces phrases :

« La bonne marche d'un chantier est en grande » partie conditionnée par l'état de ses voies d'ac- » cès. La desserte des longues tailles mécanisées et » l'approfondissement des exploitations ont néces- » sité, tant pour le transport des produits que pour » la ventilation, le creusement de voies de grande » section. »

« Mais il ne suffit pas de creuser, il faut encore » maintenir une section convenable pendant toute » la vie du chantier. Il faut donc équiper les voies » d'exploitation d'un revêtement adapté aux solli- » citations et qui évitera des travaux d'entretien » onéreux. »

A) Qualités auxquelles un soutènement de voie de chantier doit répondre.

1) *La surface d'appui du soutènement doit être adaptée à la qualité de la roche de fondation.*

Cette qualité, plus encore que dans la taille, doit jouer un rôle primordial dans le choix du soutènement des voies. Celui-ci doit transmettre la charge au mur par des appuis dont la section est fonction de la résistance de la roche du mur. Seuls, des soutènements à très large base peuvent donner satisfaction dans les cas difficiles des roches tendres et molles. Plus encore qu'en taille, il est indispensable d'être renseigné sur l'altération que la roche peut subir au contact de l'eau et de l'air chaud et humide, car le soutènement des voies a un caractère de semi-permanence qui n'existe pas en taille.

2) *Le soutènement doit céder et pouvoir s'affaisser sans se déformer.*

Les voies de chantier participent au régime des mouvements et pressions des épontes de la taille. Tout comme en taille, il est vain de s'opposer à ces mouvements et notamment à la descente du toit.

Le soutènement des voies de chantier *ne peut* et *ne doit pas s'opposer* à l'affaissement général du massif. Il doit au contraire le suivre sans offrir une résistance exagérée qui concentrerait les pressions et les cassures autour de la galerie. Les murs de remblai latéraux de 4 à 5 mètres de largeur doivent fournir des appuis *solides* à une voûte de décharge transversale. Ils doivent donc être édifiés avec le plus grand soin. Le soutènement ne doit plus jouer qu'un rôle de garnissage.

Le soutènement rigide est inapplicable; un rapprochement des épontes d'au moins 40 à 50 % de l'épaisseur de la couche est inéluctable. Il faut adopter un soutènement cédant, qui offre au toit un appui suffisant pour empêcher le décollement des bancs; il permet son affaissement en bloc, en même temps que celui des terrains adjacents, en maintenant la compacité originelle de la roche qui participe ainsi au soutènement.

3) *Les dispositifs coulissants doivent être orientés suivant la direction des poussées principales.*

Il est illogique d'adopter un type de cadre unique, quelle que soit la pente de la couche exploitée. Pour être efficients et travailler correctement, les dispositifs de cédage doivent être orientés suivant la direction principale des pressions et des mouvements, qui peut varier de la verticale à l'horizontale. Le *pendage* est un *facteur important dans le choix d'un cadre.*

Pour remédier dans une certaine mesure aux défauts habituels de la plupart des cadres de voies, on observait, à l'exposition d'Essen de 1954, quatre tendances nouvelles dans la conception de ces cadres.

Les constructeurs visent :

a) à supprimer l'assemblage des éléments du cadre par carcans, qui présente de graves défauts;
b) à orienter les dispositifs de cédage suivant le sens des poussées principales;
c) à éviter la pénétration des profilés dans le mur. Les montants des cadres s'enfoncent dans des caissons à large base formant gaine et dispositifs coulissants. Les mêmes caissons à large base augmentent la surface d'appui. Dans un même ordre d'idées, la firme T.H. vient d'entreprendre des essais avec cadres dont les montants sont équipés de plaquettes soudées à l'intérieur du profil. Des plaquettes de ce genre ont déjà été essayées avec succès en Sarre;
d) à rendre la force portante du cadre indépendante du soin apporté par l'ouvrier à la pose. On vise à réaliser le coulissement sous une charge bien déterminée, constante ou légèrement croissante.

Tous les dispositifs imaginés et présentés à la Foire d'Essen ont fait l'objet d'une note publiée par Inichar dans les « Annales des Mines » de mars 1955 et dans le Bultec « Mines » n° 43.

B. — Le choix d'un soutènement.

En plateures.

On peut diviser les soutènements pour voies de chantier en plateures en deux grandes classes :

a) ceux qui s'appuient sur le mur de la galerie :
   les cadres trapézoïdaux coulissants
   les cintres coulissants;
b) ceux qui sont posés sur de larges piles de bois bourrées de pierres :
   les simples bêles ou rails
   les cadres trapézoïdaux articulés
   les cadres articulés en forme d'ogive.

Pour déterminer la forme de soutènement la plus adéquate à adopter, nous allons essayer d'analyser les conditions d'applicabilité :

a) on ne veut pas bosseyer dans le toit; on désire maintenir le toit de la couche intact.

Quand le toit de la couche est bon ou que, pour des raisons de ventilation, on ne désire pas prendre de bosseyement dans le toit, il est préférable de ne pas employer un soutènement cintré. Quand la

couronne d'un cadre cintré n'est en contact avec le toit que par un point, le cadre s'écrase et se déforme facilement.

α) Si la roche du mur est bonne, on peut adopter un cadre trapézoïdal dont les montants sont coulissants :

1) soit des étançons coulissants pour galeries du type Eisenwerk Wanheim (fig. 1). A 40 ou 50 mètres en arrière du front, après affaissement du massif, les étançons coulissants peuvent être remplacés par des montants rigides;

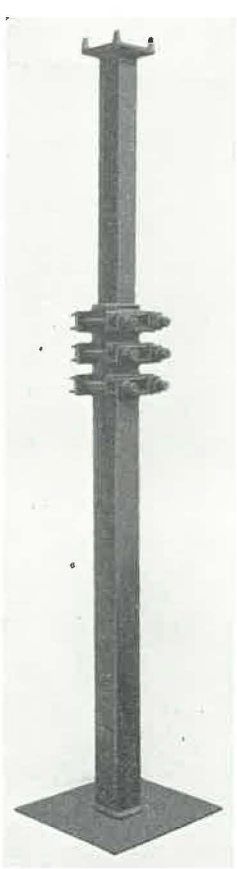

Fig. 1. — Etançon coulissant pour galeries, type Eisenwerk Wanheim.

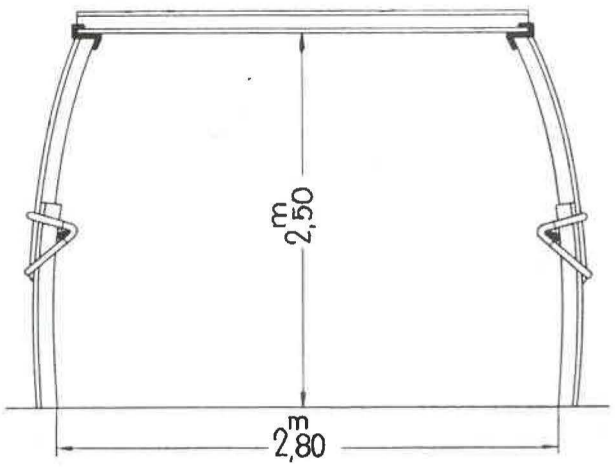

Fig. 2. — Cadres trapézoïdaux Toussaint-Heintzmann avec le nouveau dispositif d'assemblage en épingle.

2) soit des montants rectilignes genre T.H. en deux pièces (fig. 2);

3) soit des montants posés dans des caissons coulissants dont il vient d'être question ci-dessus (fig. 3).

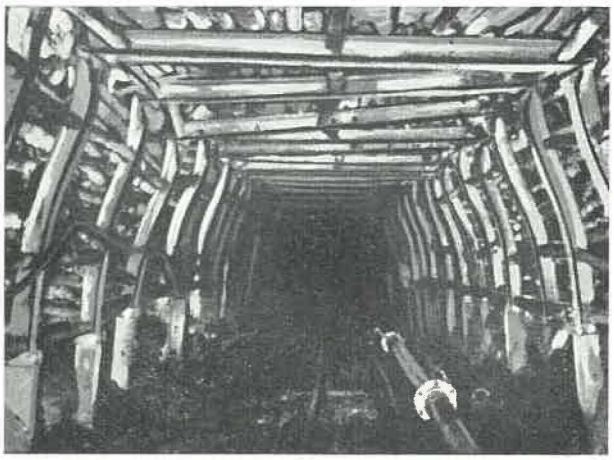

Fig. 3. — Exemple de cadre trapézoïdal avec caissons coulissants (caisson Cerlach).

β) Si la roche du mur est trop tendre, on peut poser des piles de bois bourrées de pierres dans toute l'ouverture de la couche et appuyer dessus des rails ou des bêles ondulées genre Ougrée (fig. 4). Quand on emploie de gros rails, la reprise est difficile lors de l'abandon du chantier; les bêles Ougrée se reprennent facilement.

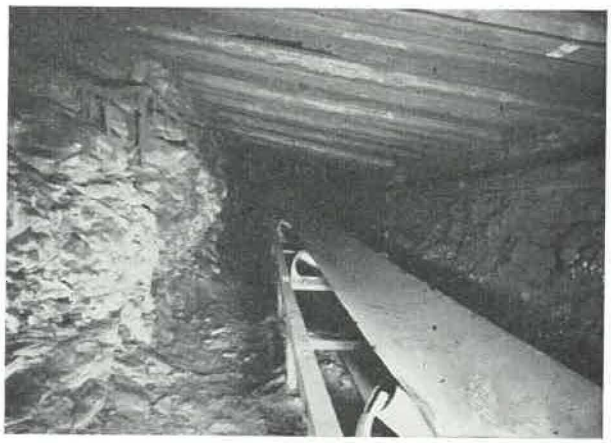

Fig. 4. — Rails posés sur piles de bois placées dans l'ouverture de la couche. Le toit est resté intact et le bosseyement a été pris entièrement dans le mur.

Si les bancs de roche ne sont pas suffisamment résistants pour se supporter eux-mêmes sur la portée du vide de la galerie, ils ont tendance à fléchir et à déformer la bêle du toit. Il suffit, pour éviter cette déformation, de boulonner le toit entre les cadres ou de boulonner les fers plats ou les fers U contre le toit (fig. 5 et 6).

b) on peut bosseyer dans le toit

α) au-dessus du bas-toit, on dispose d'un banc de roche solide qu'on désire ne pas entailler. On

Fig. 5. — Bêles Ougrée posées sur piles de bois édifiées dans l'ouverture de la couche. Pour renforcer la roche, on a boulonné le toit.

Fig. 6. — Fers U posés sur piles de bois; la roche est renforcée par des boulons qui traversent les fers U.

garde encore une surface plane au faîte de la voie. Il est encore préférable d'adopter un soutènement trapézoïdal :

1) si le mur est bon, on peut appuyer les montants coulissants sur le mur (tous les soutènements en portiques dont il vient d'être question sont bons);

2) si le mur est mauvais, on emploie de courts montants en bois ou métalliques posés sur piles de bois. L'assemblage de la bêle et des montants est réalisé par des dispositifs articulés et l'élasticité est assurée par la compressibilité de la pile de bois.

Si les bancs du toit ont tendance à fléchir, il suffit de renforcer la roche par quelques boulons (3 ou 4 boulons par mètre de galerie suffiront) (fig. 7).

β) Le toit est constitué d'un empilage de bancs minces feuilletés, qui n'ont aucune résistance à la flexion, ou bien la roche du toit est fortement fracturée.

Dans ce cas, on abat la portion de toit qui tend naturellement à s'ébouler et on place une couronne, ou mieux, deux arcs en forme d'ogive qui s'arcboutent en couronne.

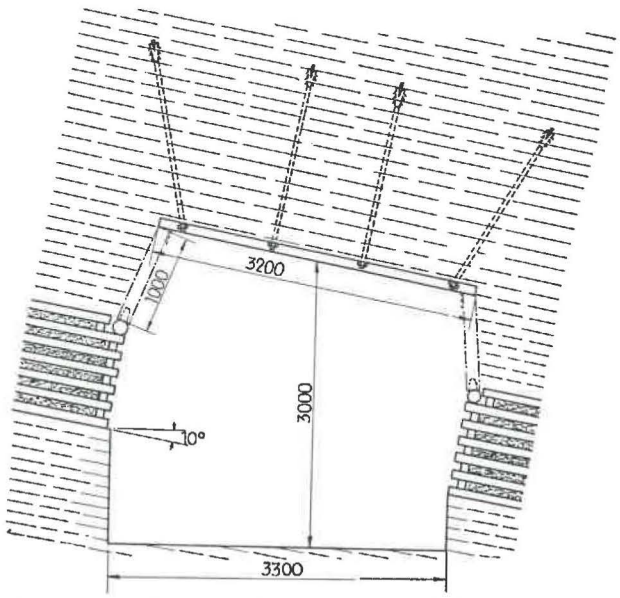

Fig. 7. — Cadre trapézoïdal posé sur piles de bois édifiées dans toute l'ouverture de la couche avec renforcement de la roche par boulons.

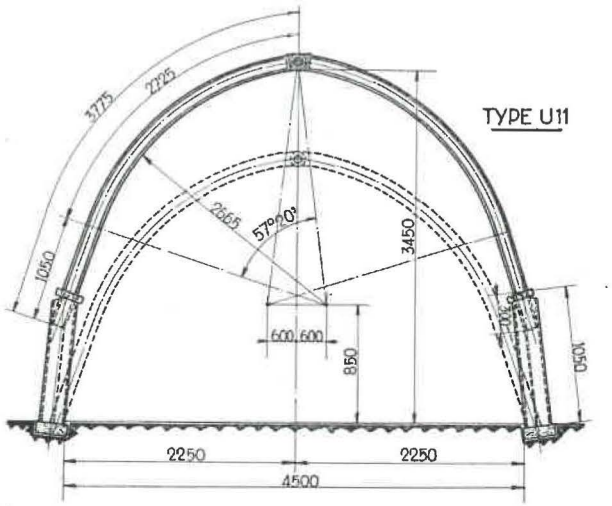

Fig. 8. — Cadre à deux éléments cintrés avec articulation en couronne et posant dans des caissons coulissants (cadres cintrés Usspurwies).

Fig. 9. — Cadres Toussaint-Heintzmann en 3 éléments; Vue prise après le passage de l'exploitation des 2 côtés de la voie, profil de 29 kg/m.

Si le mur est bon, on peut laisser poser les arcs dans des caissons coulissants qui s'appuient sur le mur (fig. 8) ou employer le cadre T.H. (fig. 9). Dans ce cas, même si le mur paraît bon, il est préférable de poser les montants des cadres sur des semelles (bouts de rail, fers U, claveaux de béton) pour éviter le poinçonnage de la roche.

Pour disposer d'une section plus large, on peut par exemple adopter un cadre à trois éléments éclissés en tête et dont les montants reposent dans des caissons coulissants (fig. 10).

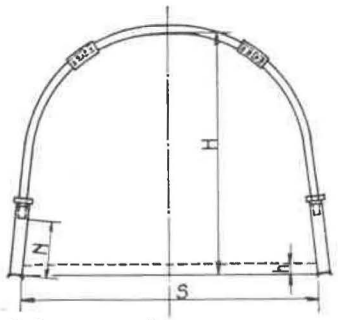

Fig. 10. — Cadre à trois éléments cintrés avec assemblages éclissés en couronne et montants reposant dans des caissons coulissants.

Si le mur est mauvais, il faut alors adopter sans hésiter le cadre articulé sur piles de bois compressibles bourrées de pierres. Ce dernier type de cadre est toujours à recommander dans les conditions les plus difficiles (fig. 11).

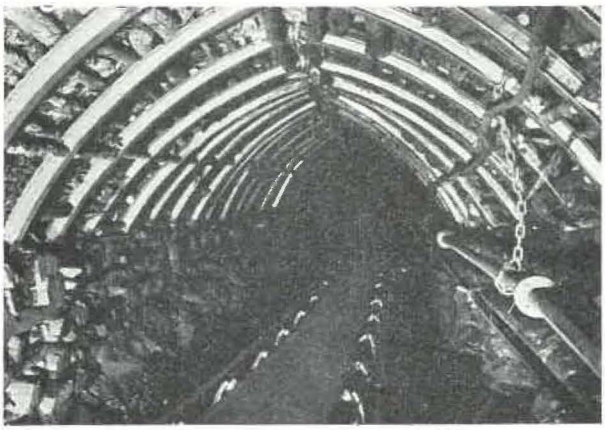

Fig. 11. — Cadres articulés posés sur piles de bois compressibles édifiées dans toute l'ouverture de la couche.

Dans les cas où l'on bosseye dans le toit et où l'on emploie un soutènement posé sur piles de bois bourrées de pierres, celui-ci est en général placé en arrière des fronts pour éviter qu'il ne subisse des déformations en avant et au passage de la taille.

Les charbonnages qui exploitent la partie occidentale du gisement de Campine, et dont les épontes sont constituées de roches très tendres, ont adopté dans toutes les voies de chantier le soutènement par cadres articulés posés sur larges piles de bois bourrées de pierres et édifiées dans toute l'ouverture de la couche. Dans l'un d'eux où la technique est parfaitement au point depuis de nombreuses années, l'énorme réseau de voies d'exploitation nécessaire pour une production journalière de plus de 6.000 tonnes, ne donne lieu à entretien que dans des circonstances exceptionnelles. Dans toutes les galeries, la hauteur est toujours supérieure à 3 mètres.

En dressant.

Dans les gisements en dressant, la direction des poussées principales n'est plus verticale. Il faut adopter des types de soutènement dont les dispositifs coulissants sont adaptés pour résister aux poussées prédominantes.

La firme Lorenz, par exemple, construit un cadre articulé et coulissant constitué de deux montants légèrement cintrés appliqués contre le toit et le mur de la couche avec en couronne deux éléments T.H. légèrement arqués, assemblés par carcans et disposés perpendiculairement aux épontes (fig. 12).

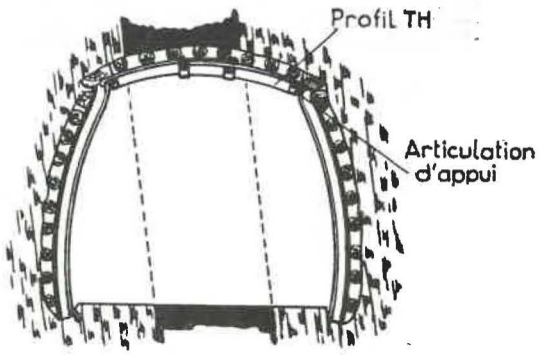

Fig. 12. — Cadre Lorenz avec dispositif coulissant en couronne pour gisement en dressant.

La firme Usspurwies présente aussi un cadre articulé et coulissant. Les dispositifs coulissants sont disposés, l'un au toit pour absorber les poussées latérales dues au rapprochement des épontes, l'autre est placé sur la sole de la voie pour absorber les charges verticales dues au poids des bancs. La paroi verticale est soutenue par un montant droit ou légèrement arqué et peut être renforcée, si c'est nécessaire, par quelques boulons disposés perpendiculairement à la stratification (fig. 13 et 14).

Dans une couche à 65°, la firme Lorenz préconise un soutènement constitué d'un fer U boulonné

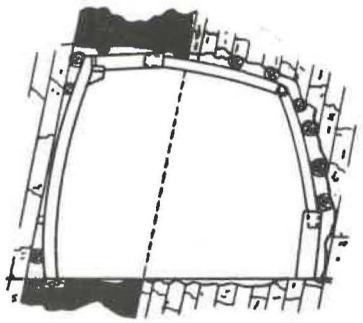

Fig. 13. — Cadre Usspurwies pour voie d'exploitation en dressant.

Fig. 14. — Vue d'une voie d'exploitation en dressant revêtue de ce type de cadre Usspurwies.

contre le toit soutenu par un montant arqué constitué par deux éléments T.H. légèrement cintrés, assemblés par carcans et posés sur une pile de bois bourrée de pierres (fig. 15).

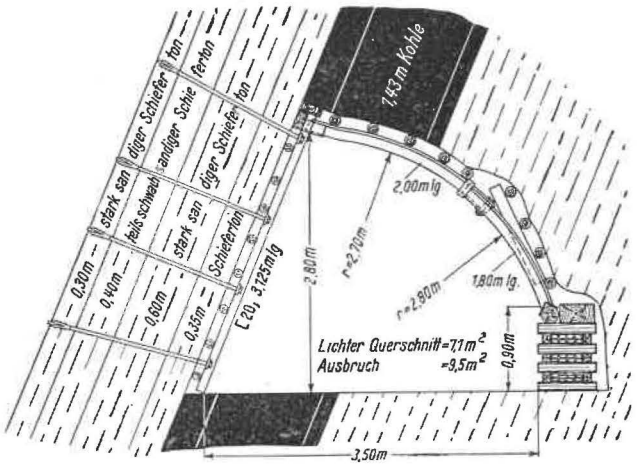

Fig. 15. — Cadre Lorenz pour gisement en dressant incliné entre 60° et 70°.

En semi-dressant.

Pour les semi-dressants, pour les pentes comprises entre 25° et 60°, il est difficile de trouver un cadre dont les dispositifs coulissants sont orientés dans le sens des poussées principales. On y pallie en utilisant des dispositifs coulissants orientés suivant les deux composantes principales (fig. 16).

Des essais suivis mériteraient d'être entrepris dans ces pendages qui offrent des difficultés sérieuses au point de vue soutènement des voies.

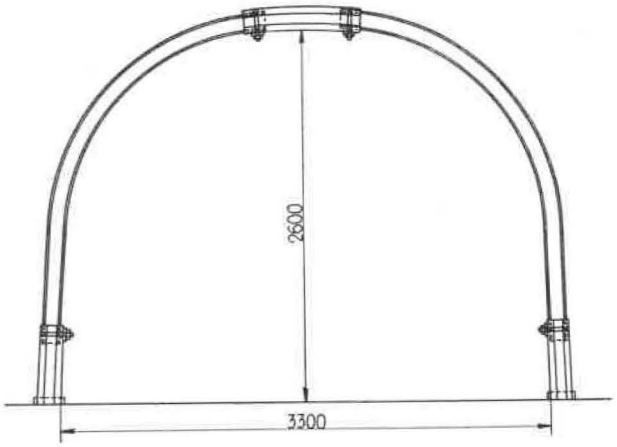

Fig. 16. — Cadre Recker pour semi-dressant à trois éléments avec assemblage éclissé coulissant en couronne. — Les montants sont posés dans des caissons coulissants.

Dans le choix d'un soutènement de voies de chantier, il est donc indispensable de tenir compte de deux facteurs essentiels :

1) le pendage de la couche,
2) la qualité des roches des épontes.

Il faut adopter un soutènement cédant qui vise à offrir au toit de la voie un appui suffisant pour empêcher le décollement et la flexion des bancs, mais permettre son affaissement en bloc en même temps que les terrains adjacents en gardant leur compacité originelle.

Mais il ne suffit pas de *bien choisir pour réussir.* Pour atteindre l'objectif, c'est-à-dire établir une voie de belle dimension qui se maintiendra sans recarrage pendant la vie du chantier, il faut observer strictement les règles dictées par l'expérience.

Il y a lieu d'attirer l'attention du personnel surveillant sur le soin à apporter dans la pose du soutènement et la construction des piles et des murs de remblais le long des galeries. Ce sont eux qui doivent constituer le vrai soutènement de la galerie et qui limiteront l'affaissement à un maximum de 40 à 50 % de l'ouverture de la couche. Une faute sur la voie, un soutènement mal choisi, des remblais mal soignés peuvent avoir des répercussions graves et nuisibles sur toute la vie d'un chantier, c'est-à-dire pendant des mois et parfois 1 ou 2 ans. Une faute en voie est beaucoup plus grave qu'une faute en taille, qui peut avoir une répercussion sur la production d'un jour ou au maximum d'une semaine, mais qui peut être rapidement corrigée.

C'est un point fondamental, que la plupart des surveillants oublient trop souvent. Or quand les accès à la taille sont bons, la production du chantier est presque toujours assurée.

C. — Découpe du gisement et planning judicieux d'exploitation pour éviter la détérioration du soutènement.

On peut affirmer qu'en appliquant les principes énoncés ci-dessus, il est possible de conduire des voies d'exploitation sans aucun recarrage durant la vie du chantier, même en terrains difficiles.

Il faut toutefois qu'une condition soit satisfaite. Il faut éviter de faire subir au soutènement des sollicitations autres que celles de l'exploitation en cause. C'est ainsi qu'un soutènement bien adapté et qui donne satisfaction peut être complètement détruit par des travaux d'exploitation voisins.

Il faut établir un programme d'exploitation en vue d'éviter l'action nuisible de travaux d'exploitation voisins dans la même couche ou dans des couches sus- et sous-jacentes. Ces travaux créent des surcharges telles que ni la roche ni le soutènement ne résistent. Le soutènement de tronçons de galerie situés dans des stots de charbon abandonnés peut aussi être soumis à de très fortes surcharges. Ces stots sont toujours à éviter.

A grande profondeur, la découpe du gisement est conditionnée par la tenue du réseau de galeries, elle-même fonction de la qualité des roches.

Entre 1920 et 1930, les exploitants des mines de Campine furent confrontés avec de graves problèmes de pressions de terrains. Il s'avéra que des méthodes et procédés d'une valeur éprouvée dans les bassins sud de la Belgique étaient inapplicables en Campine et l'on douta même de la possibilité d'exploiter ce beau gisement.

Ce n'est guère qu'après 1930 et pendant les années qui suivirent que se dégagèrent les doctrines et les règles qui allaient en permettre la mise à fruit.

Elles sont à recommander pour toutes les exploitations profondes en plateures et même pour des exploitations moins profondes qui se développent dans des couches encadrées de stampes molles.

Les phénomènes de pressions de terrains observés à grande profondeur peuvent se produire dans certains gisements à partir de 500 et 600 mètres, tandis que pour d'autres ils commencent à 1.000 et 1.100 mètres et parfois plus encore. Les terrains où le grès domine sont durs et élastiques jusqu'à grande profondeur. Ceux qui contiennent une proportion élevée de schiste et de charbon sont tendres et fluent aisément, déjà à faible profondeur. En d'autres termes, et comme dit ci-dessus, la nature pétrologique des roches joue le rôle principal.

Dans le planning d'exploitation, il faut :

1) *Eviter les stots de protection.*

Les galeries permanentes sont à creuser en terrains détendus. Par exemple, avant de prolonger un bouveau au-dessus ou en dessous d'une couche que l'on vient de recouper, il y a lieu d'en enlever un large panneau, ce qui provoquera la détente désirée.

Ce planning d'exploitation est maintenant régulièrement adopté dans plusieurs charbonnages de Campine et a permis de réduire considérablement le personnel occupé à l'entretien des voies.

Un stot de charbon peut devenir le siège de surcharges importantes. Le charbon et les schistes s'écrasent, fluent vers les vides. Ces matières se comportent presque comme des liquides qui transmettent la pression dans tous les sens. La charge verticale fait fluer la matière latéralement ou de bas en haut et donne lieu à des poussées importantes sur le soutènement.

Le cas d'application traité dans l'exposé suivant fait bien ressortir les difficultés de tenir ouvertes des voies d'accès à l'aplomb et dans un stot de charbon abandonné.

2) *Proscrire, dans une même couche, le chantier à tailles multiples décalées l'une par rapport à l'autre.*

L'onde de pression en avant d'une taille détruit le tronçon de voie qui donne accès à la taille précédente.

Ces exploitations en décrochement donnent lieu à des complications invraisemblables dans la ventilation et le transport du matériel.

3) *Proscrire l'exploitation simultanée de couches superposées.*

Dans un faisceau de couches relativement rapprochées, par exemple, on évitera de prendre en même temps deux exploitations superposées. C'est une condition sine qua non de la bonne tenue des voies, elle-même indispensable à une exploitation à grosse production. Ce genre d'exploitation cause des dégâts miniers importants dans le réseau de galeries sus-jacent.

En conclusion.

Le chantier idéal est un rectangle constitué par une taille unique rectiligne à deux voies d'accès, à progression rapide.

La *concentration* ne consiste donc pas à activer simultanément des chantiers voisins dans l'espace, avec l'objectif généralement visé de concentrer le transport sur un même parcours; elle *consiste*, au contraire, à *espacer les chantiers* que l'on prend en même temps de façon à les mettre chacun dans les meilleures conditions d'*attelée intensive* et d'*avancement rapide.*

Pour conduire une voie de chantier sans recarrage dans des couches encadrées de stampes molles, il faut donc établir un planning d'exploitation qui réduise au minimum les dégâts miniers causés par les travaux d'exploitation au réseau de galeries de la mine elle-même.

Il faut aussi choisir judicieusement le soutènement de la voie de chantier en fonction des facteurs qui ont été énoncés au début de cet exposé.

En suivant ces règles et ces conseils et en soignant le détail (le remblai en bordure des voies tout spécialement), on peut conduire des voies d'exploitation sur 500 à 1.000 mètres de longueur sans aucun recarrage, même dans les terrains les plus difficiles.

II. — COMMENTAIRES DES ESSAIS DE CADRES ARTICULES SUR PILES DE BOIS AU SIEGE N° 19 DU CHARBONNAGE DE MONCEAU-FONTAINE

A. — Situation du chantier et voies d'accès.

Les essais ont lieu dans la couche 10 Paumes, dans un panneau situé au nord du siège. Ce panneau se présente en plateure assez régulière, avec pied sud. La pente moyenne est de 7 à 8°. Le gisement est affecté d'un grand fond de bassin d'axe E.W. à sa recoupe par le travers-bancs nord de l'étage de 1260 m (fig. 17).

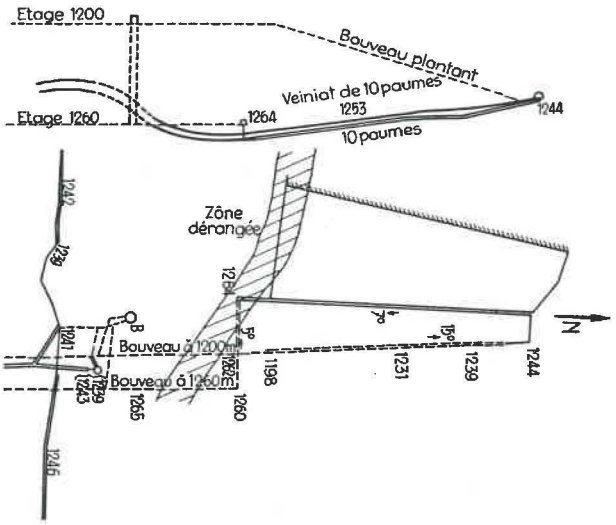

Fig. 17. — Coupe à travers le gisement entre les étages 1200 et 1260 et vue en plan du chantier exploité dans la couche 10 Paumes.

Craignant des difficultés d'exploitation dans la partie en S de la couche, il fut décidé d'exploiter une tranche régulière entre les niveaux 1264 et 1244.

L'étage de retour d'air est à la profondeur de 1200 m.

La communication de retour d'air fut créée en prolongeant le travers-bancs de 1200 par un bouveau plantant recoupant 10 Paumes au niveau 1244 m. Un bouveau plantant perpendiculaire au travers-bancs de 1260 recoupe 10 Paumes au niveau 1264.

Le montage initial fut creusé à l'ouest du bouveau plantant de l'étage de 1200. Au pied, il est situé à 40 m et arrive en tête, à 20 m seulement.

La couche d'une ouverture de 1,50 m environ est surmontée d'une autre couche, dénommée Veiniat de 10 Paumes, de 1,20 m à 1,40 m d'ouverture, très rapprochée de la première. La stampe entre les deux couches est variable. Elle est de 2 m à 2,50 m à la voie de tête et s'épaissit vers le sud. Les bosseyements des voies de base et d'aérage ne recoupent pas le Veiniat.

Le mur de la couche est très mauvais. Il est poinçonné à moins de 500 kg par un pied de cadre T.H. type 21 kg. Il s'altère fortement à l'eau. Le toit est fracturé et se délite facilement. La présence de la couche Veiniat, non exploitée et située au-dessus, influence probablement la tenue du toit.

Le creusement du montage fut difficile. Soutenu en cadres T.H. type A, le soufflage fut tel que, malgré les nombreux ravalements de mur entrepris, il s'est complètement refermé quelques jours après le percement. Un second montage recommencé tangentiellement au premier, et soutenu cette fois par un soutènement en bois, permit avec beaucoup de difficultés de démarrer la taille.

Au pied du montage, on avait recoupé une zone dérangée présentant une contre-pente et plusieurs renflements de charbon dont l'un de 4 à 5 m d'ouverture. Espérant se débarrasser de cette zone dérangée, il fut décidé de raccourcir la taille et de reporter la voie de base 25 m plus haut. La longueur de la taille était ainsi ramenée à 180 m.

Dès avant l'exploitation de la taille, il fut extrêmement difficile de maintenir une section de passage convenable dans les voies d'accès. A l'étage de 1260 m, la partie du bouveau creusée au-dessus des couches 10 Paumes et Veiniat, revêtue de cadres T.H., fut complètement recarrée en claveaux circulaires de béton. Le bouveau plantant d'accès avait déjà été recarré deux fois avant le démarrage de la taille. On y plaça quelques cadres T.H. circulaires à titre d'essai.

Au retour d'air : la partie inférieure du bouveau plantant et le chassage en veine s'étaient tellement rétrécis que ces deux travaux avaient aussi dû être recarrés avant le démarrage de la taille.

Depuis lors, toutes ces voies sont en continuel mouvement. A l'entrée d'air : le bouveau plantant d'accès et la cheminée en veine ont été entièrement recarrés deux fois depuis le mois de décembre. Le bouveau en claveaux s'est écrasé. Les claveaux du radier sont complètement soulevés. On vient d'entamer une brèche de recarrage en claveaux; des cadres T.H. ont été placés à l'intérieur de la section pour la renforcer momentanément.

Le tronçon de la voie de tête revêtu de cadres T.H. a aussi été recarré deux fois depuis le mois de décembre. Il y a en permanence 4 et 5 équipes de recarreurs et le passage est tenu péniblement ouvert.

Comme avant le démarrage de la taille, on éprouvait déjà de telles difficultés à maintenir un passage convenable dans les voies d'accès avec les revêtements existants, il fut décidé d'adopter un soutènement articulé à large base pour les voies de tête et de pied.

Pour éviter d'influencer le soutènement définitif au passage de la taille, on décida de bosseyer dans le toit en arrière des fronts et de mettre le revêtement définitif à 5 ou 10 mètres en arrière de la taille dans la voie de base et tangentiellement à l'allée à remblayer dans la voie de tête.

B. — Principe du creusement de la voie de base.

La voie de base est creusée en deux phases (fig. 18) :

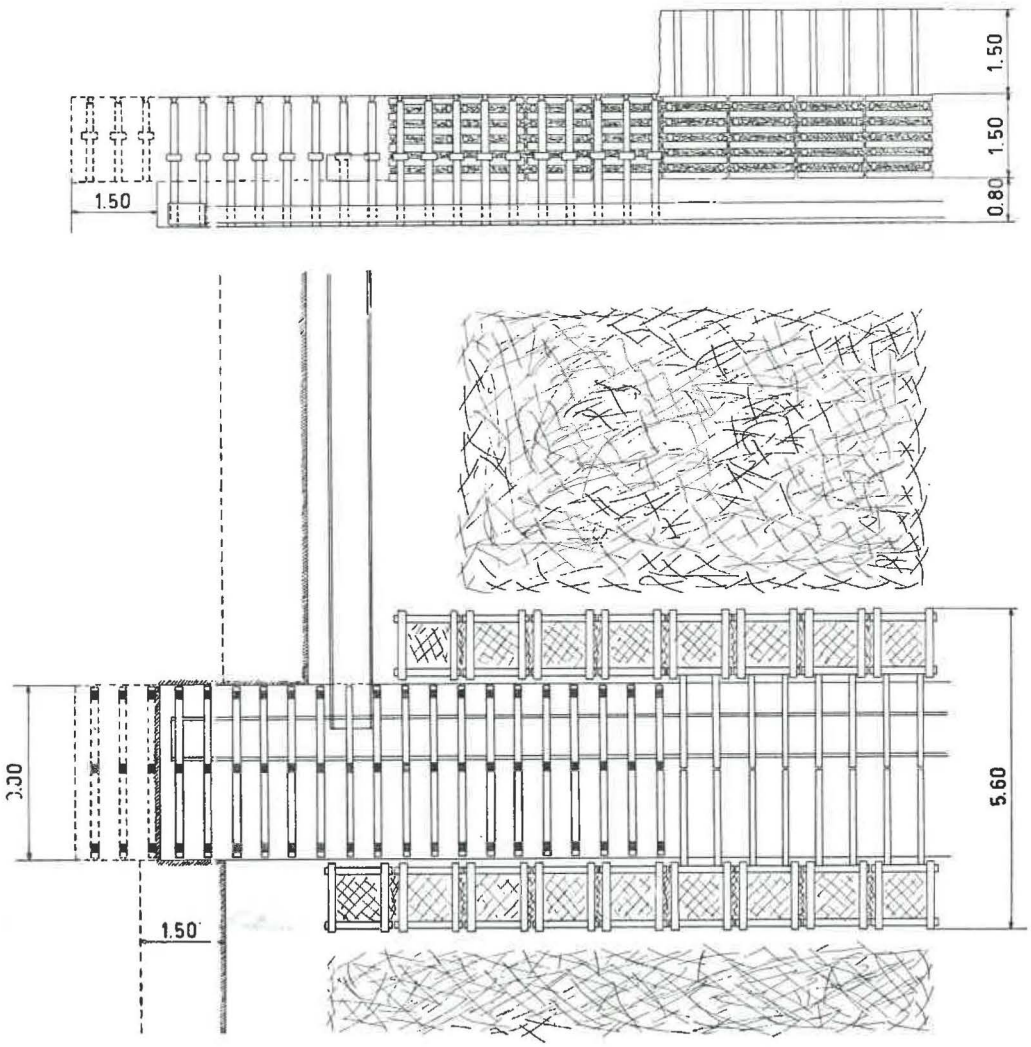

Fig. 18. — Vue en plan et coupe en long de la voie de base.

1) à front de la voie (situé à 3 ou 4 m en avant de la taille), on enlève le charbon et un bosseyement de mur de 80 cm environ. On pose un soutènement provisoire constitué de bêles T.H. de 21 kg/m redressées, avec un plat soudé sur l'ouverture du profil, pour former caisson.

Ces bêles ont 3 m de longueur et sont supportées par trois étançons. La brèche de mur a 80 cm d'épaisseur et 3 m de largeur. On prend une basse-taille de 3 à 4 m de profondeur et on pose des piles de bois remplies de pierres, édifiées dans toute l'ouverture de la couche après le passage de la taille de part et d'autre de la voie.

2) Le bosseyement dans le toit suit 7 à 8 m en arrière de la taille et on place à ce moment le cadre articulé. Celui-ci s'appuie sur une semelle constituée actuellement d'un rail de 50 kg/m et de 1 m de longueur, posé sur le sommet des piles de bois. Le toit est entaillé en forme d'ogive sur 1,60 m de hauteur. La hauteur totale de la voie au creusement est de 3,50 m à 3,60 m.

Après avoir chassé 20 à 25 m, la zone dérangée de la cheminée, laissée intentionnellement en dehors de la taille, a gagné la voie de base et la traverse très lentement. La galerie a maintenant plus de 100 m de longueur. La lèvre amont du dérangement est actuellement à une vingtaine de mètres en taille et monte lentement dans la taille. La lèvre aval est toujours au sud de la voie, si bien que la galerie est creusée depuis plus de 75 m dans des renflements de charbon broyé et ébouleux qui ont localement plus de 4 à 5 m d'épaisseur.

Des écoulements de charbon ont lieu très fréquemment à front du creusement de la voie en avant de la taille et en bordure de la voie côté taille, au moment de l'enlèvement du charbon.

Le vide occasionne des éboulements et le bosseyement de toit en arrière est à peu près entièrement creusé dans une zone éboulée.

Le charbon broyé à l'aval de la voie a rendu impossible la prise de la basse-taille prévue. On doit se contenter de n'enlever que 1,20 m de charbon pour y placer la pile aval.

Le remblai côté amont n'a pas toujours été soigné comme il convenait. L'ouverture au pied de taille dépassant parfois 2 m, il était difficile de trouver des pierres en quantité suffisante pour effectuer un bon remblai.

Cette voie est donc creusée dans des conditions tout à fait spéciales et très difficiles.

C. — Tenue de la voie et déformations des cadres.

Il y a actuellement 150 cadres placés à 0,60 m d'intervalle. Les premiers cadres ont été placés au début du mois de décembre 1954, il y a donc 6 mois. La voie se déforme inégalement à mesure de l'avancement du front.

La principale cause de déformation est la poussée latérale, elle-même due à l'absence de bassetaille. L'onde de pression latérale en bordure de la voie agit directement sur le massif de charbon au contact de la pile aval. Ce charbon peu résistant, déjà broyé, pousse la pile et, avec elle, le pied du cadre vers l'intérieur de la voie.

Ce rétrécissement est d'autant plus accentué qu'il y a plus de vides dus à des éboulements au-dessus des cadres. La portion de voie comprise entre les cadres 33 à 50 a été soumise très tôt à une forte poussée de la paroi aval. La voie a traversé à cet endroit un très gros éboulement. Il y a du vide au-dessus des cadres et ceux-ci peuvent ainsi pénétrer assez facilement dans le toit. Les largeurs entre piles et les hauteurs des cadres au-dessus des piles, mesurées dans cette section à différents moments, donnent les chiffres repris au tableau I :

TABLEAU I.

N° du cadre	Distance du front	Largeur entre piles (3 m à la pose)	Hauteur au-dessus des piles (1,50 m à la pose)
39	30 m	2,10 m	1,73 m
	50 m	1,80 m	1,90 m
	70 m	1,60 m	1,92 m
43	30 m	1,90 m	1,75 m
	50 m	1,45 m	1,87 m
	70 m	1,40 m	1,90 m

Ces chiffres montrent une diminution de largeur correspondant à une augmentation de hauteur. Ces valeurs ne sont pas toujours proportionnelles parce que l'enfoncement des pieds de cadres dans les piles de bois varie d'un cadre à l'autre.

Ce tronçon, quoique fortement rétréci, ne présente aucun danger d'éboulement et offre encore une section de passage convenable.

Les cadres 55 à 66 avaient été placés moins en ogive que les précédents et les terrains qui les recouvraient étaient plus fermes. Ces cadres n'ont pu pénétrer dans le toit comme dans le tronçon précédent, mais sous l'action de la poussée aval latérale, les branches des cadres se sont arcboutées l'une contre l'autre et ont fini par flamber. Le rétrécissement de la section est moindre que dans le tronçon précédent, mais la hauteur de la galerie diminue au lieu d'augmenter. Les mesures levées dans ce tronçon sont reprises dans le tableau II.

TABLEAU II.

N° du cadre	Distance du front	Largeur entre piles (3 m à la pose)	Hauteur au-dessus des piles (1,50 m à la pose)
59	20 m	3,00 m	1,25 m
	30 m	2,60 m	1,20 m
	40 m	2,40 m	1,10 m
	50 m	2,30 m	1,10 m
	60 m	2,20 m	1,10 m

La photographie figure 19 montre ces cadres déformés sous l'action de la poussée du massif de charbon resté à l'aval.

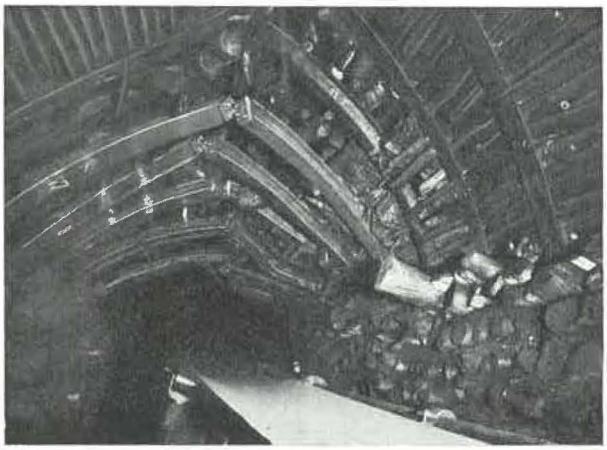

Fig. 19. — Voie de base : cadres 55 à 66 déformés par suite de la poussée latérale du massif de charbon aval sur la pile de bois.

La photo est prise vers les fronts. Le côté aval se trouve du côté gauche. Les piles côté amont n'ont pratiquement pas bougé, sauf l'un ou l'autre bois qui a glissé sous la poussée des pieds de cadre. Les piles aval, malheureusement très peu visibles, sont beaucoup plus déjetées. Elles se sont déplacées vers l'intérieur de la voie. Les branches du cadre, soumises à un effort de compression et n'ayant pas la latitude de pénétrer dans le toit, ont flambé. Les branches se sont tordues et se déboîtent à l'articulation de tête en cheminant dans l'axe de la voie. On remarque clairement sur la photo toutes les articulations déboîtées.

Les lits de bois des piles glissent et chevauchent les uns sur les autres, mais certains bois sont littéralement projetés hors des piles et pointent fortement en avant. Même à la paroi amont, on remarque parfois les manifestations de ces poussées latérales. On remarque par exemple le gros bois qui a avancé de 30 à 40 centimètres dans la voie. La cause de ces déplacements individuels des bois est difficile à déterminer.

Au delà du cadre 70, les déformations sont beaucoup moins importantes. La poussée latérale de la pile aval existe toujours, mais semble moins forte. Les mesures des déformations dans ce tronçon sont données au tableau III.

TABLEAU III.

N° du cadre	Distance du front	Largeur entre piles (3 m à la pose)	Hauteur au-dessus des piles (1,50 m à la pose)
81	10 m	2,95 m	1,60 m
	20 m	2,65 m	1,65 m
	30 m	2,55 m	1,70 m
	40 m	2,45 m	1,75 m
	47 m	2,35 m	1,85 m
85	20 m	2,75 m	1,75 m
	30 m	2,50 m	1,80 m
	40 m	2,30 m	1,85 m
89	15 m	2,65 m	1,80 m
	20 m	2,50 m	1,90 m
	30 m	2,40 m	1,97 m
	40 m	2,30 m	2,03 m
93	15 m	2,65 m	1,72 m
	20 m	2,55 m	1,75 m
	30 m	2,50 m	1,80 m
	40 m	2,40 m	1,83 m

La figure 20 donne une vue de la voie depuis le cadre 100 vers l'arrière, c'est-à-dire à plus de 50 m du front.

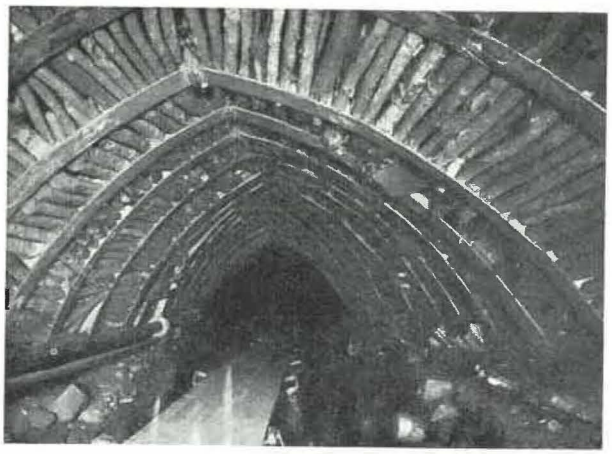

Fig. 20. — Voie de base : vue de la voie prise du cadre 100 vers le puits.

Les cadres ne sont pas déformés. La section de la voie, quoique rétrécie, est encore très belle. Elle mesure 2,50 m de largeur et 3,20 m de hauteur.

On remarque ici encore les piles aval (côté droit) déjetées et poussées vers l'intérieur de la voie, les différents lits de bois chevauchent vraiment les uns sur les autres : les piles amont sont restées parfaitement en place. On remarque encore localement des bois isolés qui pointent plus ou moins dans la section de la voie.

En plus de l'absence de basse-taille, d'autres causes de déformation sont intervenues pour certains tronçons de voie.

1) Certains cadres ont été posés sur des demi-piles, c'est-à-dire sur des piles édifiées dans la moitié de l'ouverture de la couche seulement.

Les 12 premiers cadres se sont déformés et rapprochés assez rapidement. Trois mois après la pose, c'est-à-dire à 60 m du front, on a dû recarrer ce tronçon de voie suite à un rétrécissement excessif de la section.

Ces cadres ont subi des sollicitations anormales :

a) Les ouvriers qui n'avaient jamais placé des cadres articulés faisaient leur apprentissage. Ils n'ont pas été mis selon toutes les règles de l'art. Les cadres ont entre autres été posés sur des demi-piles. Le dispositif coulissant n'était donc pas suffisant.

b) Cette portion de voie était au contact de la carrure unissant la voie de base et la cheminée. Cette carrure, soutenue par des cadres T.H., s'est écrasée rapidement et les cadres articulés voisins ont été surchargés.

Il faut aussi noter que la voie avait au creusement 75 cm de hauteur en moins que la normale puisque les cadres étaient posés sur des demi-piles. Cette réduction de section au creusement a aussi hâté le recarrage.

2) Les travaux de recarrage de la cheminée revêtue de cadres coulissants.

La portion de voie des cadres 14 à 36, creusée presque complètement en terrains normaux non dérangés, est restée sans autre déformation appréciable que l'affaissement des piles et un léger rétrécissement jusque fin avril, c'est-à-dire pendant quatre mois.

A ce moment, la section s'est déformée et rétrécie très rapidement. Les branches des cadres côté aval se sont même tordues. Cette déformation rapide correspond au recarrage de la cheminée qui était complètement écrasée. Le recarrage de cette voie très proche a remis tous les terrains avoisinants en mouvement et spécialement le massif de

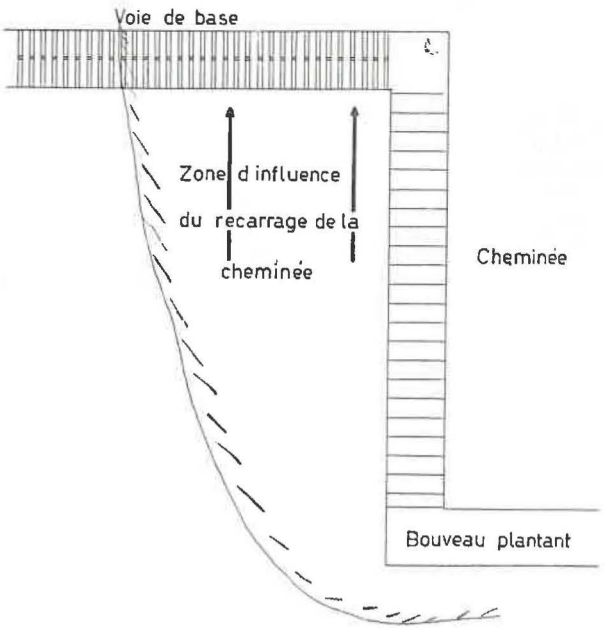

Fig. 21. — Zone influencée par le recarrage de la cheminée.

charbon broyé situé dans l'angle droit entre les deux voies (fig. 21).

On constate qu'à cause des massifs de charbon restés en place et des angles entre les galeries, tout travail de recarrage dans une voie donne lieu à une poussée latérale sur le soutènement de la galerie qui lui est perpendiculaire. Cette poussée latérale détruit le soutènement, ce qui nécessite un nouveau recarrage. Les terrains qui entourent ces galeries sont complètement broyés (zone dérangée), aussi bien le charbon que les roches. Ces terrains n'ont aucune cohésion et la charge verticale les fait fluer latéralement. L'équilibre est continuellement rompu par les travaux de recarrage. Il s'agit de sollicitations anormales, différentes de celles de l'exploitation proprement dite et auxquelles le soutènement d'exploitation ne peut résister.

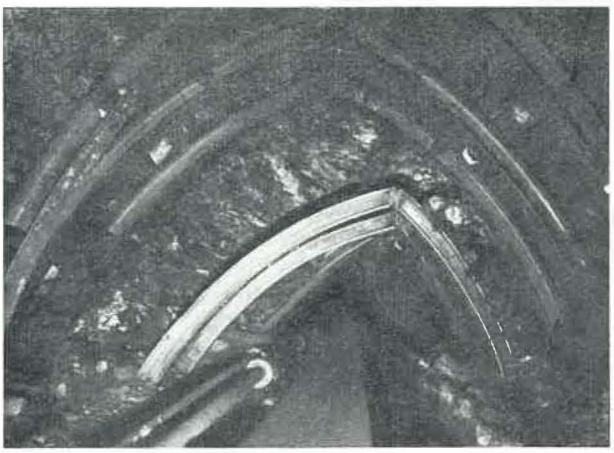

Fig. 22. — Voie de base. Brèche de recarrage du cadre 33 vers le puits.

Les 35 premiers cadres de la voie de base en ont fortement souffert. On a décidé de recarrer ce tronçon de voie. La figure 22 donne une vue de la brèche de recarrage depuis le cadre 33 vers le puits.

Le tronçon, quoique fortement rétréci, assure encore un passage convenable pour le convoyeur à courroie et pour le personnel. On remarque encore la poussée des piles aval (côté droit) vers l'intérieur de la voie. Dans le fond, on aperçoit les branches aval des cadres, déformées sous l'effet de la poussée. Plus on se rapproche de la cheminée, plus la déformation est importante.

Ce rapprochement latéral entraîne un soufflage de mur qui a déjà nécessité deux ravalements de 50 cm d'épaisseur dans ce tronçon.

Si le terrain s'améliore à front de la voie de base, il faudra prendre le plus tôt possible une bassetaille de 4 mètres de profondeur pour établir entre la pile et le charbon un solide mur de remblai qui fera office de tampon et s'opposera par le frottement des pierres au fluage et à la poussée du massif de charbon sur les piles de bois.

D. — Creusement et soutènement de la voie de tête.

Le tronçon de chassage reliant le pied du bouveau plantant à la tête du montage de départ, soit 25 mètres, avait été creusé en cadres coulissants. Avant le percement du montage, ce tronçon de voie était devenu impraticable. Recarré deux fois depuis le mois de décembre, la section est de nouveau écrasée; on entreprend actuellement le troisième recarrage.

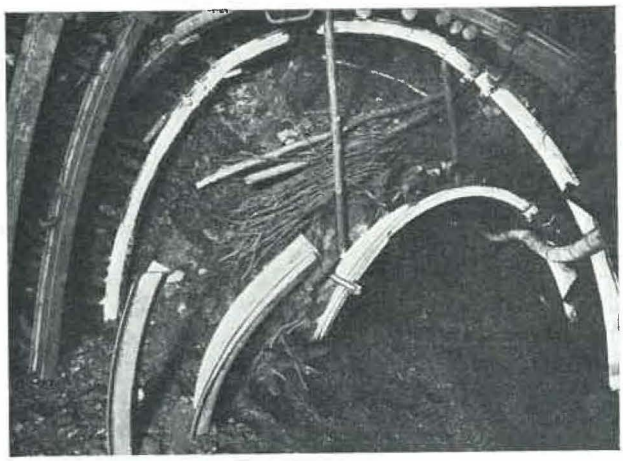

Fig. 23. — Voie de tête. Tronçon en cadres T.H. - troisième recarrage.

La figure 23 montre la section actuelle au moment du troisième recarrage. La hauteur est réduite à 1,15 m et la largeur à 1,85 m. La photo a été prise à l'entrée de la voie.

On peut facilement juger de l'importance de la déformation. Les terrains au-dessus des cadres déformés sont complètement broyés. Plus on recarre, plus l'épaisseur des terrains fracturés augmente et plus il y a de charge sur le soutènement. Le mur étant extrêmement mou, les cadres y pénètrent rapidement et profondément.

La fig. 24 donne une vue du même tronçon de voie une dizaine de mètres plus loin vers les fronts après deux recarrages et 2 ravalements, l'un de 80 centimètres et l'autre de 60 centimètres. Les déformations des cadres coulissants sont les mêmes partout : hauteur restante 1,45 m, largeur 1,85 m

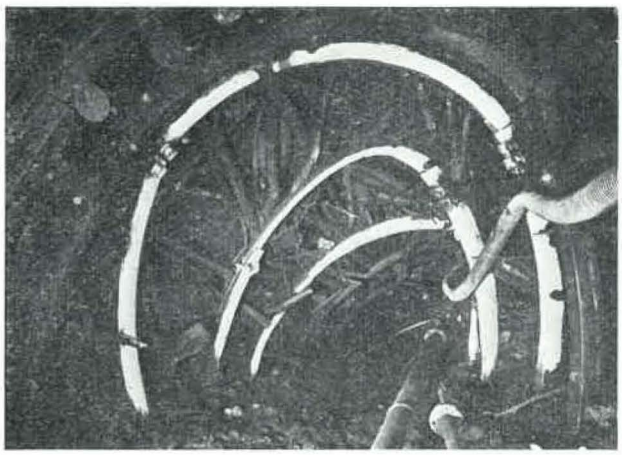

Fig. 24. — Voie de tête. Tronçon en cadres T.H. après deux recarrages.

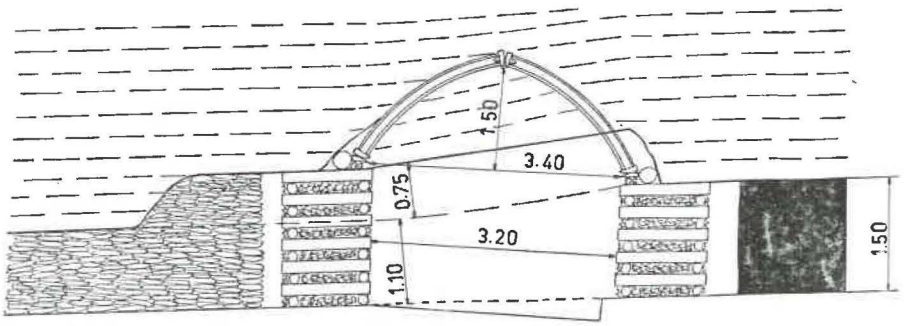

Fig. 25. — Voie de tête. Coupe en travers d'une section revêtue de cadres articulés avec pile aval surhaussée.

Ces deux photographies n'ont d'autre but que d'essayer de faire ressortir les difficultés éprouvées dans la tenue des galeries de ce chantier.

Début janvier, on décida de placer aussi un revêtement articulé sur large base dans la voie de tête du chantier. Il y a maintenant 130 cadres posés.

Le bosseyement est pris uniquement dans le toit pour faciliter la remise manuelle des pierres en taille (et permettre le cas échéant le remblayage par scraper). Seul, un petit triangle de roches est enlevé au mur pour niveler le sol de la galerie. Les cadres ne sont pas placés en avant des fronts, mais au droit de l'allée à remblayer.

Pour augmenter la section de la voie et éviter un trop grand déversement des cadres (le toit s'étant déjà souvent affaissé avant l'édification de la pile aval), il faut hausser cette pile aval en prenant 0,75 m dans le toit et placer le cadre sur le sommet de la pile (fig. 25).

La brèche de toit à abattre doit toujours se trouver en face de l'allée à remblayer (fig. 26). Pour faciliter la remise des pierres en taille et le creusement d'une voie de grande section, les ouvriers abatteurs enlèvent sur la largeur d'une allée et dans l'alignement de la taille :

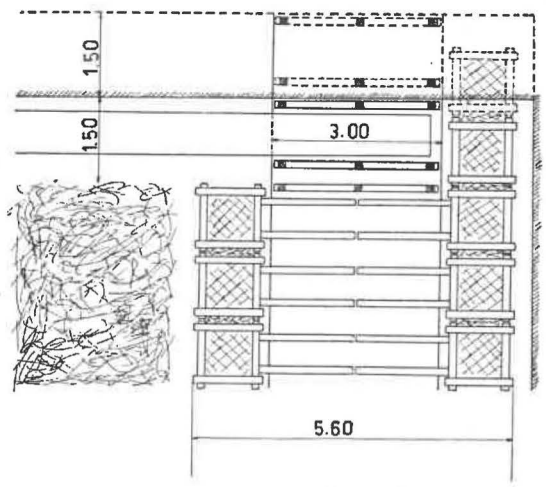

Fig. 26. — Voie de tête. Vue en plan de la voie à front. La pose des cadres a lieu au droit de l'allée à remblayer.

a) devant la voie, le charbon entre toit et mur + 75 cm de pierres du toit,
b) à l'amont de la voie, le charbon entre toit et mur sur 2 m de profondeur pour faire place à la pile amont,
c) à l'aval de la voie : sur 2 m de longueur, le charbon entre toit et mur + 75 cm de toit (fig. 27).

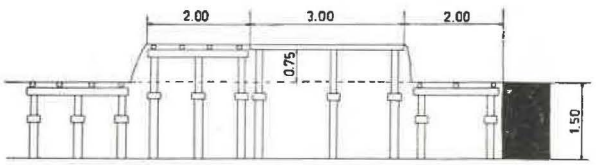

Fig. 27. — Voie de tête. Coupe en long à front de taille montrant le soutènement provisoire et le bosseyement dans le toit pris par les abatteurs.

Cette manière de procéder permet :

a) aux 2 premiers manœuvres préposés à la remise des pierres en taille de se tenir debout sous la brèche de bosseyement et à l'entrée de la taille,
b) d'édifier du côté aval une pile 75 cm plus haute que l'ouverture de la couche.

Le soutènement provisoire est assuré par des étançons métalliques coulissants.

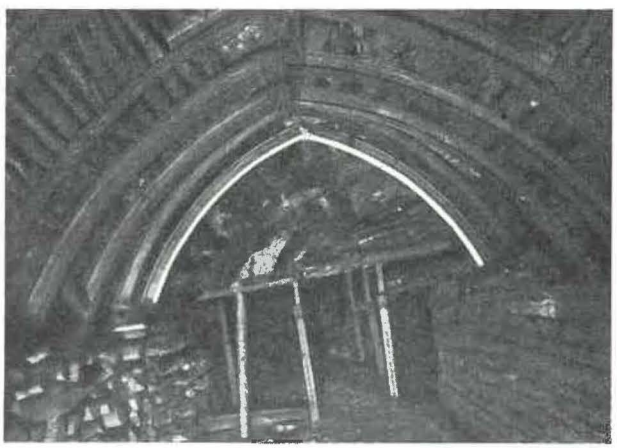

Fig. 28. — Voie de tête. Vue du bosseyement de la voie.

Les terrains de la voie de tête sont normaux. Il n'a pas été possible de prendre une haute-taille à l'amont de la voie à cause de la nature grisouteuse de la couche. On effectue des sondages au grisou dans la voie de tête.

La figure 28 donne une vue du bosseyement de la voie. La hauteur au creusement est de 3,50 m, la largeur entre piles de 3,10 m. L'accès du personnel en taille est très aisé. On peut aussi facilement y introduire les marchandises et évacuer les pierres de bosseyement. La devanture de voie est soutenue par étançons coulissants.

Les bancs de toit sont assez compacts au moment de leur découverte, mais affectés d'un grand nombre de diaclases. Les cadres sont placés au sommet des piles édifiées dans l'ouverture de la couche côté amont et haussées de 75 cm côté aval. Cette galerie est creusée dans des terrains beaucoup meilleurs que ceux de la voie de base, mais le soutènement a cependant subi certaines déformations.

E. — Causes des déformations observées dans la voie de tête.

1) *Absence de haute-taille.*

Comme pour la voie de base, il eut été aussi préférable de prendre une haute-taille de 3 à 4 mètres pour obtenir un affaissement uniforme des bancs du toit à l'aplomb de la voie.

Les déformations observées aux cadres 45 à 50 sont dues à des poussées obliques provoquées par la flexion inégale des bancs du toit (fig. 29).

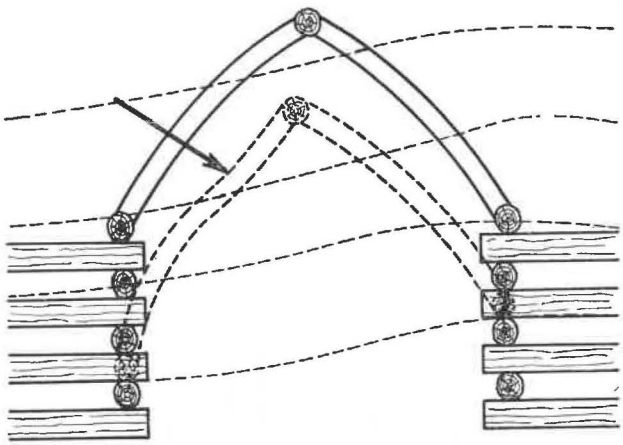

Fig. 29. — Croquis montrant l'effort dissymétrique supporté par les branches de cadre par suite du plus grand affaissement de la pile aval.

La branche aval du cadre a subi une inflexion vers l'intérieur de la galerie. De ce côté, les bancs du toit s'affaissent de 75 à 80 cm, tandis qu'ils descendent moins du côté amont. Cet affaissement inégal donne une poussée dans le sens de la flèche.

La figure 30 prise vers les fronts aux cadres 46 et suivants montre cette déformation. Parfois l'élément aval plie et reste emboîté dans l'élément amont, parfois l'articulation de l'élément aval se désoude et celui-ci glisse sous l'élément amont. Un bois supporte une branche aval qui n'est plus en

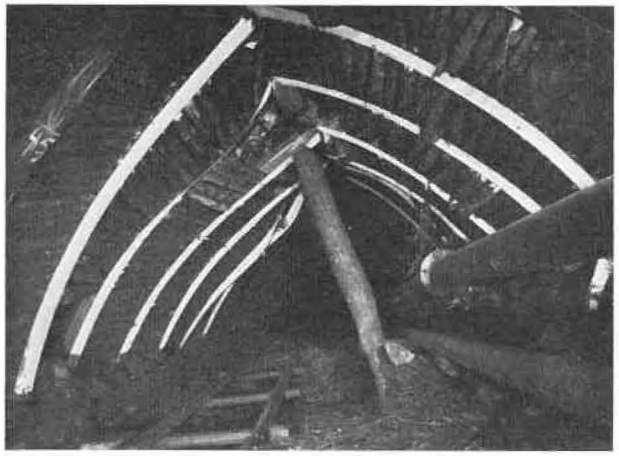

Fig. 30. — Voie de tête. Déformation de la branche aval du cadre sous l'effet d'un affaissement dissymétrique aux cadres 46 et suivants.

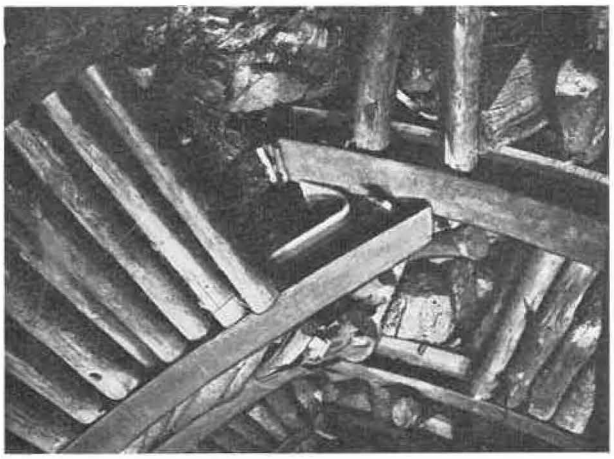

Fig. 31. — Voie de tête. Branche aval désoudée à l'articulation de tête et glissement de celle-ci dans la branche amont.

contact avec la branche amont. La figure 31 montre le détail d'une déformation de ce genre.

2) *Soufflage.*

On remarque aussi fig. 30 le ravalement de 45 à 50 centimètres d'épaisseur qui a été pris depuis l'entrée de la galerie. Le soufflage est causé par le rapprochement des piles. A cet endroit, la largeur est de 2,40 m, la hauteur de 2,30 m avant ravalement et 2,80 m après.

3) *Insuffisance des piles et des remblais et proximité d'un tronçon de voie très affaissé.*

Les 12 premiers cadres articulés sont très déformés. Tout comme les premiers cadres de la voie de base, ils ont été posés sur des demi-piles qui n'étaient pas assez élastiques et ils ont eu à subir l'influence du recarrage de la section voisine en cadres coulissants.

La figure 32 prise vers les fronts donne une idée de ces déformations. Le dernier cadre coulissant est visible. Les articulations de tête des cadres articulés ont cédé, les éléments sont tordus et défor-

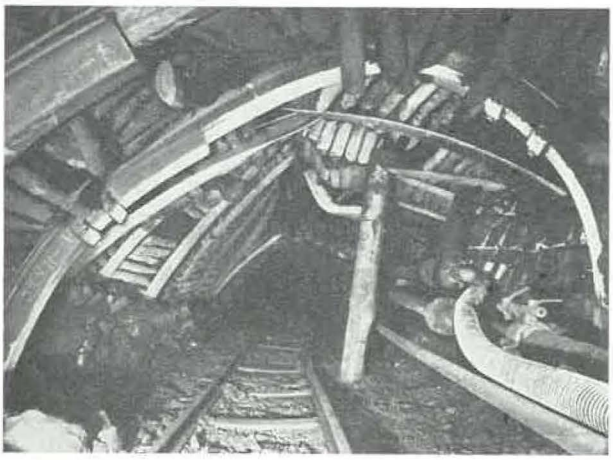

Fig. 32. — Voie de tête. Déformation des 12 premiers cadres posés sur des demi-piles, avec mauvais remblai et ayant subi l'influence du recarrage de la section voisine en cadres coulissants.

més, ils ont glissé l'un à côté de l'autre. Un bois soutient une branche qui menace de tomber.

En plus, un sondage pour le captage du grisou, effectué dans le toit au cadre 10, a créé des déformations supplémentaires. L'eau de curage circulant dans les terrains du toit très sensibles à l'action de l'humidité les a ameublis. Les têtes de cadres appuyées contre un terrain moins résistant ont, sous l'effet de la pression, littéralement flué tout autour du trou de sonde comme on peut le voir sur la figure 33.

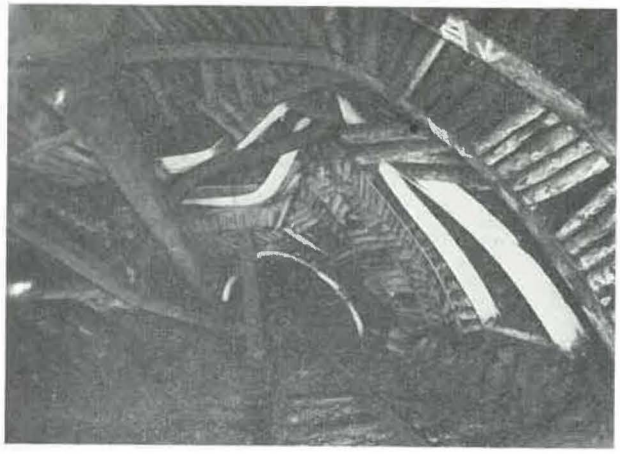

Fig. 33. — Voie de tête. Sondage pour le captage de grisou au cadre 10. Les têtes de cadre ont flué tout autour du trou de sonde, les terrains ayant été ameublis par l'eau de circulation.

Les eaux de sondage, bien que recueillies le mieux possible, ont eu l'inconvénient d'occasionner un soufflage assez important de la voie. Elle a dû être ravalée de 50 cm jusqu'au cadre 50 et, depuis le cadre 55 jusqu'à front, la section est pratiquement indéformée.

La figure 34 prise du cadre 84 vers l'arrière donne l'aspect de ce tronçon de la voie.

Fig. 34. — Voie de tête. Vue prise du cadre 84 vers le puits.

Les causes de déformation des deux voies peuvent se résumer comme suit :

a) absence de basse-taille ou de haute-taille,
b) cadres posés sur des demi-piles au début de l'emploi des cadres articulés,
c) influence de la proximité d'une section de voie en cadres coulissants qui se déforment et influence des travaux de recarrage dans une galerie voisine,
d) influence de l'eau provenant des sondages pour le captage du grisou.

F. — Conclusions.

Nous pensons que tous les auditeurs seront d'accord pour qualifier ces conditions de particulièrement difficiles surtout qu'en plus de la nature tendre des roches des épontes (toit et mur), la voie de base est creusée sur près de 100 mètres dans une zone tectoniquement dérangée.

Le soutènement des deux voies de tête et de pied de ce chantier n'est pas parfait. Il a nécessité jusqu'à présent un certain entretien qui se solde comme suit :

Voie de base : recarrage de 35 premiers cadres et ravalement de 50 cm.

Voie de tête : ravalement de 50 cm sur la moitié de la longueur cadrée et pose de quelques chandelles. Ces travaux d'entretien sont réduits, comparés à ceux qu'ont nécessités et nécessitent encore les tronçons de voie revêtus de cadres coulissants. Le revêtement articulé sur pile de bois a assuré un dégagement continu et régulier de la taille.

Après examen des causes de déformation, il est possible, semble-t-il, d'en éliminer quelques-unes, tels la pose des cadres sur des demi-piles, le manque de remblai, l'écoulement de l'eau de curage des sondages de captage.

La cause des fortes poussées latérales est connue. Il n'est pas possible de prendre actuellement une basse-taille à l'aval de la voie. Elle devra être prise dès disparition du dérangement. En attendant, il serait peut-être sage de prévoir des branches de cadres plus longues permettant le creusement d'une voie plus large tout en gardant au soutènement sa

forme en ogive actuelle, on pourrait ainsi subir un rétrécissement plus grand de la voie.

Pour prendre une haute-taille, il faudrait prévoir un dispositif d'aérage sûr, à l'amont de la voie de tête.

Nous avons la conviction qu'il y a moyen d'encore améliorer le soutènement en tenant compte des observations qui précèdent et de diminuer encore l'entretien de ces voies creusées, nous le répétons, dans des conditions spécialement difficiles.

Il est toutefois absolument indispensable de soigner le détail : soin dans la pose et la confection des piles, soin dans l'édification des murs de remblai, soin dans la pose des cadres.

VISITE AU CHARBONNAGE DE HOUTHALEN

Généralités sur le gisement et sa découpe.

Les puits sont situés dans la partie nord-ouest de la concession, à proximité de la route Hasselt-Eindhoven. Le gisement est constitué de vastes plateures inclinant de 7° à 10° vers le nord. L'étage d'extraction (entrée d'air) est situé au niveau de 810, celui de retour d'air au niveau de 700.

A chaque étage, deux grands bouveaux de chassage partent des puits, l'un vers l'est et l'autre vers l'ouest. Ils ont une section circulaire et un diamètre utile de 4,80 m ou de 4 m. Ils sont revêtus en claveaux de béton, séparés par des planchettes en bois de 2 cm d'épaisseur, qui donnent au revêtement l'élasticité nécessaire. A chaque étage, ces bouveaux se développent sur 3000 m.

Des bouveaux de recoupe sont creusés tous les 1000 m perpendiculairement aux bouveaux de chassage. Leur revêtement est identique à celui des bouveaux de chassage. Ils ont un diamètre utile de 4 m.

Des burquins ou puits intérieurs, distants de 150 à 180 m, relient les étages de 810 et de 700 m. Le revêtement de ces burquins est constitué de cadres en chêne, généralement placés à 1 m l'un de l'autre. Ces burquins recoupent les différentes couches et c'est à partir de ceux-ci qu'on chasse vers l'est et l'ouest dans chaque couche, sur une longueur de 500 m.

Le gisement est cependant très irrégulier. Il est traversé par deux réseaux de failles sensiblement perpendiculaires. Le premier réseau comprenant des grandes failles et des cassures orientées S.E. - N.W. découpe le gisement en panneaux de 200 à 500 m de largeur. Le rejet des grandes failles varie de 20 à 235 m. Le deuxième réseau, perpendiculaire au premier, découpe le gisement en un damier dont les claveaux sont plus ou moins déboîtés. Le rejet des failles du deuxième réseau dépasse rarement 40 m.

Ces deux réseaux de failles compliquent fortement l'exploitation et donnent lieu à de fortes poussées qui rendent la tenue des galeries très difficile.

Situation du chantier visité.

Le chantier visité est situé à l'extrémité de la troisième recoupe nord, en bordure de la limite de concession. La distance au puits est comprise entre 1200 et 1300 m. La taille est ouverte dans la couche 19 de 1,15 m d'ouverture. Elle chasse vers l'est et a démarré à l'est d'une faille de 40 m de rejet orientée S.E. - N.W. (fig. 1).

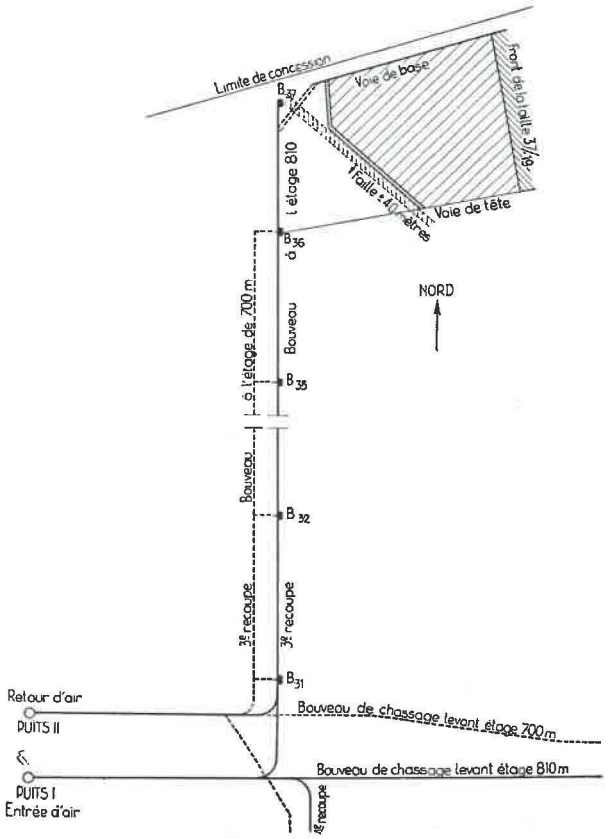

Fig. 1. — Situation du chantier visité. Taille 37/19.

La voie de base est située à quelques mètres sous le niveau d'étage et la liaison avec le bouveau de recoupe est assurée par un bouveau plantant incliné à 15°.

La voie de retour d'air est au-dessus de l'étage de 810. L'air est ramené à l'étage de 700 m par le burquin 36. Un sas est établi dans le burquin entre le niveau de 810 et le niveau où la galerie de retour d'air débouche dans le burquin.

Le soutènement des voies.

Le soutènement des voies du chantier est assuré par cadres articulés posés sur piles de bois jointives, édifiées dans toute l'ouverture de la couche. Les cadres sont du type Moll, mais en couronne, les branches sont réunies par éclisses. Les cadres sont placés à 0,80 m d'axe en axe.

Vu la très mauvaise qualité des roches du mur et leur altération rapide par l'eau et l'air chaud et

humide, il est absolument indispensable d'utiliser un revêtement à large base pour le soutènement des voies d'exploitation. Les cadres et piles de bois donnent entière satisfaction. Les éléments métalliques ne subissent que rarement des déformations et, à la reprise, 85 % des pièces peuvent être immédiatement acheminées et réutilisés dans d'autres chantiers sans remonter en surface. Cet avantage est particulièrement appréciable au charbonnage de Houthalen où la capacité d'extraction des puits est limitée et où tout doit être mis en œuvre pour réduire les translations de matériel et de stériles.

Dans la voie de base, à cause de l'humidité, la roche n'a plus aucune cohésion. Malgré le soutènement à large base, on constate un soufflage important du mur qui a nécessité des travaux de ravalement.

Rapport sur l'utilisation d'un soutènement à pression hydraulique dans un chantier semi-mecanisé.

par M. De Boungne, Ingénieur divisionnaire.

C'est en Angleterre, et depuis quelques années seulement, que l'étançon hydraulique a conquis une place importante dans le soutènement des chantiers, et en particulier des chantiers mécanisés.

Après avoir essayé 600 étançons Dowty dans une taille semi-mécanisée (taille 53/19), la Direction des Charbonnages de Houthalen a décidé de poursuivre l'expérience en équipant une taille complète.

Il est trop tôt pour pouvoir tirer des conclusions dans le domaine des prix de revient concernant cette nouvelle taille. Toutefois, et dès à présent, on peut admettre que les qualités majeures, que l'on attribue à ce soutènement, sont réalisées, à savoir :

a) la légèreté
b) la facilité et la rapidité de la pose
c) la charge initiale efficace et uniforme
d) l'affaissement minime entre la charge de serrage initiale et la charge maximum; cet affaissement n'est que de 6 mm
e) le support uniforme du toit et l'affaissement souple et sans à-coups de l'étançon sous charge constante
f) la forme même des étançons, qui facilite la circulation dans les chantiers et l'enlèvement des étançons noyés dans la pierre
g) l'aspect net et la conception mécanique de l'étançon qui créent un effet psychologique favorable chez les ouvriers.

Les caractéristiques des étançons Dowty en service au charbonnage de Houthalen sont les suivantes :

Type PA 2700 44-14	
Déploiement maximum	1118 mm
Déploiement minimum	762 mm
Allongement	356 mm
Poids	30,50 kg
Prix rendu charbonnage	1.913 F
54-17	
Déploiement maximum	1.372 mm
Déploiement minimum	940 mm
Allongement	432 mm
Prix rendu charbonnage	1.986 F

I. — Chantier 37/19.

Le chantier est ouvert dans la couche 19, taille 37/19 levant. L'ouverture et la puissance de la couche sont égales et s'élèvent à 1,15 m. Le toit est constitué de schistes très fossilifères, friables ou mamelonnés par endroits. Le mur est formé d'un schiste très tendre et très facilement altéré par l'eau.

Le début de l'exploitation de cette taille eut lieu en février 1955. La taille est à front dégagé et a une longueur de 165 m. L'abattage a lieu à deux postes avec marteaux-piqueurs « La + » à injection d'eau. Le soutènement est assuré par bêles articulées Gerlach de 1,12 m et étançons Dowty PA 2700 44-14.

Le transport :

a) en taille : un panzerförderer Westfalia PF 1, mû par trois moteurs électriques de 33 kW
b) en voie de pied : un panzerförderer PF 1, mû par un moteur électrique de 24 kW, déverse les produits sur une courroie transporteuse
c) la voie de pied étant sous le niveau de roulage, les produits sont amenés à la trémie de chargement par un plan incliné à 15° équipé d'une courroie transporteuse.

Cycle du travail.

1er poste : déhouillement d'une havée complète de 1,12 m, ripage du panzer et foudroyage, déhouillement des fronts des galeries.

2e poste : déhouillement d'une havée complète de 1,12 m, ripage du panzer et foudroyage, pose des cadres à front des galeries de tête et de pied.

3e poste : entretien en taille, dames de remblais en tête et au pied de taille.

Architecture du soutènement.

1) Dès le démarrage, la taille fut équipée d'étançons Schwarz de 1,10 m et de bêles articulées Gerlach de 1,12 m.

— 2 bêles par file + 1 bêle en porte-à-faux après déhouillement,
— 2 étançons par file + 1 étançon de doublage toutes les 2 files,
— 1 étançon de réserve par file.

270 files de bêles en moyenne dans la taille.

2) Les étançons Dowty au nombre de 900 furent introduits en taille à partir du 13 avril.

— 2 bêles par file + 1 bêle en porte-à-faux après déhouillement,
— 3 étançons par file (1 par bêle + 1 doublage) (1).

300 files de bêles en moyenne dans la taille.

(1) L'architecture est identique à celle donnée fig. 12 — 2e partie — Note relative aux mesures des charges sur le soutènement à la taille 53/19.

Dès le début, tous les ouvriers se sont montrés entièrement satisfaits, surtout en ce qui concerne le foudroyage.

II. — Etude du soutènement hydraulique et premières conclusions.

Envisageons divers aspects techniques et pratiques qui nous permettront de faire un choix entre le soutènement hydraulique et le soutènement à friction.

1) *La légèreté et l'aspect.*

L'étançon Dowty PA 2700 44-14 pèse 30,50 kg, alors que le Schwarz correspondant de 1,12 m pèse 52,50 kg, ce qui donne une différence appréciable de 22 kg. Cette différence est d'autant plus sensible dans des ouvertures de l'ordre de 1,10 m à 1,40 m où l'ouvrier ne peut s'arcbouter sur les jambes pour exercer un effort de soulèvement ou de déplacement. Ce facteur est un des plus importants dans l'appréciation de cet étançon.

Par ailleurs, l'aspect en tube sans aucune aspérité donne à l'ensemble de la taille les avantages suivants :

1) passage facile
2) enlèvement facile d'étançons pris dans les éboulis de foudroyage.

On peut dire que les étançons embellissent le lieu de travail, ce qui n'est pas négligeable.

2) *La facilité et la rapidité de la pose.*

Des chronométrages ont été effectués en vue de déterminer un temps moyen de pose d'une bêle complète avec étançons. Cette opération comprend :

— l'enlèvement de l'étançon arrière
— la pose de cet étançon sous la bêle en porte-à-faux
— l'enlèvement de la cale
— le foudroyage de la bêle côté remblai
— la pose d'un étançon de doublage dans la nouvelle havée.

Il faut compter que ce travail demande de 2 à 4 min avec les étançons Dowty, alors qu'il demande plus du double de temps avec les étançons Schwarz.

Ces chiffres sont assez éloquents, d'autant plus que, dans les chantiers semi-mécanisés, le temps de boisage et de déboisage intervient pour ± 25 % du temps global de l'ouvrier à veine. L'emploi des étançons Dowty a réduit ce temps de 50 %.

3) *Problèmes des répartitions de charges et d'affaissement.*

Dans le cas particulier de la taille 37/19, sans avoir fait de mesures précises, on constate que, malgré un toit assez friable, la tenue de la taille est améliorée.

Au point de vue sécurité, il y a aussi amélioration. Le foudroyage étant moins brutal, l'ouvrier risque beaucoup moins de se faire blesser par les chutes de pierres.

4) *Etude des rendements.*

Si nous suivons l'évolution des rendements depuis l'introduction des étançons Dowty, nous constatons une augmentation très nette dès le début.

Il est assez difficile, dans ce domaine, de faire la part exacte des choses parce que, en fait, la courbe évolutive des rendements d'un chantier a pratiquement toujours une allure de courbe en cloche. Nous sommes forcés de reconnaître que les nouveaux étançons ont été introduits dans la partie ascendante de la courbe.

La comparaison suivante portera sur les résultats de la première quinzaine d'avril qui précède immédiatement l'introduction des étançons Dowty et ceux de la deuxième quinzaine de mai.

1) *Attelage*

	I	II
Surveillance	9,72	9,00
Creusement des voies	14,63	13,90
Abattage	53,45	72,10
Suite à l'abattage	11,27	12,50
Contrôle du toit	18,71	10,20
Entretien des galeries	13,45	21,60
Transport	13,81	15,10
Travaux divers	6,36	5,90
	141,40	160,30

2) *Production et rendements*

Pour éviter des critiques lors de la comparaison, nous adopterons un poids de berline moyen de 750 kg pour les deux quinzaines.

	Multiplicateur	Tonnage moyen	Rendement abatteur	Rendement chantier	Rendement entre voies
I	750	323	6.040 kg	2.300 kg	3.260 kg
II	750	560	7.767 kg	3.490 kg	5.000 kg

3) *Analyse des résultats d'exploitation*

a) Rendement abatteur.

L'augmentation de production est due, en ordre principal, à l'augmentation du nombre d'ouvriers à veine, ainsi qu'à l'augmentation du rendement abatteur.

Dans l'augmentation du rendement abatteur, une part importante revient à l'utilisation du soutènement hydraulique.

Celui-ci réduit, en effet, ainsi que nous l'avons vu, et ce dans une forte proportion (plus de 50 %), le temps consacré au boisage et au déboisage.

b) Rendement chantier.

Plutôt que le rendement chantier qui bénéficie de l'augmentation de production, considérons le rendement entre voies ou rendement taille proprement dit.

Il est passé de 3,260 t à 5 t, soit une augmentation de plus de 53,4 %.

En plus de l'augmentation du rendement à veine, qui n'est que de 28,6 %, il est donc un autre facteur très important : c'est la diminution du personnel chargé du contrôle du toit.

Ce personnel se répartit comme suit :

	I	II
Remblayeurs	3,54	4,8
Boiseurs	0,72	0,7
Foudroyeurs	12,45	2,9
Contrôleurs étançons	2	1,8
	18,71	10,2

On constate donc que le nombre de foudroyeurs a pu être diminué de plus de 75 %, malgré l'augmentation de la production et du nombre d'ouvriers à veine.

En conclusion, nous pouvons dire que le soutènement hydraulique a contribué à l'augmentation du rendement à veine et a permis en outre une appréciable diminution du personnel en taille.

III. — Etude du prix de revient.

En ce qui concerne la taille 37/19, il est encore trop tôt pour tirer des conclusions quant aux frais d'entretien des étançons Dowty. Signalons que, depuis leur installation, 4 étançons ont dû être remontés au jour : 1 étançon avait la bille de la soupape d'échappement coincée et 3 étançons étaient pliés (dû à un mauvais calage sous la bêle très probablement).

IV. — Défauts de l'étançon Dowty.

1) Pour éviter les pertes d'huile, il est à conseiller de les maintenir en position verticale en taille, en voie et dans les magasins.

2) Nécessité absolue de placer la tête de l'étançon à plat sous la bêle, sous peine de plier la tige.

3) Dans les tailles à faible ouverture, la longueur de la clé et sa forme deviennent incompatibles avec la hauteur et l'encombrement des haussettes du panzer.

Nous pensons toutefois que ces inconvénients sont moindres que les avantages incontestables du soutènement hydraulique.

V. — Entretien des étançons Dowty ayant servi à la taille 53/19 Lt.

Type d'étançon : PA 2700 - 54/17.

Date de mise en service : 11 octobre 1954.

Date de sortie de la taille : 15 avril 1955.

Temps de service : 6 mois.

Nombre d'étançons en service : 600 pièces.

Pertes d'étançons : 4 (2 étançons ont été perdus dans les dérangements rencontrés en fin d'exploitation).

Tous les étançons ont été remontés à la surface pour remise en état. A ce jour, il reste 18 étançons à réparer. De ceux-ci, 10 peuvent être réparés facilement au charbonnage. On estime que le coût de la réparation s'élèvera à 200 F environ. Nous ne pouvons évaluer les frais de réparation des 8 étançons restants (2 étançons dont le fût supérieur est plié; 4 dont l'anneau en tête du fût supérieur est plié; 1 avec une fuite d'huile dans le tube de protection; 1 qui ne fonctionne plus).

Consommation de pièces de rechange.

Pour remettre les 582 étançons en état, nous avons utilisé des pièces de rechange d'une valeur globale de 156,50 F.

La consommation d'huile pour toute la durée de service et la remise en état est de 120 litres à 13 F/litre, ce qui donne une consommation d'huile par étançon de 200 cm^3, soit une dépense de 2 F par étançon.

Contrôle de la charge portante de l'étançon.

Tous les étançons remontés en surface ont été essayés sous presse hydraulique. La grande majorité des étançons (90 %) coulissaient pour des charges comprises entre 16 et 18 tonnes.

La charge minimum pour laquelle un étançon a coulissé était de 13 t; la charge maximum était de 23 t.

DISCUSSION

Sur le soutènement hydraulique en taille.

M. COCHET expose qu'au charbonnage du Gouffre (Charleroi), il y a 450 étançons Dowty en service depuis 18 mois. Voici les résultats obtenus, les pertes subies et les frais d'entretien nécessités par ces étançons.

Les étançons ont été mis en service dans une couche inclinée à 30°, encadrée d'épontes solides. La moitié inférieure de la taille était équipée de Dowty et la moitié supérieure d'étançons à frottement Gerlach 37. L'introduction des étançons hydrauliques dans la taille a donné lieu à un foudroyage régulier du toit dans la moitié inférieure, tandis qu'on était toujours obligé de miner dans le toit dans la partie supérieure. Pour s'assurer qu'il ne s'agissait pas d'un effet du hasard, on a changé les étançons de place et on a constaté une inversion des conditions de tenue du toit au foudroyage dans les deux parties de la taille.

Au démarrage d'une autre taille également équipée d'étançons hydrauliques, on a immédiatement obtenu un très bon foudroyage. Le contrôle du toit a toujours été excellent.

Dans les tailles à fort pendage, les étançons hydrauliques présentent encore divers avantages :

1) grâce à leur facilité et à leur rapidité de pose, tous les étançons sont toujours debout (même ceux de réserve).

   On évite ainsi le risque de voir les étançons dévaler la taille. Avec les étançons à frottement, il en descend en moyenne 15 à 20 par jour;

2) leur légèreté les rend très maniables, ce qui est intéressant dans les gisements à fort pendage,

3) le contrôle est aisé car, tous les étançons étant debout, il suffit de les compter. Il n'est même pas nécessaire de lire le numéro.

On observait parfois un nombre élevé d'étançons à frottement déformés (flambage des fûts, défectuosité des serrures) contre 1 ou 2 unités pour les étançons hydrauliques.

Perte : Au cours des 18 mois de service, 15 étançons hydrauliques ont été perdus, tous au passage d'un dérangement.

Réparation : 62 étançons ont nécessité des réparations. 7 ont été réparés gratuitement, 16 sont considérés comme irréparables, 39 ont été réparés pour une somme globale de 21.292 F, soit 545 F par étançon.

Ces étançons ont été détériorés au passage d'une étreinte; les 16 irréparables ont flambé.

Pour remplacer le joint d'étanchéité, il faut désouder l'étançon, ce qui constitue un inconvénient.

M. HUBERLAND objecte que pour une longueur minimum égale, les étançons hydrauliques ont un déploiement plus faible que les étançons à frottement, ce qui présente un inconvénient dans les couches d'ouverture variable.

M. CAMPLO (Paris) : signale que la firme Sagem construit en France, sous licence, un nouveau type d'étançon Dowty appelé « Princesse », qui remédie à ces inconvénients :

1) pour remplacer le joint d'étanchéité, il n'est plus nécessaire de désouder l'étançon; il suffit d'enlever une bague vissée;
2) pour adapter l'étançon à des couches d'ouverture variable, on a prévu des rallonges qui se placent aisément sur la tête de l'étançon. Il existe 4 rallonges de longueur différente et, grâce à cela, il est possible avec seulement 4 types d'étançons de couvrir toute la gamme des ouvertures de couche habituelles. Le parc d'étançons d'une mine ne doit pas être augmenté, mais peut ainsi même être fortement réduit;
3) l'étançon peut être déployé très rapidement manuellement, sans usage de la pompe. La manœuvre du levier n'est plus nécessaire que pour le calage au toit;
4) le fût supérieur est garni d'un revêtement anticorrosif.

M. BIHL (Lorraine) : présente un tableau comparatif du prix de revient établi dans des chantiers lorrains, avec différents types d'étançons. Les chiffres donnés sont établis en francs français par tonne.

	Etançons à frottement	Etançons Dowty standard	Etançons Dowty «Princesse»
Amortissement	3,85	9,70	9,70
Entretien	1,15	4,30	1,15
Pertes	2,80	2,50	2,40
Main-d'œuvre	153	130	115
Total	160,80	146,50	128,25

Ces chiffres ont été calculés pour une taille avançant à l'allure de deux allées par jour.

M. ROYER rapelle que les chronométrages effectués à Houthalen ont aussi mis en évidence le gain de temps à la pose des étançons hydrauliques. Par rallonge reprise et replacée avec les étançons qui la supportent, le gain de temps est en moyenne de 50 %.

M. HANSROUL fait remarquer que les étançons de doublage ne portaient qu'une faible charge dans la taille visitée.

M. STASSEN. Il est possible que certains étançons de doublage ne portent que faiblement, surtout s'il y a du vide au-dessus de la bêle à l'aplomb de l'étançon, mais ce sont des exceptions. En général, avec les étançons hydrauliques, l'étançon de doublage porte très rapidement et joue immédiatement un rôle très efficace. Les mesures de charge effectuées en taille en font foi et nous avons attiré l'attention sur ce point hier au cours de l'exposé présenté à Charleroi (voir 2e partie, chapitre III, fig. 20). Il suffit d'ailleurs d'un affaissement de 6 mm (raccourcissement élastique) pour faire passer la charge de 0 à 20 tonnes. C'est un des avantages de l'étançon hydraulique.

M. HANSROUL croit qu'il serait préférable de prendre des allées de 0,80 m au lieu de 1,10 m et de faire 3 cycles par jour au lieu de 2 pour réaliser le même avancement. La longueur du porte-à-faux serait diminuée, le charbon viendrait plus facilement, le marquage étant moins profond et la distance de pelletage serait réduite. De plus, en employant des bêles plus courtes, on pourrait mieux suivre les sinuosités du toit et réduire les vides au-dessus des bêles.

M. DUBOIS estime qu'un ripage constitue toujours une interruption dans le travail et qu'il ne peut commencer que lorsque tous les ouvriers ont terminé l'allée en cours. Il faut donc en réduire le nombre.

M. GOEBELS se demande s'il est possible de réaliser une allée par poste quand la taille est équipée d'étançons à frottement.

M. STASSEN répond que, dans presque toutes les mines de Campine, on réalise couramment une allée par poste dans les tailles équipées d'étançons à frottement.

M. CUCHE signale qu'au charbonnage de Hensies-Pommerœul (Hainaut), on a déjà réalisé 3 allées de 0,75 m en un seul poste dans des tailles équipées d'étançons à frottement.

M. MEDAETS remarque qu'avant le ripage, il y a un porte-à-faux de 2 m maximum. Si une pierre de 2 tonnes pèse à l'extrémité du porte-à-faux, l'étançon de 20 tonnes coulissera et s'affaissera.

M. STASSEN. Une pierre de 2 tonnes aura des dimensions telles qu'elle sera toujours supportée par plusieurs bêles à la fois. Je rappelle que la distance entre les files de bêles n'est que de 0,50 m.

La sécurité n'est pas plus grande avec des étançons à frottement de 40 tonnes. La plupart de ceux-ci coulissent en général avant 40 tonnes et l'application brusque d'une charge donne lieu à un coulissement brusque de l'étançon qui peut le faire coulisser de 1 à 2 cm en une fois et le faire basculer. Au cours des mesures que nous avons effectuées dans les tailles, nous avons eu l'occasion à maintes reprises de constater la supériorité des étançons hydrauliques dans la reprise des charges dynamiques.

M. VENTER remarque que la discussion s'éloigne du sujet. C'est le principe même du soutènement en porte-à-faux qui est en cause dans ce qui vient d'être dit. On peut différer d'avis à son sujet; mais il faut reconnaître que les meilleures conditions

sont données par l'étançon à bonne portance immédiate.

Sur le soutènement en galeries.

M. VENTER insiste sur la bonne tenue du soutènement à large base en galeries quand les terrains sont mous.

M. STASSEN fait observer que les éléments des cadres n'avaient subi aucune déformation. Lors du désameublement du chantier, la reprise des cadres est facile et rapide et les éléments peuvent être réutilisés tels quels dans d'autres chantiers sans remonter à la surface (85 %), ce qui présente un intérêt majeur au charbonnage de Houthalen.

M. MEDAETS fait état d'une étude d'ensemble qu'il a faite sur ce sujet dans les mines de Campine (1).

(1) L'article en question de M. MEDAETS sur « Les travaux de désameublement des chantiers » est publié dans le même numéro des Annales des Mines.

Pour les cadres articulés, on peut considérer que 80 % des cadres sont réutilisés sans reconformation dans d'autres chantiers. Avec les cadres coulissants Toussaint-Heintzmann, on peut estimer que 95 % des éléments sont à reconformer et 5 % seulement sont réutilisés sur place.

M. HANOT demande quel est l'ordre de grandeur à donner à un plateau de base pour éviter sa pénétration dans la roche.

M. STASSEN. Les dimensions des semelles dépendent des qualités de la roche de fondation. La meilleure semelle et la plus stable est certainement le claveau de béton. Les fers U et les bouts de rail qui ont des formes allongées basculent facilement et s'enfoncent plus facilement qu'une section carrée de même surface par suite du fluage latéral de la roche.

Avec des roches de qualité moyenne, il est bon de prévoir une semelle d'au moins 20 × 20 cm^2. Quand la roche est molle, seules de très larges bases sont susceptibles de donner satisfaction.