

CONTROL DE ESTRATOS EN TAJOS SUBTERRANEOS DE LA MINERIA DEL CARBON



P. Ramirez Oyanguren
L. De la Cuadra Irizar
R. Lain Huerta
H. Lumbreras Valdes
P. Viar Lahera
COORDINACION
F.J. Ayala Carcedo



INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA

00859

Marzo 1987

CONTROL DE ESTRATOS EN TAJOS SUBTERRANEOS DE LA MINERIA DEL CARBON

**P. Ramirez Oyanguren
L. De la Cuadra Irizar
R. Lain Huerta
H. Lumbreras Valdes
P. Viar Lahera
COORDINACION
F. J. Ayala Carcedo**



INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA

**CONTROL DE ESTRATOS EN TAJOS
SUBTERRANEOS DE LA
MINERIA DEL CARBON**

Pedro RAMIREZ OYANGUREN

Dr. Ingeniero de Minas, Catedrático de Laboreo de Minas y Mecánica de Rocas de la E.T.S. de Ingenieros de Minas de Madrid.

Luis de la CUADRA IRIZAR

Dr. Ingeniero de Minas, Catedrático Emérito de Laboreo de Minas de la E.T.S. de Ingenieros de Minas de Madrid.

Ricardo LAIN HUERTA

Dr. Ingeniero de Minas, Profesor de Mecánica de Rocas de la E.T.S. de Ingenieros de Minas de Madrid.

**Hector LUMBRERAS VALDES y
Pedro VIAR LAHERA**

Alumnos de 6.º Curso de la E.T.S. de Ingenieros de Minas de Madrid.

COORDINACION:

Francisco Javier AYALA CARCEDO

Ingeniero de Minas, Jefe de la División de Geotecnia del Instituto Geológico y Minero de España.

* La realización de este libro ha sido financiada por el Instituto Geológico y Minero de España con cargo al Plan Energético Nacional, dentro del proyecto Investigación Geomecánica Básica sobre Control de Estratos en los Tajos de las Minas subterráneas de Carbón, Especialmente Dedicada a los Derrabes.

PROLOGO

La publicación de esta obra, se inscribe dentro de un amplio conjunto destinado a poner al alcance de profesionales y estudiantes los últimos desarrollos en materia de técnicas y métodos mineros, y muy especialmente en Geotecnia minera. El IGME cumple así con una de sus misiones fundamentales: la promoción del conocimiento. Esta tarea, es precisamente importante en el tema objeto de este libro. Los tajos son el corazón de toda mina de carbón, ahí se decide en buena medida la economía de toda la operación; pero al mismo tiempo son el punto crítico en la seguridad. Por tanto, sólo un conocimiento científico del control de terrenos, aunado con la experiencia diaria, puede lograr este difícil equilibrio entre economía y seguridad, dentro de la garantía estricta de la segunda. El problema resulta especialmente importante dada de una parte la inexistencia de una publicación adecuada y global en español, y de otra por la singularidad de algunos de nuestros yacimientos.

Comienza esta obra con una exposición y crítica de los métodos de explotación utilizados o en ensayo en nuestras cuencas.

Continúa con el estudio de las presiones que actúan sobre la explotación, haciendo historia crítica de las teorías que se han planteado para explicar los fenómenos que las mismas producen, terminando con un comentario sobre las más modernas. Se analiza a continuación el comportamiento de los estratos del techo de la explotación, estudiándose su movimiento.

Después de conocer el fenómeno, se pasa a los medios de controlarlo; para ello, se hace una exposición amplia de los sistemas de sostenimiento.

Como los accidentes tienen con demasiada frecuencia relación con fenómenos gaseodinámicos, se realiza un estudio de los mismos que ocupa otra parte del manual.

La última parte de la obra se dedica a reseñar la instrumentación necesaria para el buen control del fenómeno y del sostenimiento, y con ello, de la seguridad de los mineros.

Se incluye un resumen de un inventario preliminar sobre características geomecánicas de tajos realizados anteriormente por el IGME.

La utilidad de esta obra puede recogerse también en otros campos de la minería sedimentaria subterránea. Esperamos que esta obra ayude a conseguir unas minas más seguras y económicas, poniendo el énfasis en el aspecto seguridad.

Ramón QUEROL MULLER

Director Gral. del IGME

INTRODUCCION GENERAL

Por encargo del Instituto Geológico y Minero de España se realiza este trabajo sobre el tema del "Control de Estratos en los tajos de la Minería Subterránea del carbón".

Cuando se estudian las estadísticas de accidentes, se observa la gravedad de los producidos por desprendimientos de rocas del techo, del muro y del mismo carbón de las capas, que pueden ser debidos a causas completamente diversas. Al no existir en castellano un estudio serio sobre estos fenómenos, se pretende llenar esta laguna con este trabajo para conocer lo mejor posible las causas de estos accidentes.

Este trabajo se divide en seis capítulos, en los que, además de recoger unas síntesis de las publicaciones relacionadas con el tema, se incluyen trabajos realizados por el equipo de profesores que ha redactado el libro.

En el capítulo primero se describen brevemente los métodos de explotación empleados en las minas de carbón españolas, dedicando mayor amplitud a los de frente largo y testers, por su mayor aplicación, así como los ensayos de mecanización últimamente realizados.

En el capítulo segundo se analizan los movimientos y tensiones del terreno alrededor del frente. En él se describen estos fenómenos, se pasa revista a las teorías existentes y se continúa con un estudio especial para las capas verticales.

En el capítulo tercero se estudian las sollicitaciones de los bancos del techo y se expone la teoría de la formación de las fracturas. También se describe la teoría de la formación de un arco de apoyo, planteando un estudio del equilibrio del terreno por encima del taller de trabajo y analizando los factores que influyen en la estabilidad del techo superior. En la parte del capítulo dedicada al techo inmediato, se hace un estudio de las fuerzas que intervienen y se calcula la estabilidad del bajo techo y la carga sobre el sostenimiento obteniendo soluciones analíticas y gráficas de la misma. En este capítulo se trata también del tema de los golpes de techo que se producen en las explotaciones por frente largo.

El capítulo cuarto desarrolla el tema del sostenimiento, con una relación de sus distintos tipos y sus aplicaciones en nuestro país, y un estudio más extenso en el caso de la mecanización moderna con sostenimiento autodesplazable, sus aplicaciones y ensayos, en la capa vertical.

El capítulo quinto se refiere a los desprendimientos producidos por fenómenos gaseodinámicos, empezando por la descripción de los mismos, y continuando con la evaluación de los factores que los provocan, los medios de predicción y los métodos utilizados para prevenirlos y controlarlos.

Por último, el capítulo sexto se dedica a describir la instrumentación actual para la vigilancia y control de los desprendimientos, tanto para obtener información en la fase de proyecto, como en la de explotación.

Al final de cada capítulo se hace un breve resumen con las conclusiones.

Finalmente se incluye un apéndice de las características de las rocas de las cuencas de carbón españolas.

	<u>Pág.</u>
PROLOGO	5
INT RODUCCION GENERAL	8
CAP. I.— TIPOS DE EXPLOTACIONES EMPLEADAS EN LAS MINAS DE CARBON ESPAÑOLAS	
1. Introducción	15
2. Métodos de explotaciones de frente largo	16
2.1. Aplicación de frente largo en las capas de hulla en Asturias	16
2.2. Aplicación del frente largo en las minas de antracita	19
2.3. Explotación de frente largo en las minas de lignito	22
2.4. Explotación por frente largo en las capas verticales de carbón	22
3. Método de testeros	30
4. Método de frente largo en capas potentes	36
5. Métodos especiales en otras cuencas de carbón	41
6. Resumen y observaciones	43
Bibliografía	44
CAP. 2.— MOVIMIENTO Y PRESIONES DEL TERRENO ALREDEDOR DE UN FRENTE LARGO	
1. Descripción de los fenómenos observados en un frente largo	47
2. Investigaciones españolas	51
3. Altura del techo inmediato	54
4. Teoría sobre la distribución de presiones y deformaciones en frente largo	56
4.1. Vertical normal	57
4.2. Arco o bóveda	58
4.3. Viga	62
4.4. Mecánica elástica	65
4.5. Wilson. Mecánica de rocas blandas	67
5. Modelos físicos	76
6. Estudio en capas verticales	77
7. Resumen	88
Bibliografía	89
CAP. 3. ESTUDIO DE LOS BANCOS DEL TECHO	
1. Introducción	93
2. Estudio de las sollicitaciones de un banco resistente del techo superior.	93
2.1. Criterio de rotura de Granberg	97
2.2. Fracturas primarias y secundarias	97
2.3. Inclinación de las fracturas primarias	97
2.4. inclinación de las fracturas secundarias	99
3. Movimiento del techo superior	101

**CAP. 6.- INSTRUMENTACION PARA LA VIGILANCIA DE MINAS
SUBTERRANEAS**

	Pág.
1. Introducción	261
2. Aparatos utilizados en la fase del proyecto	265
2.1. Método de la prolongación de la perforación	265
2.2. Método de la sobreperforación	267
2.3. Célula triaxial	270
2.4. Medida de la carga admitida por el techo y muro	271
3. Aparatos utilizados en vigilancia de minas	272
3.1. Medidas de convergencia	272
3.2. La cinta extensométrica	272
4. Aparatos para medir la flexión diferencial del techo	273
5. Medida de la pendiente del techo	274
6. Medidores de fuerza en articulaciones	274
7. Extensómetros instalados en sondeos	277
7.1. Extensómetros de varilla	277
7.2. Sonda sónica medidora de convergencia	277
7.3. Extensómetro de anillo magnético	280
8. Aparatos para medir cargas	280
8.1. Células de carga	280
8.2. Células de presión	282
9. Método de las inclusiones rígidas	283
10. Resumen y conclusiones	285
Bibliografía	286
Apéndice	287

**1.- tipos de explotaciones empleados en
las minas de carbón españolas**

INDICE DEL CAPITULO I

	<u>Pág.</u>
1. Introducción	15
2. Método de explotación de frente largo	16
2.1. Aplicación de frente largo en las capas de hulla en Asturias	16
2.2. Aplicación del frente largo en las minas de antracita	19
2.3. Explotación en frente largo en las minas de lignito	22
2.4. Explotación por frente largo en las capas verticales de carbón	22
3. Método de testeros	30
4. Método de frente largo en capas potentes	36
5. Métodos especiales en otras cuencas de carbón	41
6. Resumen y observaciones	43
BIBLIOGRAFIA	44

★

CAPITULO I

TIPOS DE EXPLOTACIONES EMPLEADAS EN LAS MINAS DE CARBON ESPAÑOLAS

1. Introducción

De todos los métodos que se han empleado en nuestras minas de carbón debemos recordar los siguientes, que hasta hace algunos años han estado vigentes, aunque muchos de ellos están hoy desterrados o en plena decadencia.

En capas de poca potencia y baja pendiente se ha utilizado: el método de macizos cortos (“pillars with caving of the roof”), y el de cámaras y pilares (“room and pillars”), sobre todo en las antracitas de León, Asturias y Palencia; y en las cuencas de Puertollano y Utrillas.

El método de frente largo, arrancado en dirección, hace tiempo se aplica, pero hoy con su mecanización más completa este método de frente corrido se ha impuesto en todas las capas de poca pendiente, y potencias hasta de 4 metros.

En las capas de carbón delgadas y de fuerte pendiente el método universal es el de frente corrido, escalonado en “testeros”, o método de testeros, que aun hoy predomina a pesar de sus inconvenientes.

Se han hecho numerosos ensayos para mejorarlo y mecanizarlo, para disminuir su excesiva dependencia de la mano de obra. Entre los ensayos aplicados en las cuencas de Asturias, León y Palencia, donde predominan estas capas de fuerte pendiente, citaremos:

El método de “derrumbes” (“soutirage”, “slant method”); bancos, tajo diagonal (“long-wall oblique”) y frente largo (“longwall”), en los que se han ensayado los sistemas de arranque con ariete y sierra, ensayos que continúan sin alcanzar el deseado éxito.

En las capas de carbón de gran potencia se aplican diversos métodos, que van mejorando y mecanizándose con los años; así en León, en la capa Pastora de Ciñera-Matallana, aplican el arranque en rebanadas horizontales (“horizontal slices”) con la variante del método de (“soutirage) “derrumbes” y en Andorra (Teruel) aplican el método de rebanadas inclinadas (“inclined slicing”) y cada rebanada se explota por frente largo (longwall).

De todos los métodos citados sólo permanecen hoy como realmente prácticos y posibles, salvo algunas excepciones, los dos métodos considerados como de arranque en “frente corrido”, el frente largo mecanizado (“longwall”), universalmente extendido en capas que lo admiten por

su pendiente y regularidad y el frente largo escalonado en testeros o método de testeros, que se impone como mal necesario en capas verticales y sobre el que se investiga para mejorarlo y mecanizarlo. Con este objeto se ensayan actualmente los métodos "Anscha" y "Asturfalia".

2. Método de explotación de frente largo en dirección (Longwall)

El método de frente largo en dirección (longwall) es el más normal empleado en Europa en capas echadas de poca o media potencia (hasta de 4 m) (Fig. 1). Se llama también método de hundimiento controlado, cuando no se aplica relleno, que es lo más corriente. Cuando su implantación es posible por las condiciones del techo y la pendiente, es el de mejor rendimiento y seguridad. Puede aplicarse hasta en capas con pendiente de 40° y como luego se verá se han hecho intentos de aplicarlo en capas verticales, con algunas variantes.

Para preparar la explotación se avanzan galerías, guías de cabeza y base, separadas entre sí de 100 m a 200 m según la capa. Se enlazan con una chimenea abierta en la capa, según su línea de máxima pendiente, a partir de la cual se monta el taller de explotación y se inicia el avance del frente, arrancando el carbón en franjas paralelas según la máxima pendiente y en toda la potencia de la capa; el hueco que se va formando se controla con el sostenimiento. Normalmente la entibación divide el hueco en tres calles: la primera de arranque y transporte, a lo largo del frente, la segunda de control y paso de personal, y la tercera de hundimiento del techo; a medida que se abre una nueva calle con el arranque de carbón, se va desentibando la tercera calle para que hunda el techo; el ancho de las calles varía entre 0,80 m y 1,50 m.

El arranque se puede llevar en avance o en retirada y la longitud del frente puede llegar en raros casos a 300 m ó 400 m.

Los sistemas de arranque empleados en España son, además del martillo, el cepillo, las rozadoras y en algunos casos los explosivos.

El sostenimiento, además del posteo convencional, se hace con castilletes de madera recuperables, entibación de fricción y sobre todo con entibación autodesplazable en forma de pilas o escudos.

El arrastre del carbón a lo largo de la explotación se hace en casi todos los casos con transportador blindado de rastras.

2.1. Aplicación del frente largo en las capas echadas de hulla de Asturias

Sólo en el reducido espacio del fondo de los sinclinales, en donde las capas se consideran en las cuencas del Norte de España como echadas, con pendientes de hasta 30°, se aplican en nuestras cuencas de Asturias los métodos de frente largo, relativamente mecanizados.

No se aplica en ellas la entibación autodesplazable, que presentaría problemas con estas pendientes y tampoco las rozadoras de tambor.

Según los datos que ha recogido el Profesor Villamil (1984), una explotación tipo en la Cuenca Asturiana sería la siguiente (Figura 2):

La capa es de las características siguientes:

oscila, según las minas, entre los 100 m y los 165 m.

En el arranque se utiliza el martillo picador en algunas y en otras el cepillo o las rozadoras. Para el transporte en el frente, está muy generalizado el transportador blindado.

Como medio de sostenimiento se utiliza la madera, tanto en su posteo clásico, como en forma de llaves; pero se utiliza también las mampostas hidráulicas individuales y la entibación auto-desplazable en forma de escudos.

Las potencias de las capas oscilan entre 0,65 m y 1,5 m.

El control del techo se lleva por hundimiento, que es en general sencillo por la buena calidad del mismo.

En general, los métodos tienen en estas explotaciones una aplicación singular y poco estudiada técnicamente y por eso no se obtiene de ellos todo el rendimiento posible.

A continuación se seleccionan unas variantes de explotación que resumen los tipos existentes: (AYALA y otros, 1983).

Tipo núm. 1 (Figura 3).

Se trata de la explotación de una capa echada, con pendiente de 10° a 14° .

La potencia de la misma oscila entre 0,5 y 0,9 m. El techo se inicia con una intercalación carbonosa de un centímetro y sobre ella, dos a tres metros de pizarra de consistencia media a fuerte que hunde demasiado pronto. Encima hay un potente banco de arenisca, de unos 13 m, seguramente fracturado, que presiona mucho sobre el carbón.

El muro es de pizarra media, de 1 m de potencia, seguida de un pequeño carbonero, por lo que hincha ligeramente.

La longitud del frente es de 100 m.

El arranque del carbón se hace con martillo picador. El arrastre del mismo con transportador blindado.

El avance del frente es de 0,8 m a 1 m por día.

El control del techo, que se lleva por hundimiento, se hace con entibación de madera en forma de jugadas de tres a cuatro mampostas y un bastidor paralelo al frente. Hay además que colocar castilletes de roble o chopo, cada tres calles, para contener el techo.

El hundimiento se produce escalonadamente y con aplastamiento total de la madera.

No hay golpes de techo, ni muchos “derrabes”, pero sí frecuentes caídas de bloques.

Después del paso de la explotación se protegen las guías con castilletes de madera de roble o chopo en piezas de 1 m, separadas 0,65 m.

Tipo núm. 2 (Figura 4)

Explotación de una capa de antracita de las características siguientes:

Pendiente echada, de 8° a 11° .

Potencia en carbón entre 0,80 y 1,30 m.

Techo favorable al hundimiento, formado por una intercalación de 2 a 3 cm de pizarra lajosa seguida de 3 m de pizarra compacta, que hunde bien, y después un banco de arenisca.

El muro es de pizarra fisurada con intercalaciones de carboneros muy delgados.

El arranque del carbón se hace con cepillo.

El arrastre con transportador blindado.

Las guías de cabeza y base de explotación se protegen con dos filas de castilletes continuos en cada una de ellas.

El frente largo es de 148 m de longitud y su avance no es en dirección, sino ascendente.

Se controla el techo con un sostenimiento de estampes individuales hidráulicos, con bastidor individual.

El hundimiento del techo se produce 3-4 m después de la última fila de estampes, y a veces ocasiona derrabes de carbón. El hundimiento es suave y escalonado.

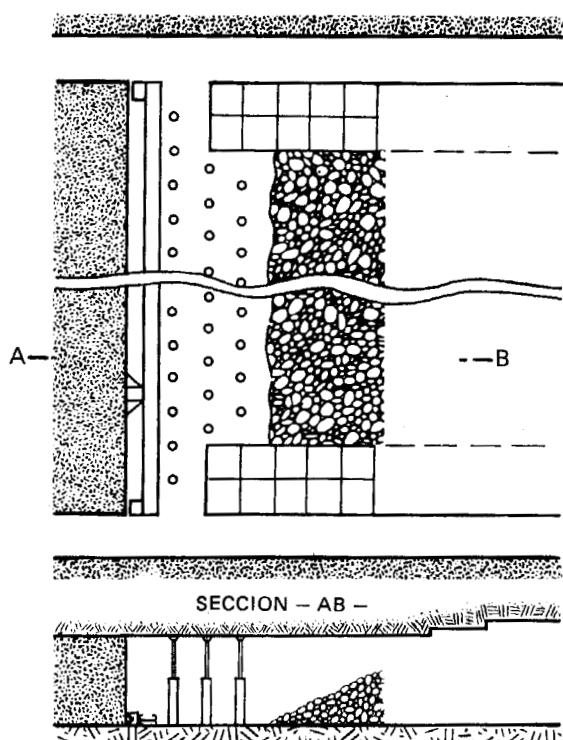


FIG. 4

Tipo núm. 3 (Figura 5).

Aquí se explota una capa con pendiente de 22° – 24° . Potencia comprendida entre 0,65 m y 1,00 m.

El techo inmediato está formado por 10 m de pizarra con pequeños carboneros y en el que son frecuentes los cazuelos.

El muro es de pizarra lajosa en 3 m, poco fisurada. El frente avanza en dirección y tiene una longitud que oscila entre 120 y 130 m.

El arranque se hace con una rozadora de brazo.

El avance del frente es de 2 m por día en dos relevos.

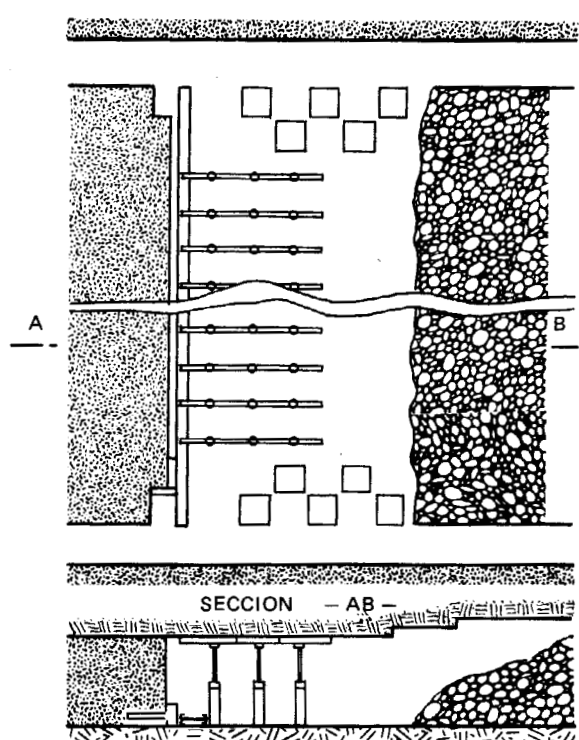


FIG. 5

Se realiza el arrastre del carbón con transportador blindado, paralelo al frente.

El techo se controla con estemples de fricción y bastidores metálicos articulados, formando tres calles con filas de estemples paralelos al frente.

Las guías de cabeza y base se protegen con castilletes de madera de roble, distanciadas unos 0,30 m y alternadas.

El techo hunde de modo suave, pero da lugar a caída de bloques, formándose huecos.

Tipo núm. 4 (Figura 6).

Se trata en este caso de la explotación en frente largo de una capa con una potencia de carbón de 1 m a 1,3 m, con dos intercalaciones de pizarra de 10 cm a 30 cm de espesor.

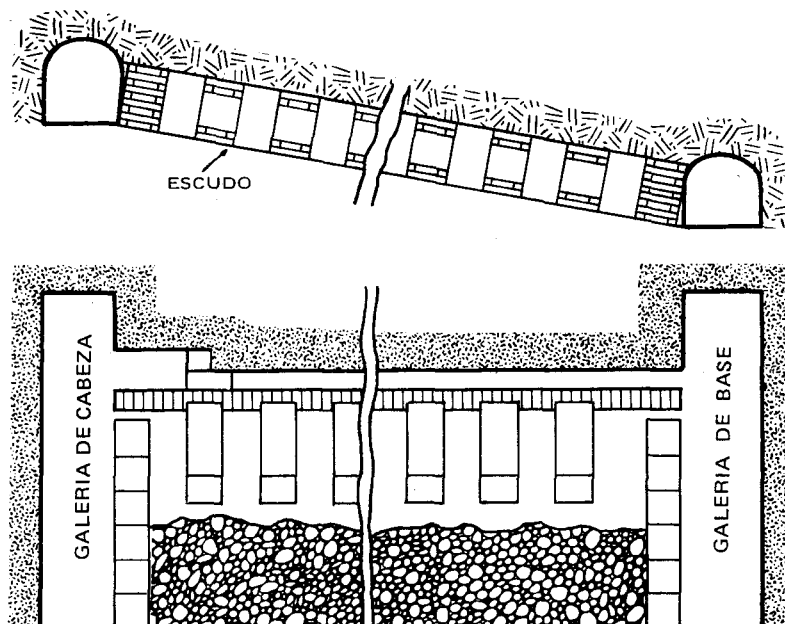


FIG. 6

La pendiente oscila entre 15° y 20° .

El techo se inicia con una pizarra lajosa o carbonero de 5 cm, seguida de pizarra compacta que hunde con facilidad por estar bastante fisurada.

El muro es de pizarra sana con intercalaciones de carboneros muy finos, hincha algo.

El arranque se lleva en un frente largo de 165 m de longitud con rozadora.

El frente avanza 2 m por día.

El arrastre del carbón se realiza con un transportador blindado unido a la entibación.

El control del techo que presiona bastante, se hace sosteniéndolo con escudos auto-desplazables, que al avanzar permiten el hundimiento, después de un vano de unos 14 m.

La protección de las guías, después de pasar el taller de explotación de la capa, se realiza

colocando una fila continua de castilletes de madera de pino, que se deforman al aplastarse con la carga de los estratos del techo, hasta más de 40 cm.

2.3. *Explotación en frente largo en las minas de lignitos de Utrillas (Teruel)*

La capa en explotación tiene una potencia de 2 m. Su pendiente oscila entre los 10° y 12°.

El techo lleva una pizarra falsa de 1 m y después arenisca. El muro es de pizarra fuerte.

El frente se lleva con una longitud de 150 m.

El arranque se hace con rozadora. El arrastre del carbón por medio de transportador blindado.

El avance del frente es de 3 m diarios.

El techo se sostiene con escudos de lemniscata y sombreros muy juntos.

Las guías se protegen con castilletes de madera que se impermeabilizan con espuma ignífuga.

El ciclo minero (Figura 7) se compone de las etapas siguientes:

- 1.º La rozadora avanza sobre 1,5 m de carbón por la parte del techo de todo el frente.
- 2.º Avanza el sombrero del escudo y el techo hunde.
- 3.º La rozadora arranca el escalón del muro de 0,5 m.
- 4.º El transportador se adelanta a la nueva calle.
- 5.º Se inicia una nueva operación.

La explotación se realiza en retirada debido a que el lignito es propenso a la autoinflamación.

2.4. *Explotación por frente largo en las capas verticales de carbón de hulla.*

(Según V. Luque, 1980).

Los métodos más frecuentes conocidos en los yacimientos de capas verticales son los de control del techo con relleno.

La carga que debe aguantar el sostenimiento es limitada, por lo que es fácilmente soportada con estemples de madera.

En los últimos años, por la necesidad de mecanizar el arranque, se han introducido métodos de relleno en los que el frente del relleno está invertido, soportado por filas de estemples y sostenido por una tela metálica clavada en aquellos.

En ciertos casos, con pendiente menor de 60°–65°, potencia no superior al metro, y techo o muro con comportamiento pseudoplástico, puede producirse el autorrelleno mediante el acercamiento progresivo de los hastiales.

En estos casos los primeros sostenimientos se hacían con pilas de madera o pilas móviles. En otros casos, como en la cuenca del Donetz (URSS), se emplea la pila OMTK o los colchones neumáticos.

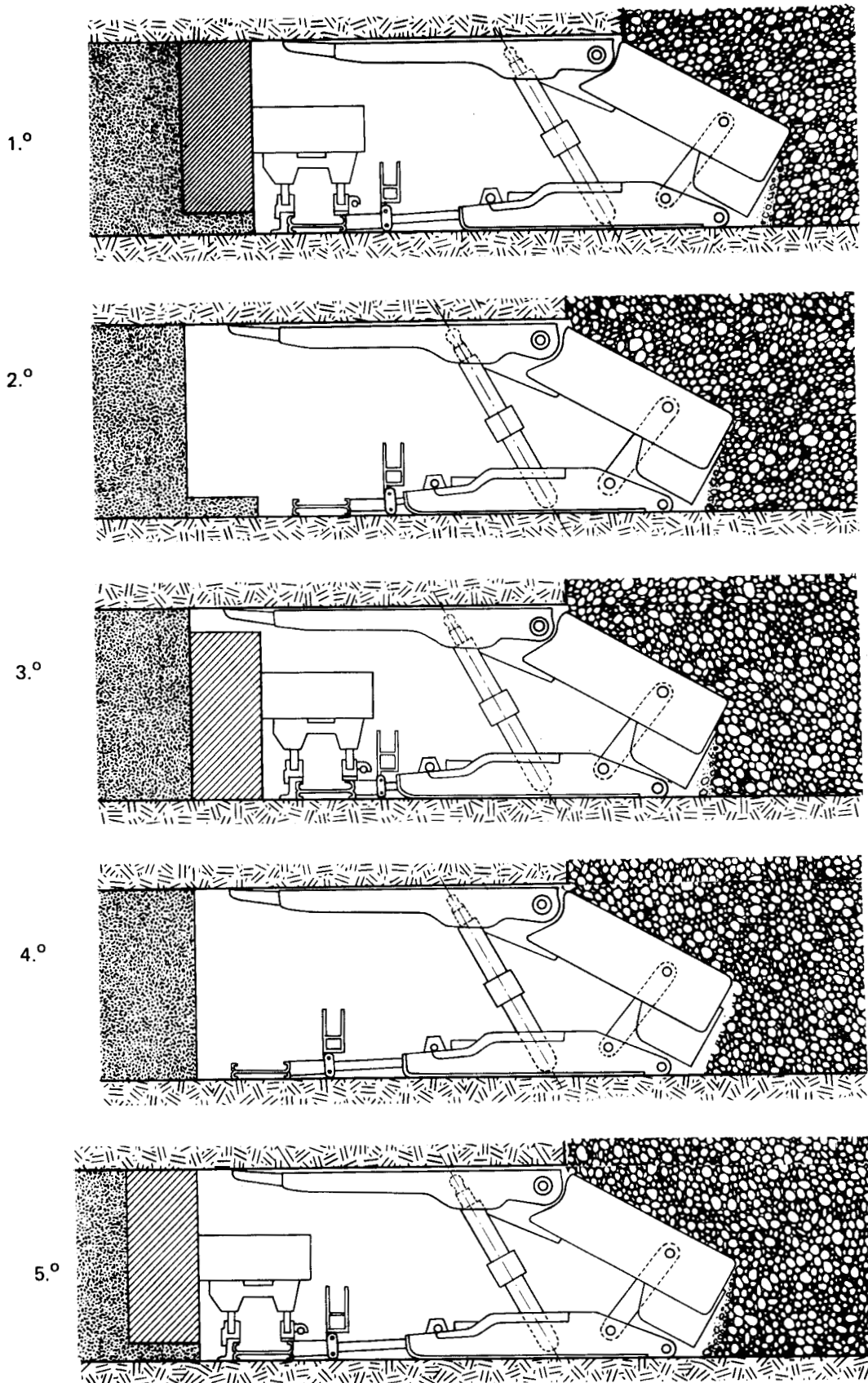


FIG. 7

Finalmente, también en la URSS, donde la producción obtenida de capas verticales es importante, se han aplicado los métodos de hundimiento controlado del techo. Estos métodos exigen la aplicación de la entibación mecanizada.

También comienzan a ser cada vez más frecuentes los tipos de entibaciones que permiten el empleo del relleno.

2.4.1. *Evolución del frente largo en capa vertical en Asturias* (Echevarría y otros, 1980).

En una primera fase se pretendió mejorar las condiciones de rendimiento y productividad, empleando un frente largo invertido, sostenido con madera y relleno. El arranque se realizaba con martillo picador.

Como ejemplo reseñamos la explotación de una capa tipo de la Cuenca Central de Asturias (Fig. 8).

Se trata de una capa de 80° de pendiente media.

Potencia 120 m.

Techo: Pizarra lajosa uniforme.

Muro: Pizarra compacta, más fuerte.

Longitud del frente 90 m.

Frente invertido a 110° con la horizontal.

El arranque del carbón se hace con martillo picador.

El frente avanza un metro por día.

El carbón arrancado desliza sobre chapas fijas.

El control del techo se hace con relleno también invertido, sujeto por una tela metálica clavada a la fila de estemples.

El frente se sostiene con mampostas de madera en jugadas de tres o cuatro mampostas y bastidor de tablas de eucalipto, colocadas en filas inclinadas paralelas al frente.

Cada dos o cuatro filas, de 0,90 m a 1,00 m de separación, se coloca una tela metálica, para contener el relleno, que se clava a los estemples o mampostas, reforzándolos con castilletes de madera, separados unos 4 m.

En una segunda fase, se iniciaron una serie de ensayos, con el fin de establecer el frente largo mecanizado en las capas verticales de Asturias.

Sin embargo, la explotación mecanizada de la cuenca central asturiana, vertical o subvertical en un 90 por ciento, está limitada por la escasez de maquinaria adecuada, toda ella de procedencia extranjera, que no se adapta, a pesar de las diversas modificaciones realizadas, a las necesidades actuales de estas minas.

Desde 1970, se vienen empleando en HUNOSA cuatro tipos de rozadoras para la explotación mecanizada de capas de fuerte pendiente. Son estas: Malish, KT-1, Temp-1 y Anderson-Mark II. Las tres primeras son de fabricación rusa y "físicamente" bastante similares y la cuarta de fabricación inglesa.

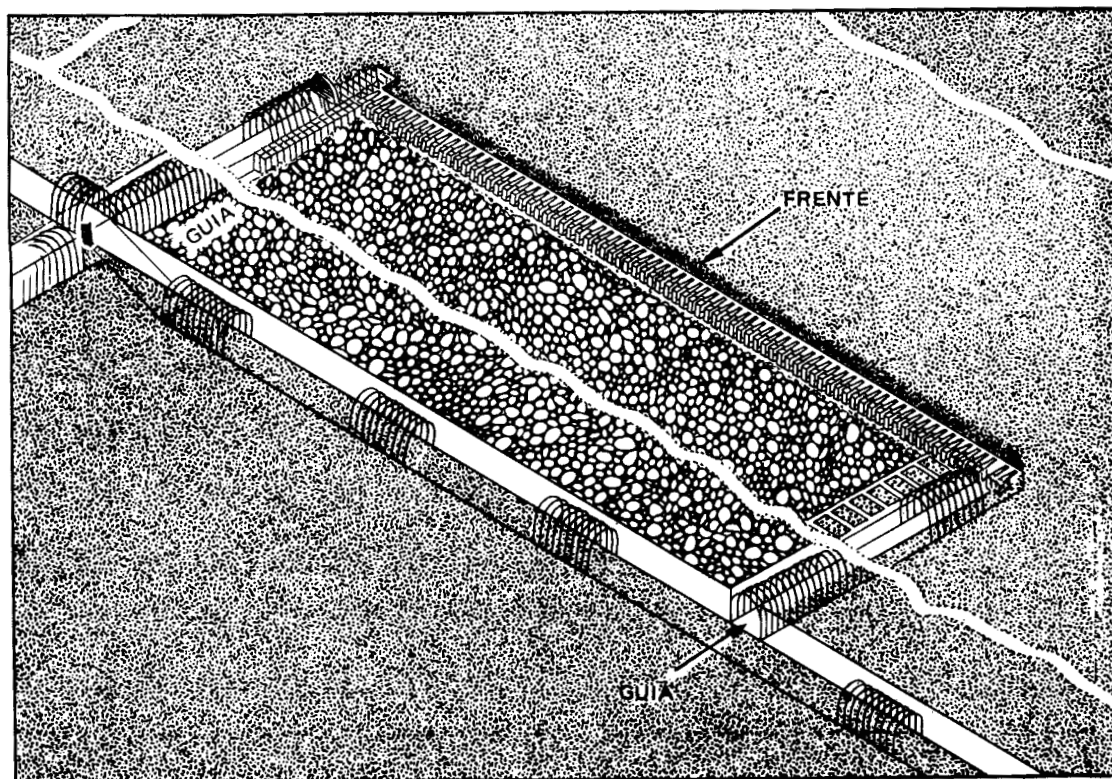
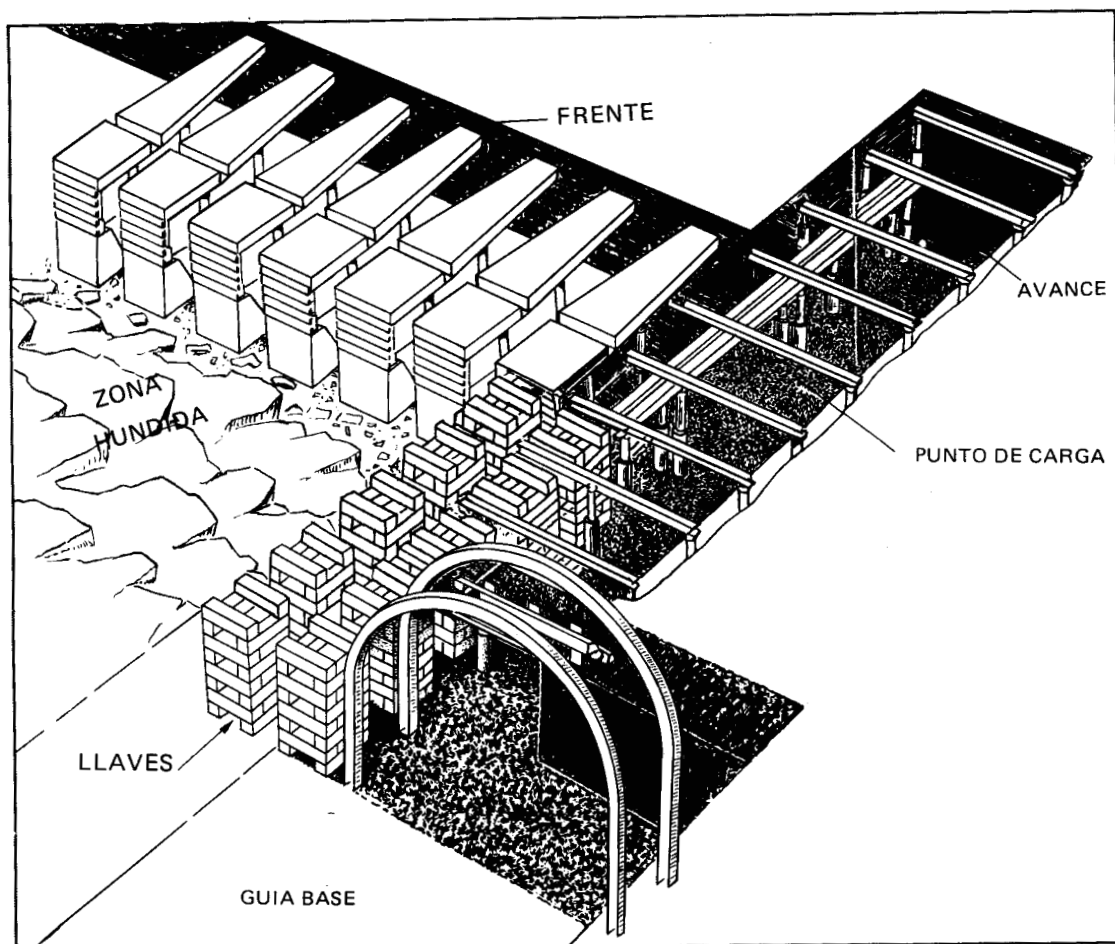


FIG. 1

Potencia de 2 a 3 m.

Pendiente de 23° .

Hastial del techo de pizarra floja.

Hastial del muro de pizarra fuerte.

Longitud del frente entre las guías de cabeza y base = 150 m.

La guía de base se protege con llaves de madera y la de cabeza con muro de anhidrita.

El arranque del carbón con cepillo.

El frente avanza 0,70 m por día.

El sostenimiento con mampostas individuales hidráulicas y bastidores metálicos.

Arrastre del carbón con transportador blindado a lo largo del frente.

Hundimiento controlado, recuperando la entibación de la última calle y colocando una tela metálica de protección.

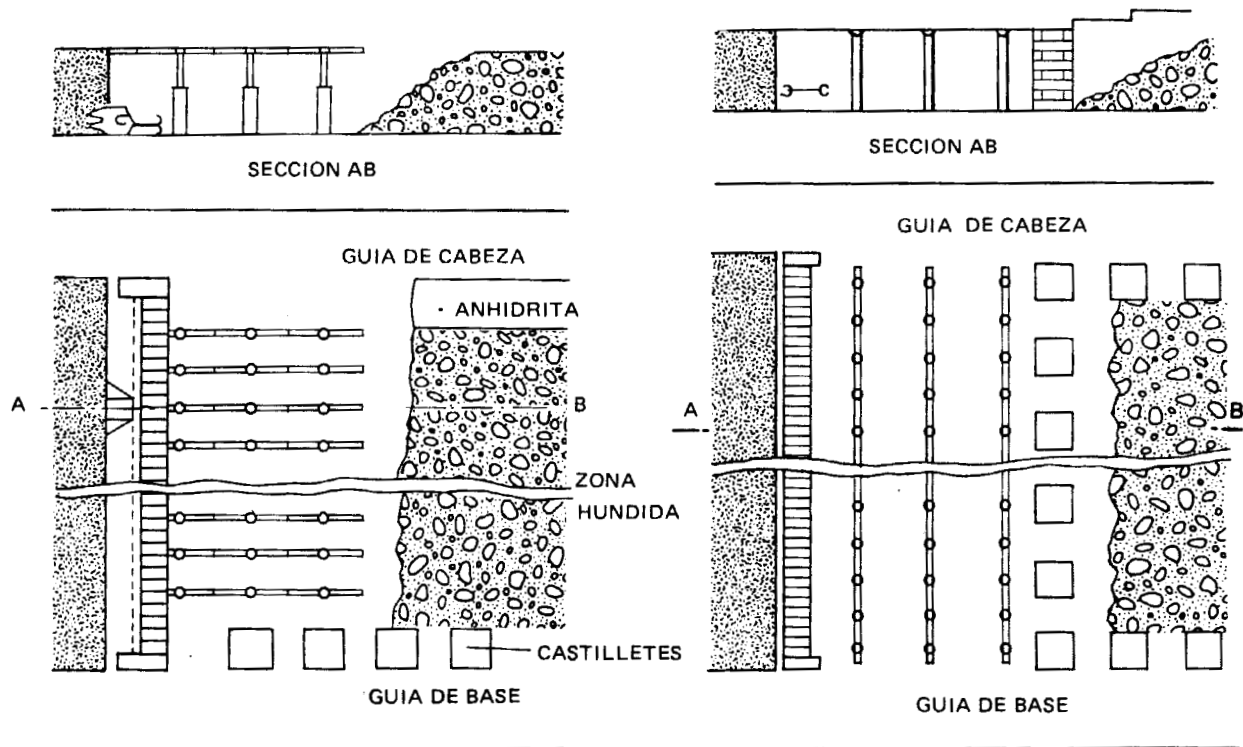


FIG. 2

FIG. 3

2.2. Aplicación del frente largo en las minas de antracita.

Las minas de antracita, de las cuencas de León, Palencia y Asturias-Occidental, que técnicamente merecen ser consideradas, aplican el método de explotación en frente largo, ya que sus pendientes, comprendidas entre la horizontal y los treinta grados, son favorables para su aplicación.

El frente largo clásico, comprendido entre las guías de cabeza y base, tiene una longitud, que

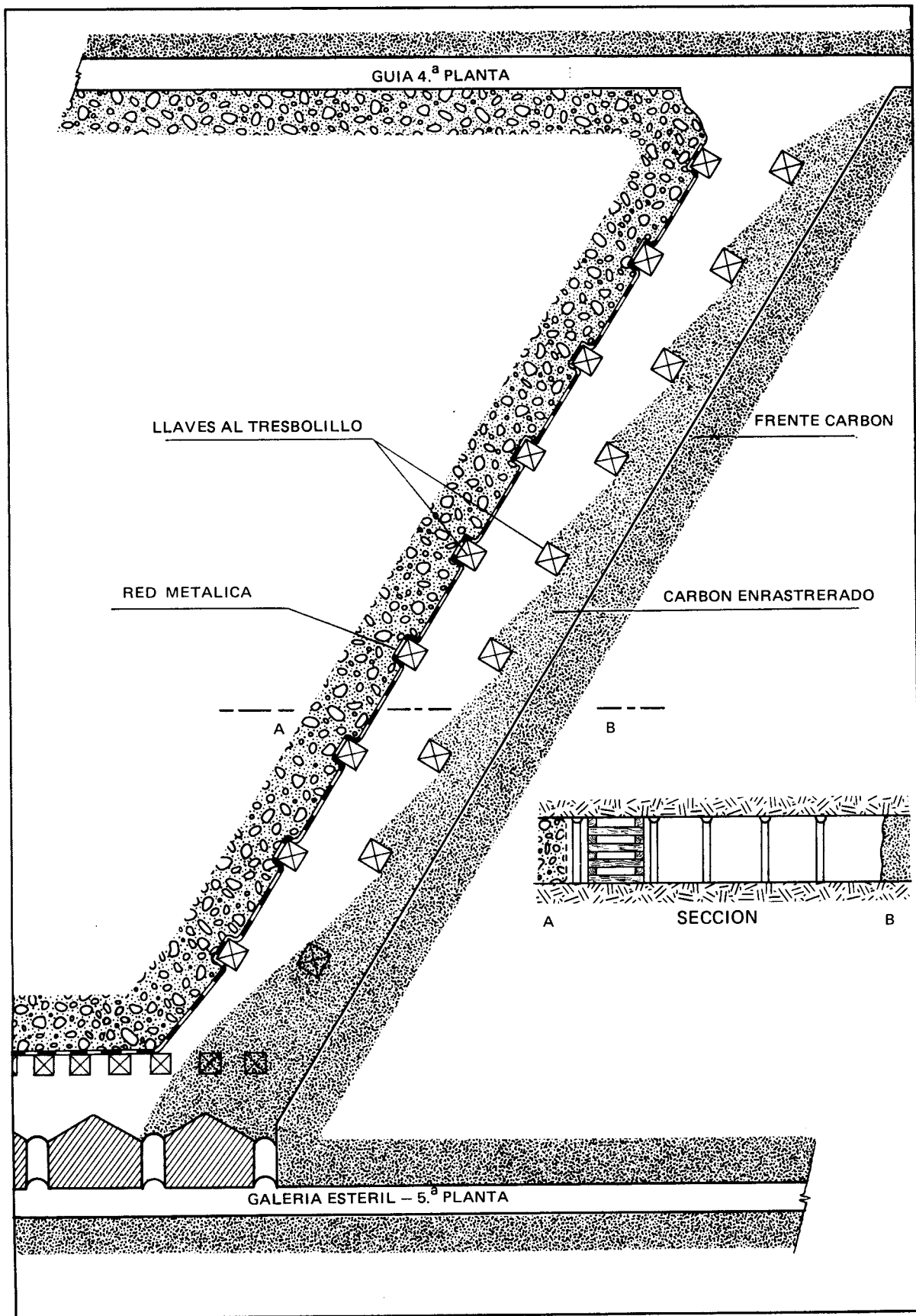


FIG. 8

La potencia irregular de las capas y el progresivo y necesario avance de la mecanización del arranque ha conducido a desarrollar un prototipo de rozadora con capacidad para arrancar carbones muy duros y pasar pequeñas esterilidades, estrechones y sinuosidades.

Los métodos de explotación mecanizada que emplean actualmente en HUNOSA, para capas cuyo buzamiento está comprendido entre 35° y 90° , son de dos tipos.

Un método abarca el campo de 35° – 65° y el otro de 65° – 90° .

En el caso de capas de pendiente entre 35° y 65° se expone a continuación como se llevan los principales trabajos en el taller; ello ayudará a comprender el método. Figura 9.

En el arranque se ha comprobado que una inclinación de 8 grados de la línea del frente respecto a la de máxima pendiente y adelantada en la galería superior hace que la estabilidad de la rozadora sea óptima.

En estos momentos, con las rozadoras de que se dispone, al ser unidireccionales, el arranque se realiza siempre en sentido ascendente, y en sucesivas franjas de una profundidad igual a la longitud de los tambores de la máquina, que para las actuales es de 900 mm.

En la parte inferior del taller se lleva un nicho que también hace la función de tolva, formado por una o dos series con una altura total de 6 a 12 m, dependiendo de la fluidez del cargue del carbón. Aquel nicho se avanza con martillo picador.

El carbón arrancado cae por gravedad hasta los coladeros de carga situados en la galería inferior.

En estas condiciones de trabajo, la rozadora va apoyada fundamentalmente en el muro de la capa y ligeramente en el frente de carbón, lo que trae como consecuencia que además de obtener una buena estabilidad, no sea necesario guiarla por el taller, en su desplazamiento.

El sostenimiento se realiza con mamposta de madera, colocada en hileras paralelas al frente, siendo la separación de cada hilera 900 mm, que corresponde a la anchura de la franja arrancada por la máquina. Es decir, la distancia entre las hileras de mampostas corresponde a la longitud de los tambores de la rozadora.

Esta fortificación la realiza un equipo de obreros, normalmente picadores, una vez efectuada la pasada de la rozadora.

Al colocar las mampostas, es preciso dejar como mínimo entre el frente y la hilera de aquellas, una distancia igual a la anchura del cuerpo de la rozadora. Esto es necesario tenerlo en cuenta al diseñarla, para que después de rozar no quede un descubierto de techo excesivamente grande, longitud del tambor más anchura de la máquina, sin fortificar.

La fortificación posterior del techo, habitualmente se realiza con relleno calibrado, cuyo tamaño está comprendido entre 10/150 mm. Ocasionalmente se emplean también llaves de madera. La línea del relleno es paralela a la del frente. Dado que aquella va adelantada ocho grados respecto a la de máxima pendiente, es preciso colocar una tela metálica de alambre galvanizado

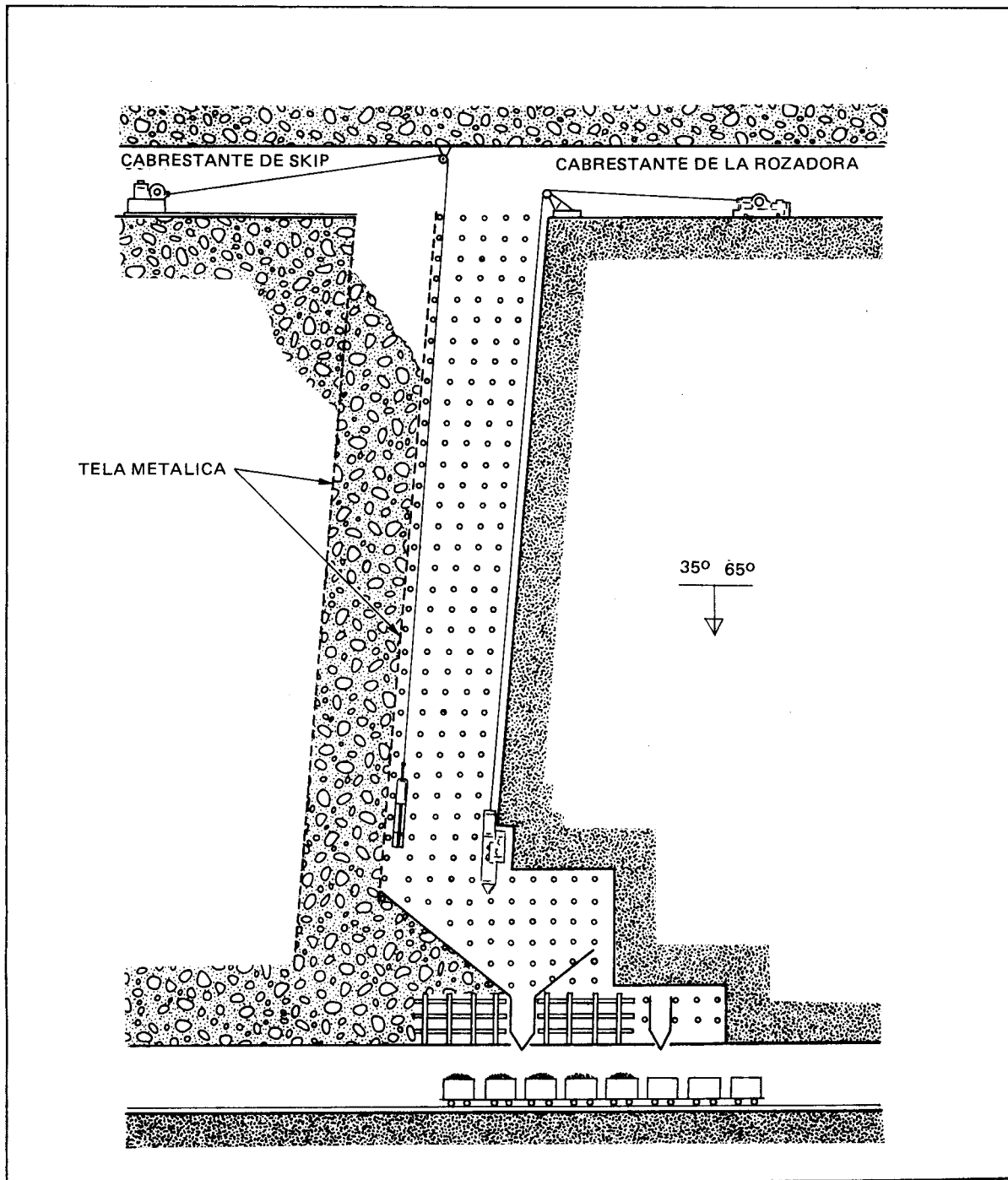
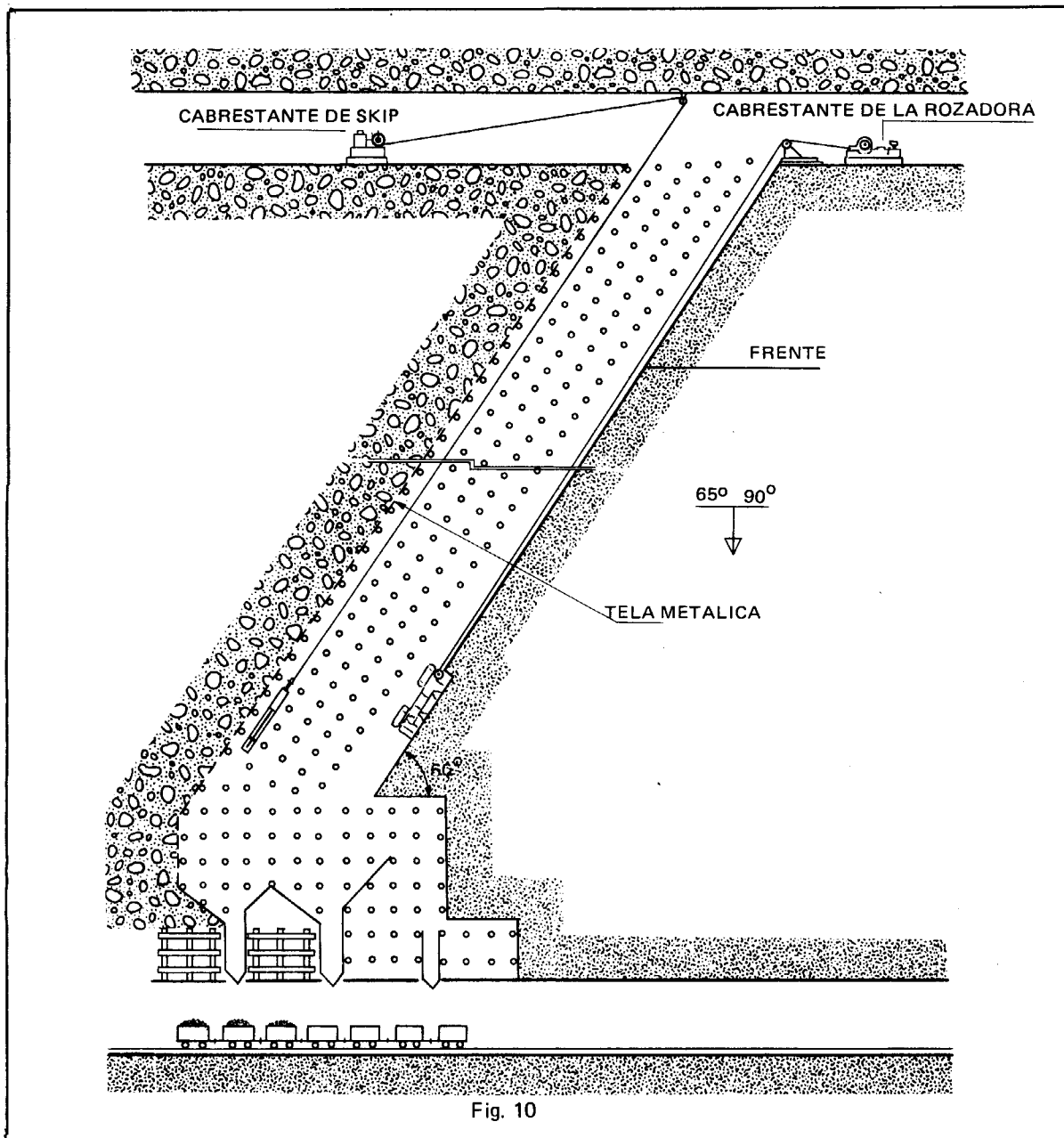


FIG. 9

clavada a la hilera de mampostas, que sirve de sujeción a la tierra del relleno. Cuanto más cercano sea el buzamiento a los 65 grados, la colocación de la tela metálica debe ser más cuidadosa pues la presión del relleno sobre ella es mayor.

La distancia entre dos telas seguidas es la de 2 a 4 hileras de mampostas.

También se realiza una serie de trabajos auxiliares como son:



El reparto dentro del taller de la madera necesaria para la fortificación, se hace por medio de un skip que se desplaza mediante un pequeño cabrestante situado en la galería superior.

Colocación de tableros para proteger a los operarios de la caída de objetos.

Operaciones de mantenimiento necesarias para el buen funcionamiento de la maquinaria y que se hacen en el interior del taller.

En el caso de capas con pendientes entre 65° y 90° , el método que se utiliza se describe en los párrafos que siguen. Ver Figura 10.

La línea del frente de arranque va francamente adelantada respecto a la de máxima pendiente. Forma con ella un ángulo de 30 grados. Esta disposición tiene un doble motivo:

Por una parte, es preciso dotar a la rozadora de la máxima estabilidad posible. Por ello al ser mínimo su apoyo sobre el muro de la capa (buzamiento próximo a los 90 grados), es necesario tumbar el frente de carbón para que apoye sobre él.

Además, la velocidad de la caída del carbón y de otros objetos debe reducirse para evitar riesgo a los operarios y deterioros en la fortificación del taller.

La mencionada inclinación del frente es la diferencia fundamental existente entre los dos métodos de explotación que estamos describiendo. En este caso la rozadora va apoyada fundamentalmente sobre el frente de carbón y ligeramente sobre el muro de la capa, lo que trae como consecuencia la posible necesidad (tanto mayor cuanto más elevada es la potencia de la capa) de guiarla en su desplazamiento por el taller.

Lo mismo que en el caso de los buzamientos de 35°—65° grados, la rozadora arranca franjas ascendentes de una anchura igual a la longitud de los tambores, cayendo el carbón por gravedad a los pozos de cargue.

La fortificación del frente deshullado se realiza de la manera descrita en el método de 35°—65°, igualmente con mamposta de madera.

El control del techo y del hueco detrás del avance se hace con relleno calibrado entre 10—150 mm, que se bascula desde la galería superior y se retiene con una tela metálica, según se dijo en el método anterior.

En este caso, como aquella tela metálica está extendida según una línea paralela al frente que forma 60 grados con la horizontal, su colocación debe ser especialmente cuidadosa y va convenientemente reforzada con 2 ó 3 mampostas suplementarias por cada grupo de 3 ó 4 (un bastidor).

La distancia entre 2 telas consecutivas es la de 2 a 3 hileras de mampostas.

2.4.2. *Nuevos ensayos de HUNOSA para explotación con frente largo mecanizado en capa vertical de carbón*

En la actualidad se ensayan en Asturias dos nuevos métodos para aplicar el frente largo, totalmente mecanizado, en capas de carbón verticales.

Estos son: la aplicación del sistema soviético “Anscha”, con arranque en frente largo descendente, seguido de hundimiento, y el proyecto de un frente largo en dirección, con arranque con la nueva rozadora propia de Hunosa y el nuevo sistema complejo de entibación “Asturfalia”.

Como lo principal y fundamental de estos dos métodos es el sostenimiento, se describen con más detalles en el capítulo IV: “Relación de sostenimientos”.

El método Anscha, aplica el frente largo en arranque descendente (Figura 11). La longitud del frente es pequeña y se prepara entre dos chimeneas que enlazan la guía de base con la guía de cabeza. La entibación especial se compone de una “combinación” de escudos unidos y una máquina de arranque que desliza sobre ella y empuja el carbón suelto a una chimenea. El hueco que queda detrás del frente, pendiente arriba, se hunde y los escombros apoyan sobre un relleno que cubre los escudos.

El método Asturfalia, en cambio, es de relleno y su principal originalidad consiste en la entibación especial para contener el relleno y avanzar en capa vertical.

Por lo demás se trata de un frente largo que se arranca en dirección, empleando una rozadora especial proyectada por Hunosa para este método. El frente, y por tanto los rellenos, están invertidos por lo que éstos van colgados sobre el hueco y apoyados en la entibación (Figura 12).

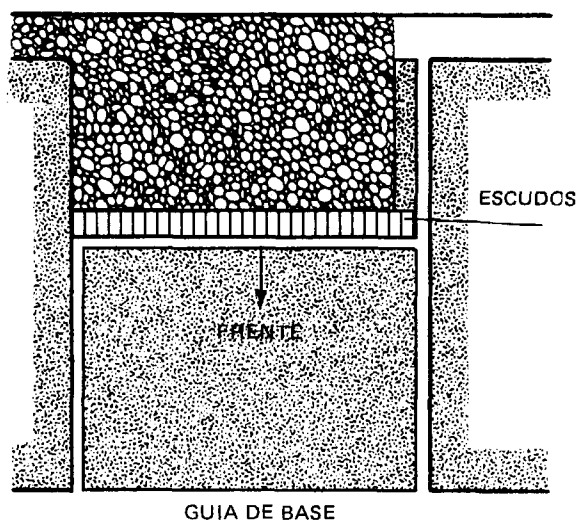


FIG. 11

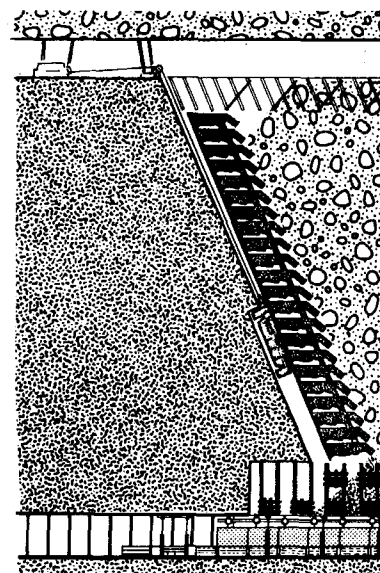


FIG. 12

3. Método de testeros.

El método de arranque por testeros es el que se viene empleando sistemáticamente y de forma tradicional en nuestras explotaciones en capas de carbón verticales, con una clara limitación, ya que los rendimientos están basados en el esfuerzo personal del hombre que arranca el carbón con martillo de aire comprimido y postea el hueco que abre su avance.

En la cuenca asturiana se puede considerar que el 70 % de la producción de hulla arrancada se realiza en testeros y también en gran porcentaje de las capas de León y Palencia. El arranque es manual, con ayuda como herramienta del martillo picador; el sostenimiento se hace con madera y el tratamiento del hueco con relleno, cada vez más calibrado y preparado.

En el método de testeros el arranque se realiza dividiendo el macizo de capa comprendido entre las guías de cabeza y base, cuya longitud según la pendiente oscila entre 80 y 120 m, en series de escalones invertidos a los que se denomina testeros (Fig. 13). Este se compone del "tajo", frente en el que se realiza el arranque del carbón por el minero, ayudándose con el martillo picador o con otros medios, y de la niveladura que sirve de protección al minero frente a la caída de carbón o piedra de los testeros superiores.

Las dimensiones del testero vienen determinadas por las longitudes del tajo y la niveladura. El tajo unitario tiene la longitud del bastidor, que sirve para armar el elemento de la entibación (jugada); ésta normalmente tiene una longitud de 2,50 m.

Lo corriente es que cada tajo sea una "serie" de múltiplos de 2,5 m; lo más normal son las series de 5 m.

Como el relleno tiene que seguir a la línea de crestas de los testeros, en capas verticales las niveladuras serán iguales a los tajos si se lleva el relleno con talud de 45°.

El algunas ocasiones la niveladura es más corta y hay que contener o frenar el relleno con barreras de tableros, o bien se lleva el frente inclinado y las niveladuras son más largas que los tajos.

El elemento generalizado en la entibación de los testeros es la llamada "jugada" (Figura 13), que está compuesta de un bastidor de 2,50 de largo que apoya en tres piezas de madera llamadas "mampostas", que por la parte superior se encajan en el bastidor y por la parte del muro en una pequeña cavidad que se abre en la roca de éste, llamada "balsa".

Cuando el muro es falso se añade otro bastidor al muro, suprimiendo las balsas; a este tipo de jugada se llama "posteo de chulana".

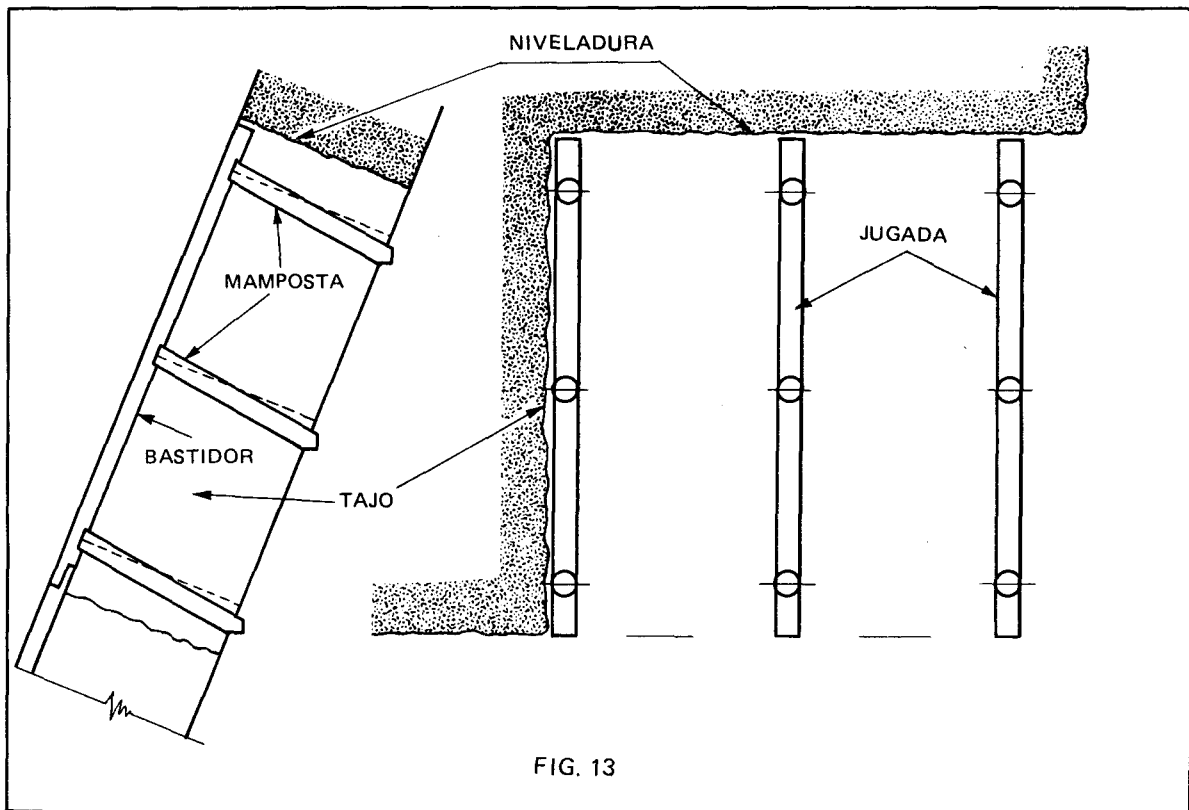


FIG. 13

El picador trabaja apoyándose en andamios, colocando tablas entre las mampostas.

Las jugadas se colocan siguiendo la línea de máxima pendiente, bien alineadas, de modo que las puntas de los bastidores enlacen unas con otras ("encadenadas") y formando calles paralelas al avance del frente, cuyas anchuras oscilan alrededor del metro, según la consistencia de los hastiales y capa.

En nuestras cuencas hulleras del Norte se utilizan sólo dos calidades de madera en el posteo:

- pino.
- eucalipto.

El número de mampostas por m² de techo sostenido es función de la altura de la serie, de los frenos de seguridad que sean precisos, y de la anchura de la calle.

El freno es un elemento de refuerzo de la entibación que se coloca cuando la niveladura pre-

siona o es falsa, para sujetarla mejor.

Los frenos son de distintos tipos según las funciones que vayan a desempeñar; pueden ser de simple refuerzo de la mamposta más próxima a la niveladura, para lo cual se coloca en la "jugada" una cuarta mamposta, próxima a aquella, y se afianzan entre sí con una pieza o "codal". (Figura 14-a).

Si la calle es demasiado ancha para la niveladura, por haber hecho un posteo espaciado, se coloca un "freno intermedio" para disminuir el vano libre de la niveladura a la mitad; este freno es una mamposta con "balsa" a techo y muro o balsa y bastidor según los casos (Figura 14-b).

Finalmente se puede colocar un freno de refuerzo sobre los anteriores, si la corona presiona: este "freno de refuerzo" o "longarina de refuerzo" (Figura 14-c), lleva una pieza de apoyo de las mampostas superiores de las jugadas y frenos intermedios, sujetándolas con ayuda de torrapuntas a techo y muro.

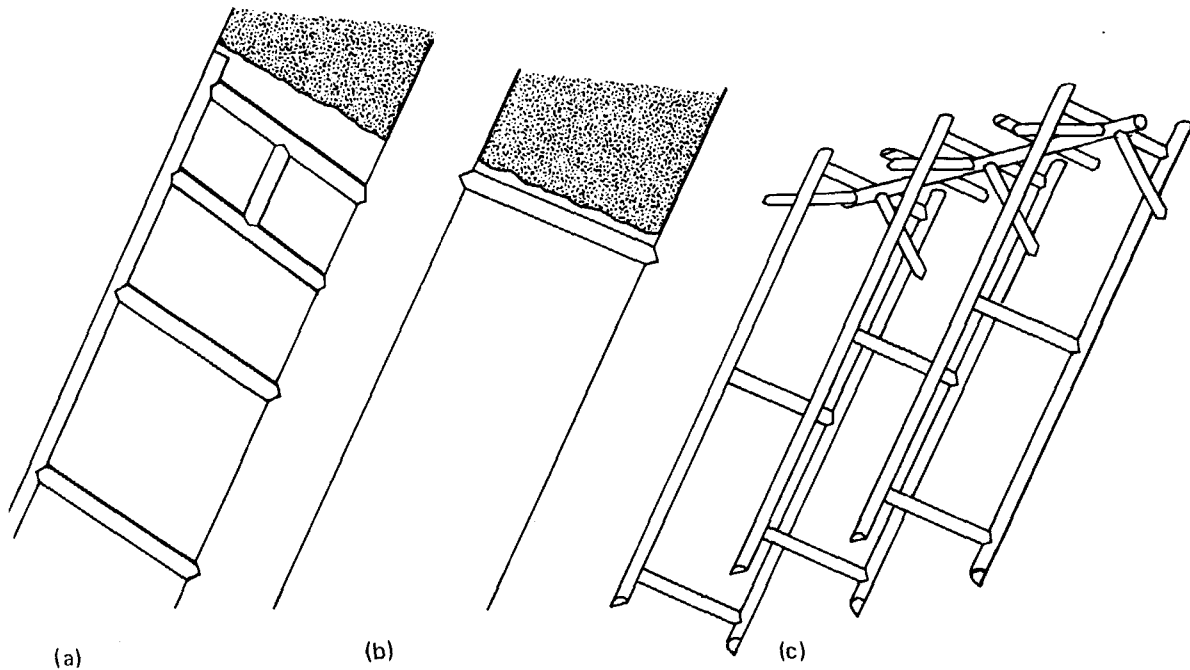


FIG. 14

3.1. Aplicación de los testeros en las cuencas del Norte de España.

El yacimiento en que se aplica este método de explotación tiene la característica de que sólo el 30 % de los talleres pueden considerarse uniformes, o sea sin fallas o cambios de potencia.

El 70 % restante son irregulares: bien porque tienen cambios de potencia, aunque su trazado sea regular, lo que ocurre en un 29 %; que tengan fallas que cortan los talleres, en un 13 %; o el peor caso, que será aquel en que haya fallas y cambios de potencia, lo que sucede en el 28 % de los talleres.

La pendiente de las capas varía y así se pueden considerar los siguientes tipos de explota-

ciones:

- Talleres verticales = Con pendiente superior a 75° , el 8 %.
- „ semiverticales = Pendiente entre 60° y 75° , el 29 %.
- „ inclinados = Pendiente entre 40° y 60° , el 37 %
- „ tumbados = Pendiente entre 0° y 40° , el 26 %

en estos últimos no se emplea apenas el método de testers, ya que la introducción de rellenos y la evacuación del carbón no puede realizarse por gravedad.

Aparte de la pendiente, la influencia de la potencia es muy fuerte en la productividad.

La disposición más general de las explotaciones es la de “rasgado”, sin el empleo de macizos de protección de carbón en las galerías; con esta disposición el número de talleres es el 86 % del total, mientras sólo el 14 % sigue aplicando macizos.

En general, en las explotaciones de estas cuencas, la galería inferior, se lleva en el 79 % de los casos por la misma capa y sólo el 21 % de los talleres tiene galería en estéril para la carga de carbón.

En cuanto al diseño del taller propiamente dicho hay que considerar que la forma de disponer las niveladuras es función de la pendiente. Entre 35° y 45° de pendiente los tajos tienen que ser oblicuos y las niveladuras inclinadas con la horizontal. Por encima de 45° las niveladuras serán en general horizontales, ya que es la posición que mejor se adapta a los trastornos de la capa.

Para potencias superiores a 1,50 m y pendientes por encima de 60° es frecuente dar a la niveladura una inclinación descendente de 15° a 30° .

La dimensión de tajos y niveladuras debe ser tal que la línea de crestas de testers sea siempre paralela al talud del relleno (Figura 15). Además, la altura del testero ha de ser múltiplo de la longitud del bastidor.

De todos modos hay dimensiones óptimas para cada pendiente y así tenemos:

- Pendiente entre 65° y 90° .
- Relación 1/1 entre niveladura y altura de tajo.

Por razones de seguridad no deben sobrepasarse las niveladuras de 6 m.

- Pendientes entre 60° y 65° .

Relación 4/5; bastidor de 2,50 y series de 2,50 o de 5 m de altura.

En talleres seguros se podrá llegar a series de 7,5 m de altura.

- Pendiente de 48° a 60° .

Relación 2/3; bastidor de 3 m y series de 3, 6, 9 y 12 m de altura.

Naturalmente no todos los rellenos adoptan un talud de equilibrio de 45° y las calles no siempre tienen el ancho de 1 m. Así para cada caso particular se debe realizar el mayor ajuste posible al caso teórico, usando las longitudes apropiadas de bastidor y altura de series.

En la Figura 15 y en el cuadro que la acompaña se encuentran los parámetros de la geometría de la explotación.

A continuación se describe un prototipo de explotación de la cuenca central de Asturias. Fig. 16.

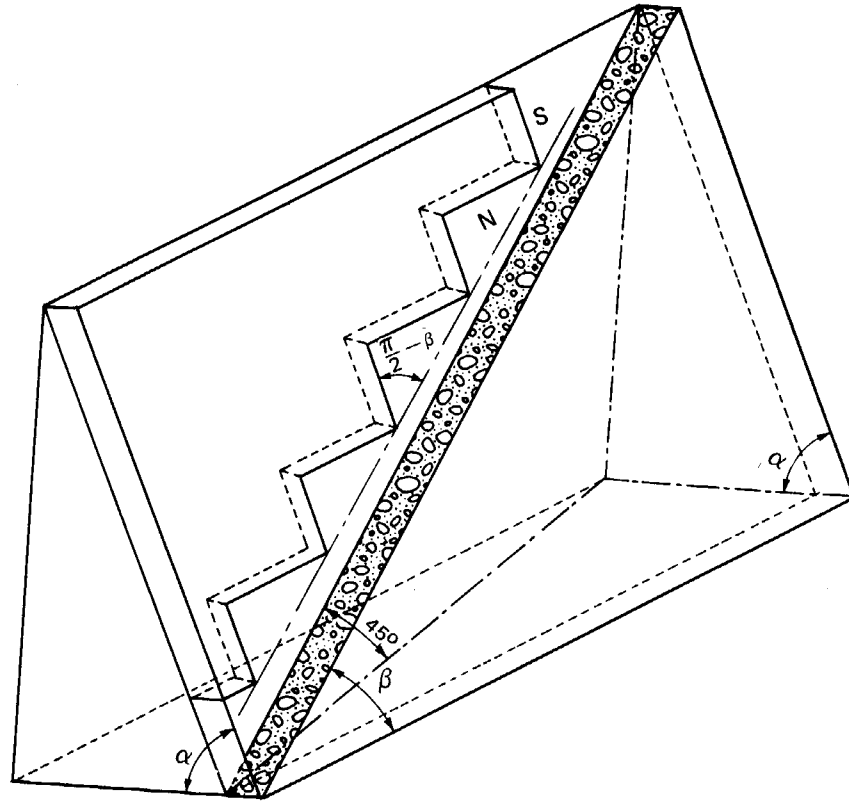


FIG. 15

α	β	$\frac{\pi}{2} - \beta$	$\frac{N}{S} = \text{tg} \left(\frac{\pi}{2} - \beta \right)$
90°	45	45	1,000
85°	45,22	44,78	0,992
80°	45,89	44,11	0,969
75°	47,06	42,94	0,930
70°	48,81	41,19	0,875
65°	51,28	38,72	0,801
60°	54,74	35,26	0,707
55°	59,68	30,32	0,584
50°	67,38	22,62	0,416
45°	90,00	0,00	0,000

Taller formado por 23 series de 5 m de frente y 5 m de niveladura; o sea, relación 1/1.

El taller se lleva de "rasgado" sin macizos sobre la guía de base. Las guías se llevan avanzadas por delante del taller.

Las variantes en otros talleres sobre el prototipo se refieren sólo al número de series y a las dimensiones de la niveladura, que oscila entre 3,6 m y 6,2 m, y del frente de la serie que varía entre 4,8 y 7,75 m.

El relleno puede ir con la misma pendiente de su talud natural, como ocurre en el prototipo de la figura 15, pero en otros en los que el frente es de mayor pendiente hay que frenar el relleno, sujetándolo con barreras de madera apoyadas en las mampostas, para conseguir, con un escalonado del mismo, mantener un talud paralelo a la línea de cresta del frente en testeros.

Como ya se ha dicho, el arranque en todos los talleres de Asturias que se llevan por testeros se hace con martillo picador, con rendimientos por picador y relevo que oscila entre los 7.000 y los 13.000 kilogramos.

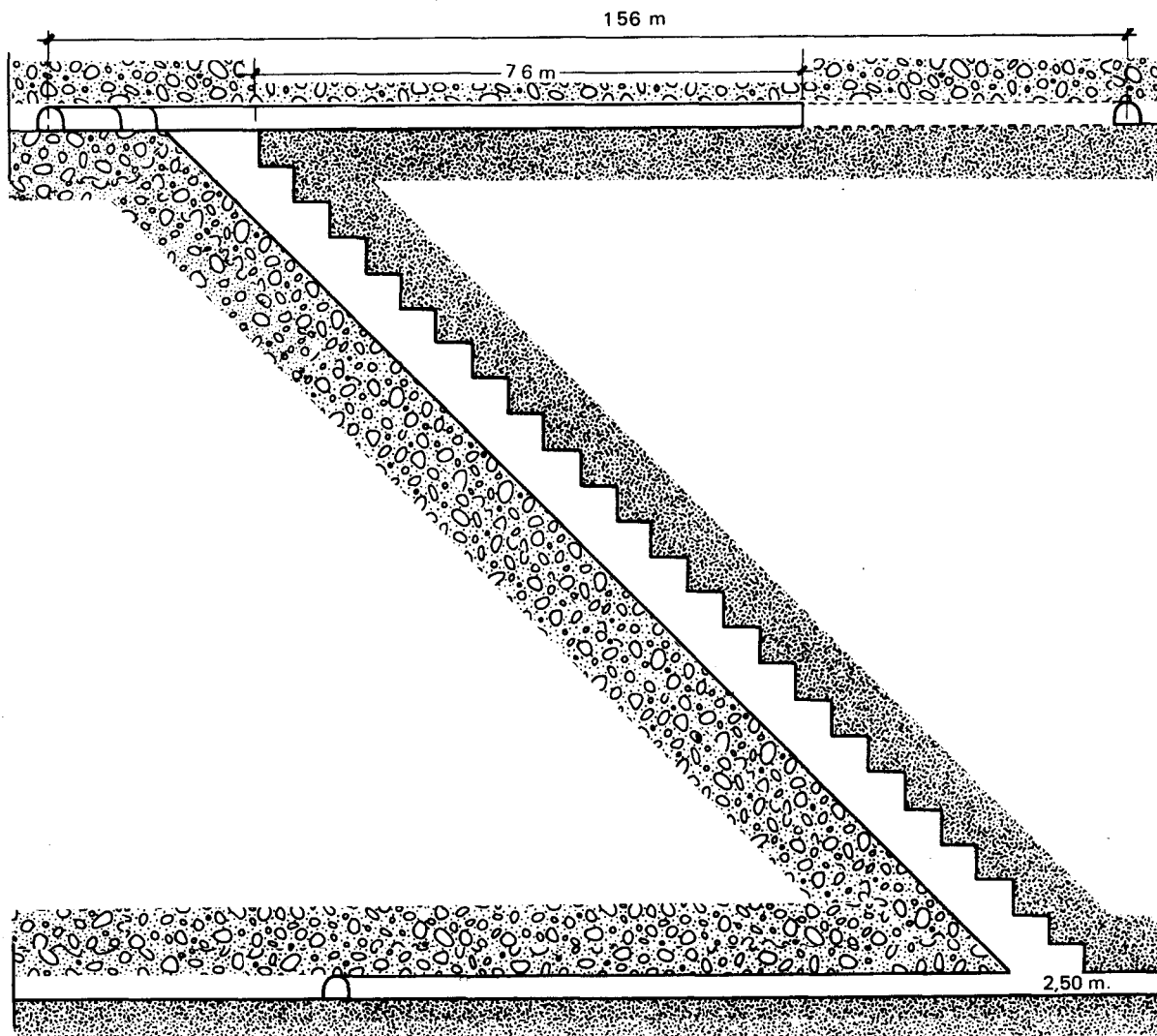


FIG. 16

En todos los talleres descritos con pendientes superiores a 40° y que avanzan en testeros se controla el techo con relleno, que puede ser calibrado o no según las circunstancias de situación del taller. En bastantes casos hay que acudir a castilletes de madera para suplir las lagunas en el relleno. El índice de relleno o relación de vagones del mismo a los de carbón oscila entre el 0,25 y el 0,75.

4. Método de frente largo en capas potentes

En este apartado se consideran aquellos frentes largos atípicos, por ser aplicados en capas de carbón potentes formando parte de los métodos de explotación clásicos en estas capas: bien rebanadas horizontales o rebanadas inclinadas según la pendiente.

En estas variantes se aplica el frente largo en una fase de explotación dentro de la rebanada, y a esta fase puede seguir simplemente el hundimiento del techo, que puede ser el auténtico de la capa o el hundimiento mezclado con el de los minados de rebanadas superiores; o bien al avance del frente largo le acompaña el desplome (soutirage) de la corona de carbón que se ha dejado previamente como techo.

De estos métodos se describen ejemplos de las cuencas de León y Andorra (Teruel).

4.1. Método de explotación en tramos horizontales hundidos de Santa Lucía (León).

Entre los métodos de explotación en capa potente tenemos como ejemplo el de la capa Pastora de la Cuenca Ciñera-Matallana en León. La capa tiene una potencia variable de 7 a 40 m y una pendiente de 30° , por lo que las rebanadas alcanzan a veces 100 m de anchura. Estas rebanadas se dividen en cuarteles de 200 m a 400 m con un frente largo de unos 80 m, teniendo la rebanada una altura en carbón de 8 m. El arranque se hace primero en frente largo con una altura de 2,5 m, quedando en el techo un macizo de corona de 5,5 m.

El arranque del tajo se hace con rozadora de tambor y el techo se sostiene con pilas auto-desplazables (Fig. 17). Una vez rozado todo el frente y avanzadas las pilas se produce la segunda fase del arranque: el derrumbe o "soutirage" del macizo de carbón de corona. A este derrumbe se le ayuda con disparos para facilitar la caída del voladizo de carbón. Para separar el carbón de

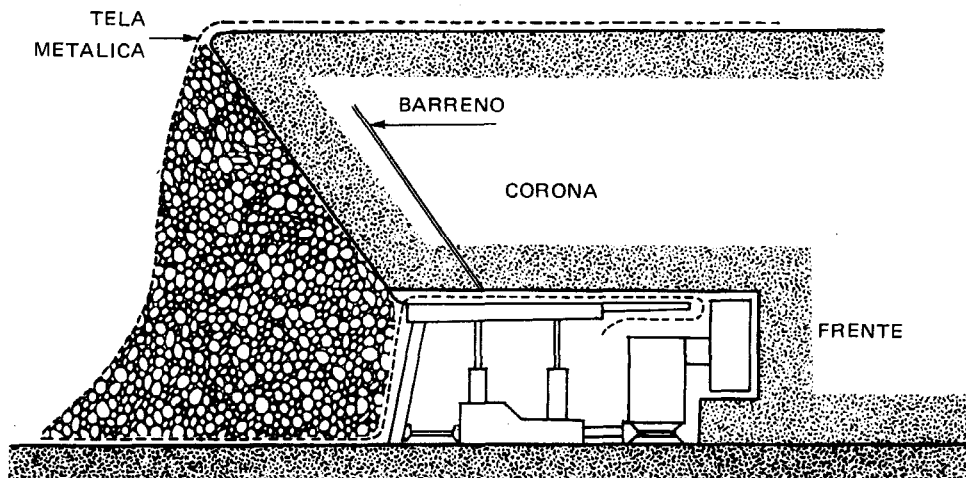


FIG. 17

las tierras que se hunden se colocan telas sobre las pilas. Estas telas sirven también para contener el carbón y guiarlo para cargar en el transportador que se lleva detrás de la pila.

Este sistema de derrumbe ("soutirage") se utilizó en esta capa por primera vez. Después se aplicó, como se verá, en la explotación de lignitos.

4.2. Explotación de lignitos en tajo largo y derrumbe ("soutirage") según pendiente de la capa. Minas de Andorra (Teruel).

(Kindelán, 1984).

La Mina Innominada explota una capa con una disposición arrosariada, variando enormemente la potencia de unos puntos a otros, desde un mínimo de 5 metros hasta un máximo de 11 metros. El buzamiento de esta capa varía entre 6° y 18° .

El techo es de arcilla carbonosa muy deleznable, de espesor variable, sobre la cual descansa un banco de arenas sueltas saturadas casi siempre de agua. Esta arcilla desaparece en ocasiones apoyándose directamente la arena sobre la capa de lignito.

El muro lo forman unas margas arcillosas de 15 a 20 metros de potencia, de muy baja capacidad portante y sumamente plásticas. Estas margas descansan sobre las calizas Aptenses, en las que está ubicada la infraestructura de la mina. Esta última la forman planos inclinados y galerías generales en dirección. Desde las galerías generales y perpendiculares a ellas se abren unos recortes hasta cortar el carbón.

La preparación en carbón consiste en dos niveles en dirección, uno de base y otro de cabeza emboquillados desde los recortes correspondientes a dos plantas consecutivas. Estos niveles tienen una longitud variable de 100-140 m y van trazados por el muro de la capa con rozadora cargadora (Figura 18).

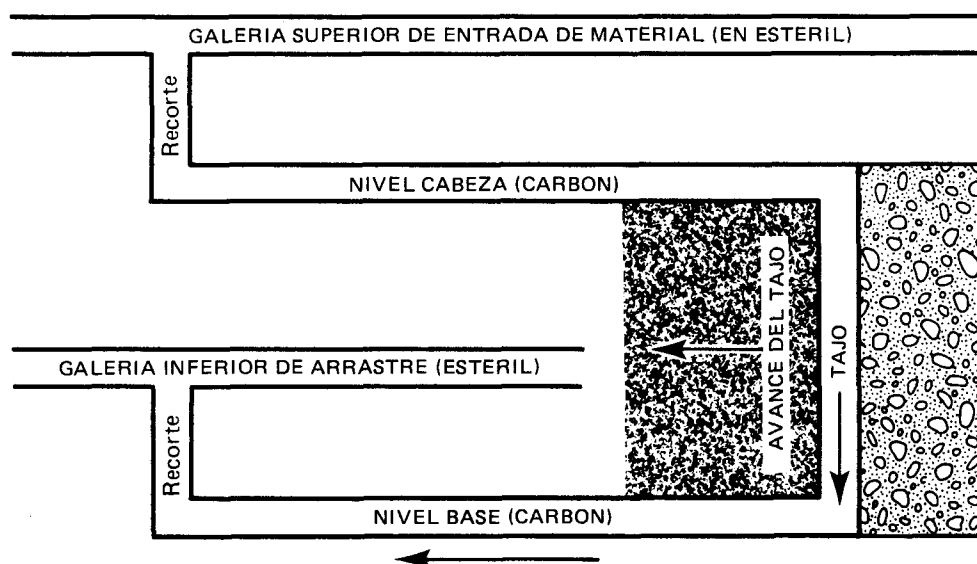


FIG. 18

El nivel de cabeza es de entrada de material y retorno de ventilación. El nivel de base es de salida de carbón.

El sistema de explotación es el de frente largo con derrumbe ("soutirage") en retirada.

La entibación está formada por mampostas de fricción, y bastidor metálico.

La monta de la explotación se realiza en sentido ascendente, de nivel de base a nivel de cabeza, según la línea de máxima pendiente de la capa, y teniendo como guía el muro de la misma.

El arranque se hace con martillo picador y la carga sobre transportador blindado.

El avance diario es de una calle de 1,25 metros x 2,50 metros de altura y en toda la longitud del tajo. Este avance unido al hundimiento de la corona ("soutirage") y traslado de transportador, constituyen el ciclo de trabajo realizado en tres relevos a lo largo de las 24 horas del día. Ver Figura 19.

Se empieza abriendo el frente en una profundidad de 1,25 m; después se coloca de forma paralela al frente, y solapada con tela de la calle anterior un rollo de tela metálica galvanizada, sujetándola contra la corona, con los bastidores metálicos. Entre los bastidores y la tela se ponen bastidores de eucalipto de 2,5 metros de longitud.

Una vez asegurado el techo, el picador continúa rebajando todo el carbón hasta el muro.

Continuando con ésta secuencia se llega de una postura a la siguiente.

Los mismos picadores colocan una fila de mampostas de fricción apoyadas sobre bastidor de madera de 2,50 metros, sujetando de forma definitiva los bastidores correspondientes a la calle picada.

El transportador blindado del tajo vierte el carbón en el transportador del nivel base y éste al de recorte, que lo hace a la cinta transportadora de la galería general.

Para el correcto aprovechamiento del macizo de corona de carbón, es imprescindible su previa rotura con explosivo. Para ello se realizan tiros en corona dispuestos a lo largo del frente y separados 60 cm.

La longitud de los barrenos es de 3 a 5 metros, según el macizo.

Esta operación es simultánea al relevo de arranque.

El hundimiento tiene lugar en el segundo relevo, y los equipos de hundidores se encuentran el tajo como indica la figura 19-b.

Una vez limpia la calle, se empieza a retirar la entibación de refuerzo, consistente en dos mampostas por bastidor, pasándola a la calle siguiente (letra B). Seguidamente se coloca una tela metálica, sujeta a las mampostas de la calle anterior, para contener el carbón, comenzando a continuación la recuperación de las mampostas de abajo hacia arriba sacándolas con un polipasto neumático.

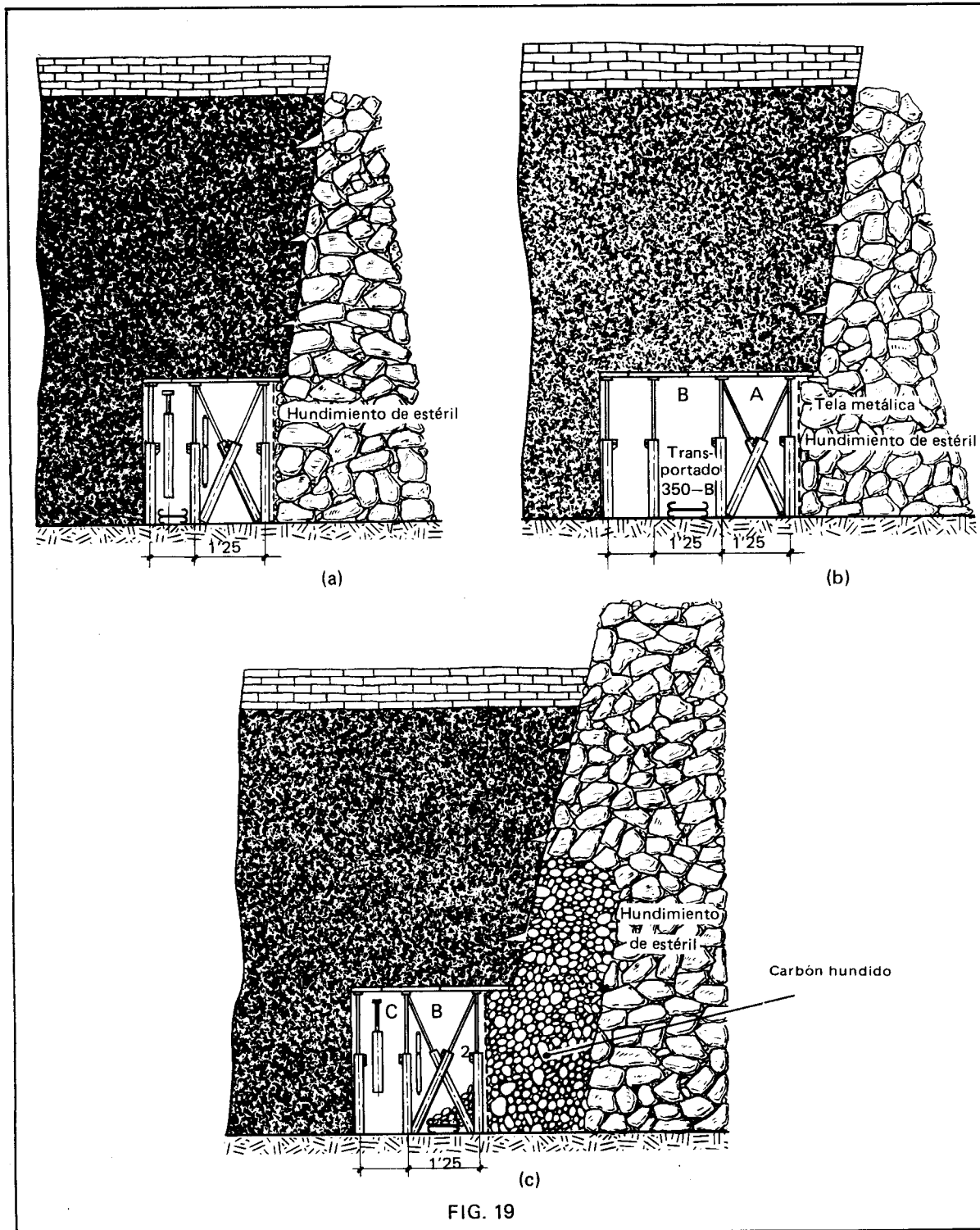
Los bastidores se apilan, con las mampostas, en la calle anterior para su posterior utilización en el relevo de avance del frente.

El derrumbe ("soutirage") se lleva a cabo en el tercer relevo y el equipo se encuentra el tajo como se indica en la figura 19-c.

Antes de comenzar a derrumbar se saca toda la madera que haya en el hundimiento.

Cada minero se ocupa de una longitud aproximada de 10 m y se abren agujeros en la tela metálica justamente encima del transportador para aprovechar mejor el carbón.

Los agujeros abiertos deben estar próximos unos a otros (70 cm de distancia).



El minero recorre así unos 10 metros de una manera consecutiva, consiguiendo que baje el carbón de una forma regular, evitando entonces que se formen conos a través de los cuales pueda bajar la pizarra o incluso la arena, quedando detrás el carbón.

Los agujeros abiertos en la tela deben ser pequeños, para que puedan ser cerrados en cualquier momento, evitando así la salida incontrolada del carbón.

Al final del relevo de arranque se realiza la operación de cambio de transportador a la calle del frente, desmontando dicho transportador.

4.3. Método de frente largo con hundimiento en tramos inclinados (*inclined slicing with caving*) en Andorra (Teruel)

Este método consiste en considerar la capa como formada por varias, de 2 a 3 m de potencia, superpuestas, y arrancarlas sucesivamente de techo a muro, por el método de frente largo con hundimiento controlado. (figura 20).

La pendiente de la capa no debe pasar de 30° . Normalmente la capa tiene 18° de pendiente y 6 a 10 m de potencia.

La preparación se inicia recortando la capa desde las galerías en roca y desde el recorte se

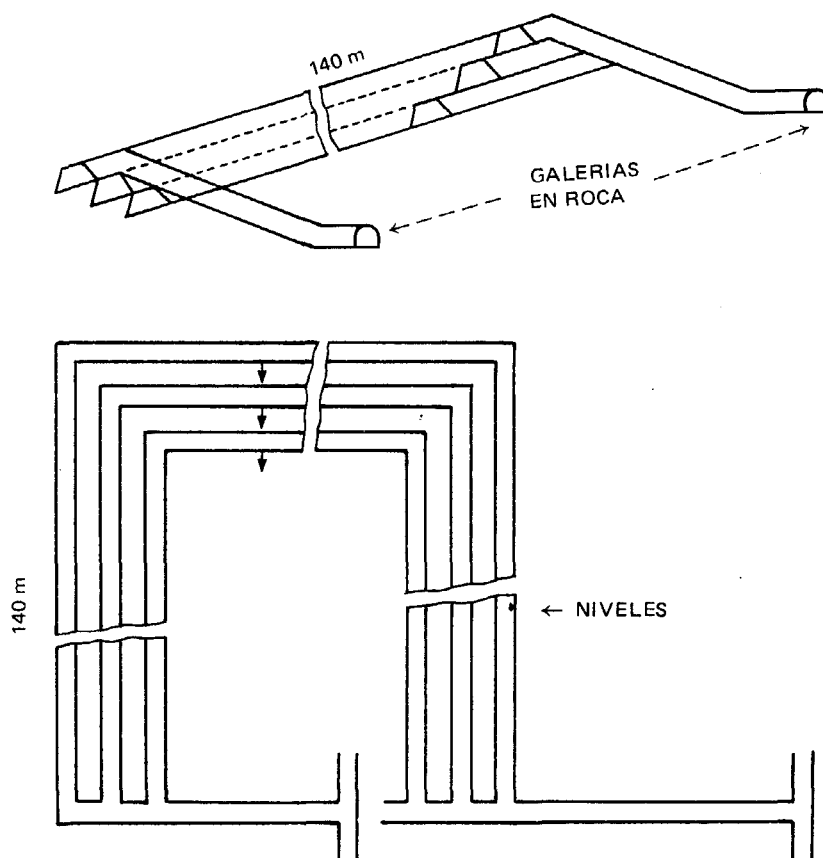


FIG. 20

sube a los tres niveles por medio de rampones, quedando dividida la capa en tres tramos de 2,5 a 3 m de potencia.

Para montar el primer tramo se guían los niveles del techo, de cabeza y base de la capa, hasta avanzarlos a unos 14 m; en este punto se comunican con una chimenea inclinada desde la que se inicia la explotación del tajo en retirada; ésta se realiza por el sistema convencional de frente largo, con una longitud de tajo de 140 m.

El segundo y tercer tramo se preparan igual, pero separando las guías unos 5 m con lo que los frentes son de 130 m, en el tramo segundo, y de 120 m en el tercero.

El arranque se ha mecanizado, pero se ayuda con barrenos y explosivos.

Se controlan los hundimientos con estemples de fricción y monteras metálicas, y colocando un emparrillado metálico en el piso de cada tramo. El tramo uno tiene como techo el de la capa y como muro el carbón del tramo dos.

El tramo dos tiene por techo el emparrillado y sobre él las tierras del techo hundido y como muro el tramo siguiente.

El último tramo tiene ya de muro el de la capa.

5. Métodos especiales en otras cuencas de carbón.

Además del frente corrido, frente largo o testers, que son los más generalizados, hay yacimientos que por sus condiciones especiales aplican con éxito mayor o menor otros métodos.

Nos vamos a limitar a describir muy brevemente el empleado en la cuenca de Espiel (Córdoba) de “niveles hundidos con derrumbe” y el de “cámaras y pilares” de Andorra (Teruel).

5.1. Método empleado en Encasur (Peñarroya)

(Manrique y otros — 1984)

En la capa Candelaria, de Espiel, se emplea el método de “tramos horizontales hundidos”; el hundimiento del techo sigue al arranque del carbón que se realiza en dos fases. La capa tiene 35/40° de pendiente y 2,20 m de potencia, aunque tiene anchurones que alcanzan hasta 6 m. Los hastiales, techo y muro son irregulares y varían mucho de calidad.

La capa se prepara, como se ve en la Figura 21, entre dos plantas separadas 65 m.

A la capa se accede desde el pozo por sendas galerías en estéril situadas al muro de la capa, en cada una de las plantas, que avanzan en su preparación hacia la derecha de la figura.

Dichas galerías en roca comunican con la capa cada 85 m por medio de una travesía horizontal, enlazando con las correspondientes guías de cabeza y base, que avanzan en su preparación en la misma dirección y sentido que las galerías en roca.

Estas guías se comunican entre sí por medio de rampones o chimeneas avanzadas por la capa, cada 85 m.

Preparado el cuartel se perforan sobreguías, empezando por la cabeza hacia la base, y avanzándolas en la misma dirección que las labores de las galerías en roca y las guías.

Una vez que las sobreguías llegan a enlazar las chimeneas, se inicia el arranque del carbón

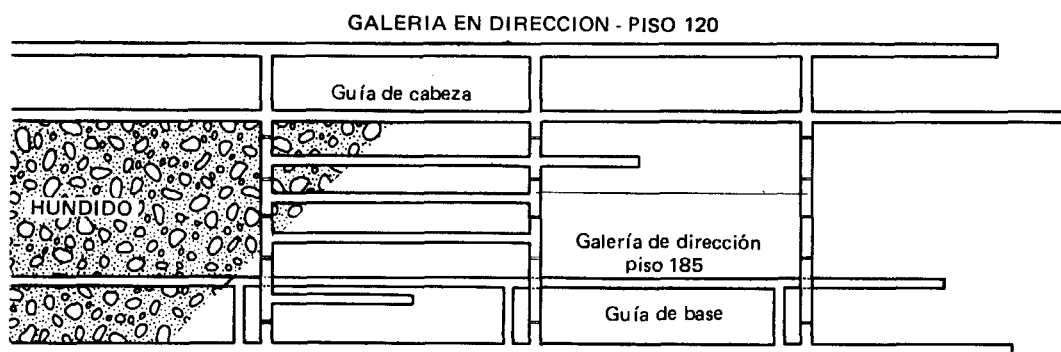


FIG. 21

de cada tramo comprendido entre los niveles y las chimeneas empezando por el de cabeza. Este arranque se hace en el mismo sentido que las preparaciones y procurando que el hundimiento se mantenga con un frente de 45° .

El arranque tiene dos fases como se dijo, en la primera se avanza el nivel, sacando el carbón correspondiente, y en la segunda se recupera el carbón del macizo de corona con derrumbe o ("soutirage") del mismo. Las dos operaciones se realizan con explosivos.

El transporte del carbón se hace en transportador en los niveles y canales: fijos en la chimenea.

La entibación, en los niveles y chimeneas, se efectúa con cuadros deslizantes, tipo TH, separados 1 m.

5.2. Método de explotación por cámaras y pilares con arranque por trazadoras de arranque puntual. Andorra (Teruel).

(Morales y otros, 1984)

En la capa "La Oportuna" se ensayó este nuevo método para sustituir al antiguo de tramos inclinados con frente largo, empezando en 1980.

En la zona en que se aplica, la capa tiene 28° – 32° de pendiente y una potencia de 6 a 18

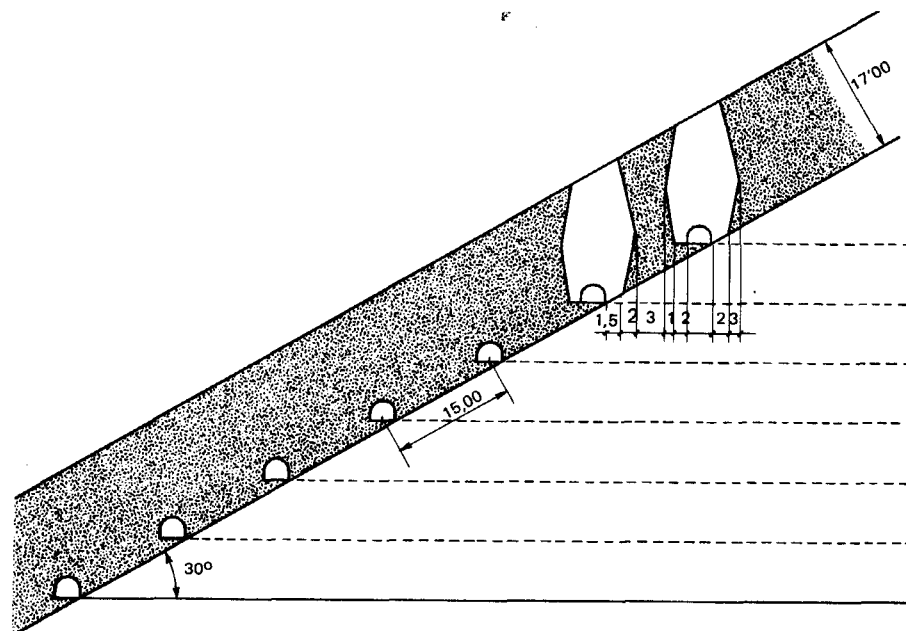


FIG. 22

metros. Techo de arcillas y margas arcillosas y sobre ellas un lecho grueso de arenas con agua.

Muro de margas arcillosas de 15/20 m de potencia que descansan sobre la caliza del Aptense y propensas a fluir hacia el hueco.

Desde el pozo colector en caliza se recorta la capa con niveles transversales cada 15 m, según la pendiente. Una vez cortada la capa, se avanzan con el minador puntual niveles de unos 50 m a cada lado del recorte, y al llegar al final se procede al derrumbe ("soutirage") de la capa en corona con ayuda de explosivos, quedando la labor como se indica en la figura 22.

6. Resumen y observaciones

El problema de las cuencas de hulla de la zona Noroeste de España es que reúne las malas condiciones de su poca potencia, una excesiva pendiente y una irregularidad muy grande en su estructura geológica.

Todo ello hace que sea muy difícil la aplicación de los métodos de frente largo mecanizado, que son los de mayor seguridad y rendimiento.

El método de testers, que es en muchos casos el único posible, es poco rentable por su exceso de mano de obra y menos seguro por ser más difícil su vigilancia.

Por otra parte es preciso que en las capas en las que es posible la aplicación del frente largo, se aplique éste con criterios técnicos bien estudiados, de forma que el laboreo sea correcto y poder así obtener el máximo de seguridad y rendimiento.

Debe señalarse, como conclusión, que el verdadero camino a seguir es continuar la investigación sobre la adaptación de métodos de explotación más seguros y rentables que los de testers.

Además, cuando se puedan aplicar estos métodos, habrá que adquirir un conocimiento completo de los condicionantes geotécnicos y mineros de la cuenca, tanto de sus capas como de sus rocas encajantes.

*

BIBLIOGRAFIA

- AYALA y E.A.T. (1983) *Influencia de las características geomecánicas de los hastiales en los Tajos.* IGME.
- CUADRA, L. (1974) *Laboreo de Minas.* Litoprint, Madrid.
- ECHEVARRIA y otros (1980) *Investigación de una rozadora en Hunosa.* Jornadas Mineras de Barcelona.
- GARCIA y otros (1978) I. Jornadas Técnicas de Hunosa - Tomo II.
- KINDELAN, (1984) *"Explotación de lignitos en tajo largo.* Jornadas Mineras de Barcelona.
- LUQUE, (1980) *Jornadas Técnicas de Hunosa - Tomo IV.*
- MANRIQUE Y otros, (1980) *"Experiencias de mejoras en el pozo Espiel".* Jornadas Mineras de Barcelona.
- MORALES y otros, (1984) *"Arranque en capverticales les con rozadora".* Jornadas Mineras de Barcelona.
- VILLAMIL, (1984) *Nota sobre frente largo.* Comunicación personal.

*

2.- movimiento y presiones del terreno alrededor de un frente largo

INDICE DEL CAPITULO II

	<u>Pág.</u>
1. Descripción de los fenómenos observados en un frente largo	47
2. Investigaciones españolas	51
3. Altura del techo inmediato	54
4. Teoría sobre la distribución de presiones y deformaciones en frente largo	56
4.1. Vertical normal	57
4.2. Arco o bóveda	58
4.3. Viga	62
4.4. Mecánica elástica	65
4.5. Wilson. Mecánica de rocas blandas	67
5. Modelos físicos	76
6. Estudio en capas verticales	77
7. Resumen	88
BIBLIOGRAFIA	89

★

**MOVIMIENTO Y PRESIONES DEL TERRENO
ALREDEDOR DE UN FRENTE LARGO**

1. Descripción de los fenómenos observados en un frente largo

Según PENG y CHIANG (1984), al abrir un hueco con la explotación de una capa se desequilibra el campo de tensiones en su entorno. Por ello se producen movimientos de los estratos de rocas comprendidos entre el plano del techo y la superficie, y presiones de apoyo a ambos lados de la explotación y en el frente.

Cuando una explotación en frente largo, de suficiente longitud y anchura, se arranca, los estratos del recubrimiento se alteran desde el techo a la superficie. La Figura 1 muestra las tres zonas del movimiento causado por el arranque del carbón. La zona hundida es la inmediata al carbón y tiene un espesor variable entre dos y ocho veces la potencia de la capa. Al hundirse esta zona caen sus estratos sobre el muro de la capa y se rompe en trozos planos de diferentes tamaños que se disponen de forma caprichosa. El volumen del montón de trozos de esta zona hundida es mayor que el que tenía la roca *in situ*. La relación de estos dos volúmenes se llama coeficiente de expansión o esponjamiento.

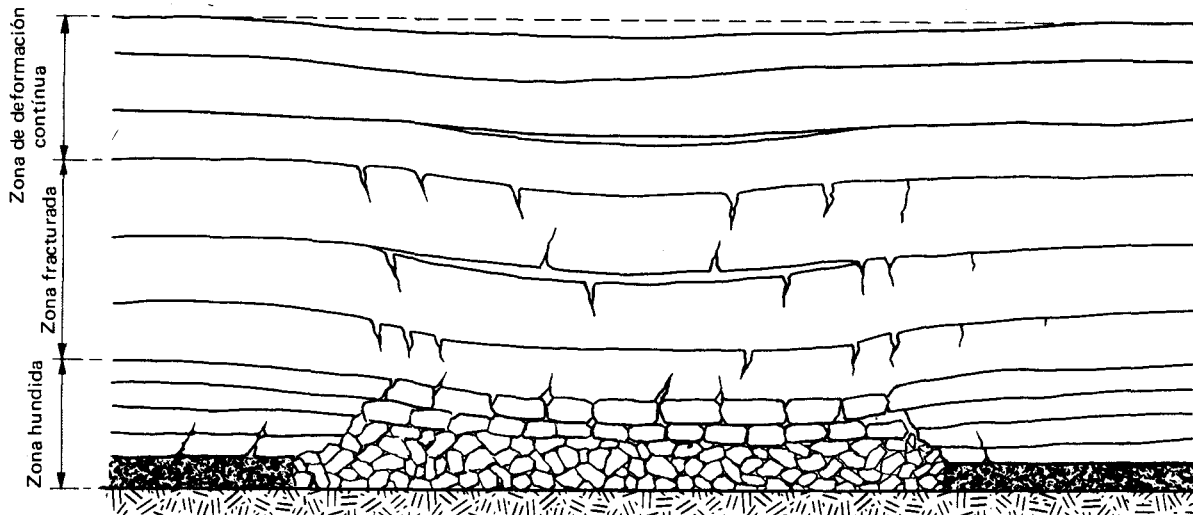


FIG. 1

Este coeficiente tiene mucha importancia porque fija la altura de la zona hundida.

Sobre la zona hundida está la zona fracturada. En ella están rotos los estratos, separados en bloques por fracturas verticales o subverticales y horizontales; éstas debidas a la separación de los estratos.

Los bloques adyacentes están total o parcialmente en contacto. De este modo permanece en el estrato una fuerza horizontal, transmitida a través de sus trozos. Así los bloques de ese estrato no pueden moverse libremente, sin afectar al movimiento de los dos bloques adyacentes. Esos estratos rotos en contacto pueden llamarse "vigas transmisoras de fuerza". El espesor de la zona fracturada oscila entre 28 y 42 veces la potencia de la capa, de forma que el conjunto de zonas hundida y fracturada alcanza 30 a 50 veces la potencia de la capa.

Entre la zona fracturada y la superficie se extiende la zona de deformación continua. En ella no hay rotura y se comporta como un medio continuo. Estas tres zonas se han reproducido en modelos de laboratorio.

De las dos primeras zonas del recubrimiento de que se ha hablado, la parte de los estratos situada inmediatamente sobre la línea del techo, y que debe hundir en el hueco abierto inmediatamente detrás del avance del sostenimiento del frente (Fig. 2), es la que se denomina *Techo inmediato*.

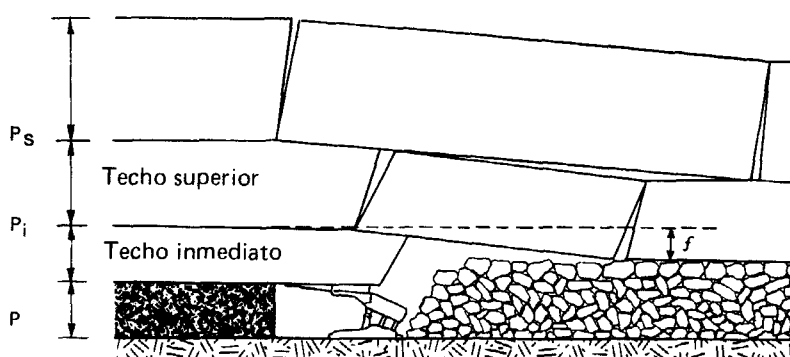


FIG. 2

Este techo inmediato al romper y hundir, no puede transmitir ninguna fuerza horizontal en dirección del avance del frente. Además el sostenimiento debe soportar su peso. Sobre el techo inmediato, los estratos de la parte baja de la zona fracturada constituyen el techo superior. Los demás estratos sobre el techo superior no afectan la estabilidad del techo en la zona del frente. En el techo superior los estratos están rotos pero no pierden sus contactos. Por esto pueden aun transmitir fuerzas horizontales, aunque el extremo trasero del estrato está generalmente más bajo que el del frente, situado sobre el sostenimiento.

Los estratos del techo superior rompen periódicamente. La clave del control del techo superior es limitar el efecto de impacto de su rotura y hundimiento.

Lo más importante para el control del techo es el techo inmediato.

Por lo dicho, el "techo superior" es el que comprende la parte de estratos no hundidos, pero afectados por roturas en la parte baja de la zona fracturada del recubrimiento. Este techo tiene roturas periódicas que repercuten como golpes de techo en la explotación.

El espesor del techo superior se puede determinar analizando la columna estratigráfica del recubrimiento.

Una vez montado el frente largo, empieza el avance del mismo al arrancar el carbón. Ello produce un hueco que da lugar al movimiento del recubrimiento, que se realiza en dos tiempos. El primero comprende desde que se monta la explotación hasta el hundimiento del techo in-

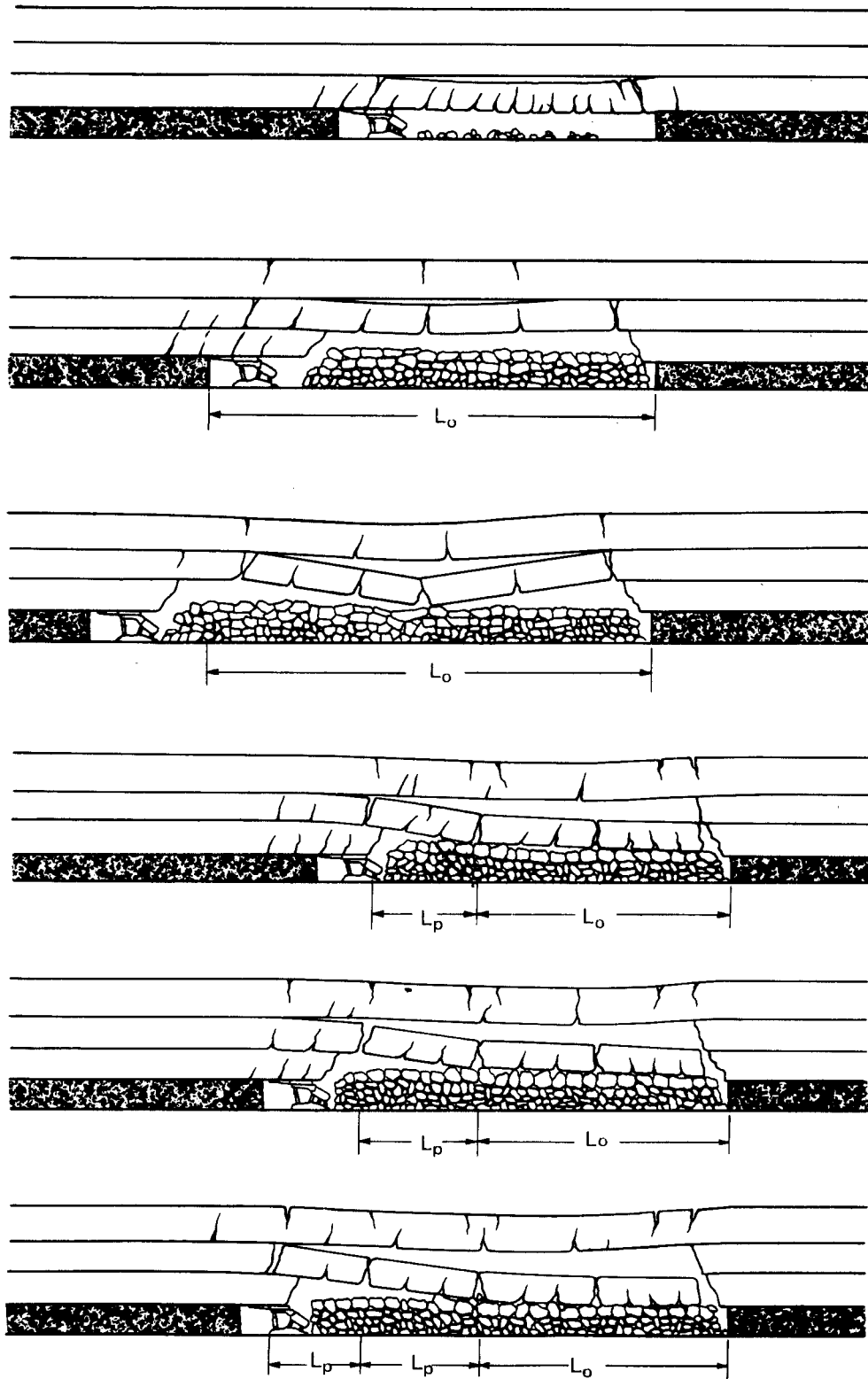


FIG. 3

mediato, y después, dentro del mismo, empieza la rotura del techo superior. La presión máxima de esta primera fase se llama *primera carga*. En ella apenas pesa el techo superior. A la distancia que ha avanzado el frente en esta etapa, L_0 , se la denomina *intervalo de la primera carga*. (Fig. 3).

Después que termina la primera carga, empieza una fase de hundimiento más corto, que sigue periódicamente hasta que termina de explotarse la capa. Esta etapa es la que se llama *carga periódica*, pues en ella los techos inmediato y superior sufren roturas que dan lugar a presiones cíclicas, por separado y conjuntamente. La longitud del intervalo en esta carga periódica, designada por L_p , es más corta que el de la primera fase. (Figura 3).

Cuando el ancho de la explotación, una vez montado todo el frente largo, adquiere un valor determinado, el techo inmediato empieza a comportarse como una viga empotrada, flexando, separándose del techo superior e iniciando las roturas.

El intervalo de la primera fase se puede estimar para el techo inmediato y superior, por las fórmulas:

$$L_{oi} = \sqrt{\frac{2P_i(R_i)}{\gamma_i}} \quad (1)$$

$$L_{os} = \sqrt{\frac{2P_s(R_s)}{\gamma_s}} \quad (2)$$

donde P_i es la potencia del techo inmediato y P_s la del techo superior. R_i y R_s son las resistencias a tracción de los techos inmediato y superior. γ_i y γ_s sus pesos específicos. Una vez que se ha producido la primera carga, se inicia la fase de la carga periódica. En esta fase, y según sus rocas, el techo inmediato hunde rápidamente detrás del sostenimiento del frente. Los estratos inferiores del techo superior comienzan a romper periódicamente produciendo presiones elevadas en

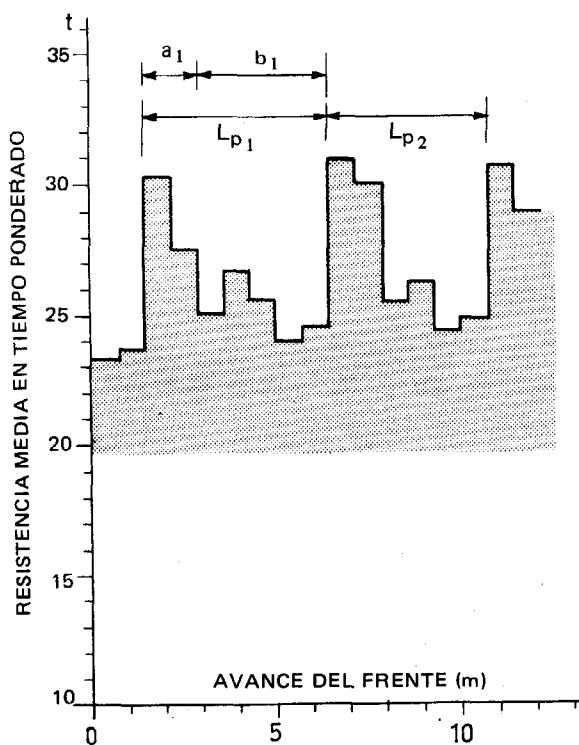


FIG. 4

la zona del frente. Los intervalos L_p dependen de numerosos parámetros. Existen tres parámetros en las características resistentes de la entibación que sirven para predecir la carga periódica del techo. En primer lugar hay que considerar el significativo aumento de la resistencia media en tiempo ponderado.

Tanto la duración de la máxima resistencia como la de la resistencia a la carga media hacen crecer claramente el período de carga del techo. La primera tiene poco interés, pero la duración de la resistencia a la carga media es la verdaderamente importante. En la Figura 4 se reproduce un ejemplo práctico. En ella el intervalo de la carga periódica L_p , se compone de dos partes: *a*) es propiamente el espacio de la carga y *b*) la duración del período de equilibrio.

De modo que $L_p = a + b$.

Otro parámetro a tener muy en cuenta es el

crecimiento rápido del incremento de la resistencia, ya que durante la fase primera de la resistencia del sostenimiento en función del tiempo se incrementa moderadamente después de colocado el sostenimiento y al final del período marca una punta violenta. En la segunda fase, el incremento de resistencia empieza rápidamente al principio y se mantiene con poco incremento hasta el final, en que sube en una pequeña punta que sirve para predecir el golpe de carga periódico.

Durante las cargas periódicas del techo la resistencia cambia en el frente y los dos estemples traseros, de los cuatro del sostenimiento de los escudos-bloques, tienen sensibles diferencias con los delanteros. En la primera fase, no periódica, no hay estas diferencias pero al empezar la fase periódica, la presión de los estemples traseros crece claramente.

En la fase de carga periódica del techo los dos términos más útiles son el intervalo L_p de la carga periódica y la duración del mismo T_p .

El aspecto más normal del hundimiento del techo superior es que cada dos a cuatro períodos cortos de carga del techo, se produce un período más largo. Los ciclos cortos pueden atribuirse a deformaciones y hundimientos de los estratos inferiores del techo superior y duran uno o dos ciclos de avance.

Por otra parte los ciclos mayores de carga más fuerte provocados por el techo superior, duran de tres a siete ciclos de avance del frente.

La máxima resistencia a la carga periódica, $R_{m\acute{a}x.}$ es función del intervalo periódico L_p . Se ha podido establecer que:

$$R_{m\acute{a}x.} = m + n L_p$$

donde m es una constante que depende de las propiedades de los estratos del techo superior hundidos y n es una constante relacionada con el intervalo. Estas constantes se determinan en cada yacimiento.

La estratigrafía del techo de una capa varía de capa a capa, de mina a mina y de cuartel a cuartel, y aun dentro del propio cuartel, con ella varían los movimientos.

Cuando se abre un hueco, al arrancar una capa, las tensiones que estaban en un principio distribuidas uniformemente, se alteran en su equilibrio. Por ello se forma una zona descomprimida en el techo de los huecos, y la carga se transfiere a las zonas de carbón virgen. En el frente y en los bordes de la explotación se presentan tensiones verticales superiores a la normal del recubrimiento, que se conocen como presión de apoyo o estribo.

En la Figura 5 se indican estas distribuciones de las tensiones sobre el carbón.

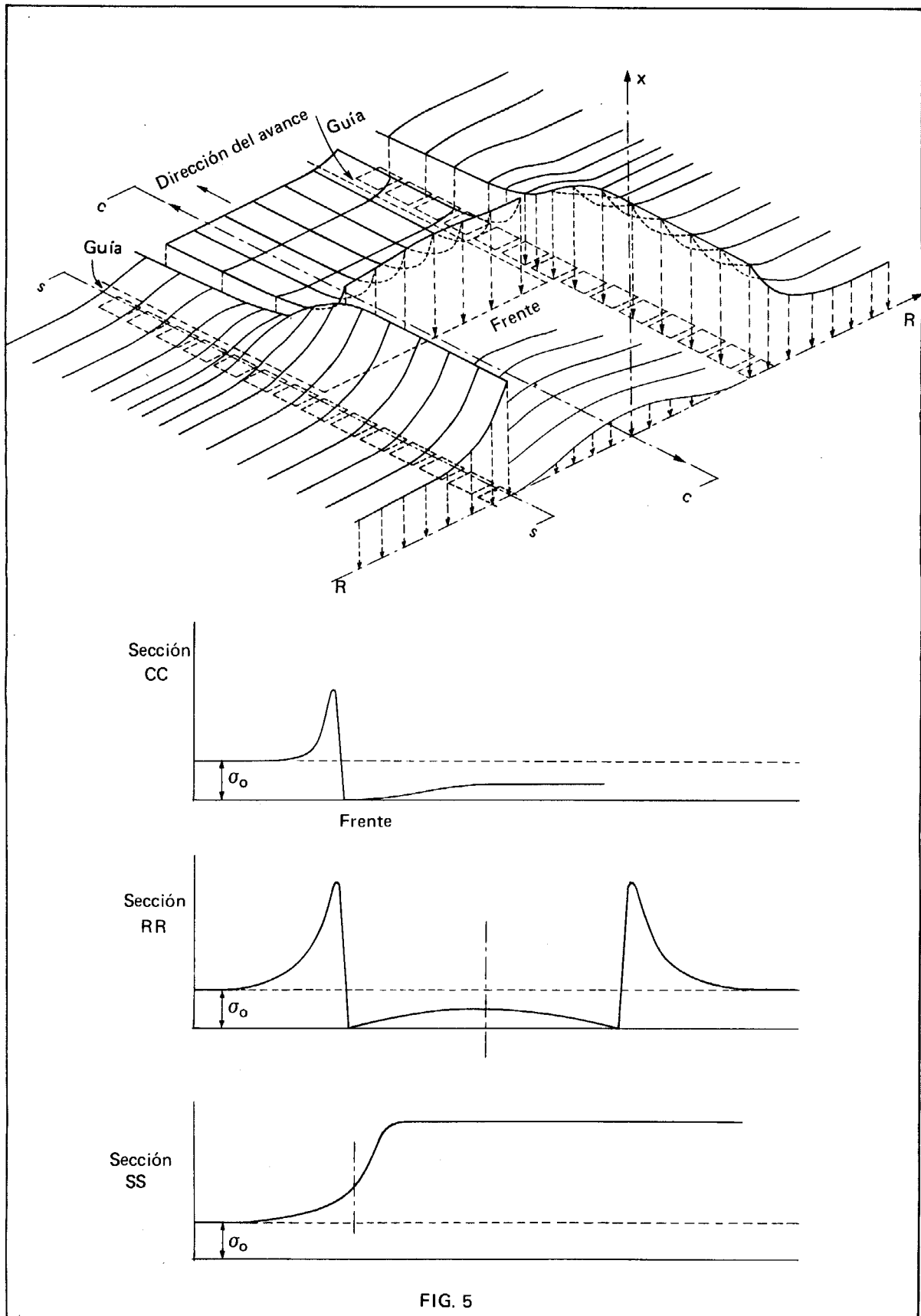
Como se ve las tensiones máximas están en los bordes del cuartel, en las guías de base y cabeza y en la vertical del frente.

2. Investigaciones españolas

(P. Ramírez Oyanguren 1972)

El único trabajo sobre este tema es el realizado en la mina Esparza, de Potasas de Navarra, S.A., en la explotación de una capa de silvinita de 2 m de potencia.

La pendiente es de 12° y el arranque se hacía con frente largo y hundimiento controlado.



Se realizó una campaña de medidas con extensómetros en sondeos, células de carga en los hundimientos, medidores de presión y medidores de convergencia en el frente y las guías, etc.; con ello se logró conocer perfectamente el comportamiento de los estratos.

En la Figura 6 se indican las deformaciones verticales del terreno para una profundidad del tajo de 200 m. En ella se ve que las mismas se estabilizan a unos 180 m del frente.

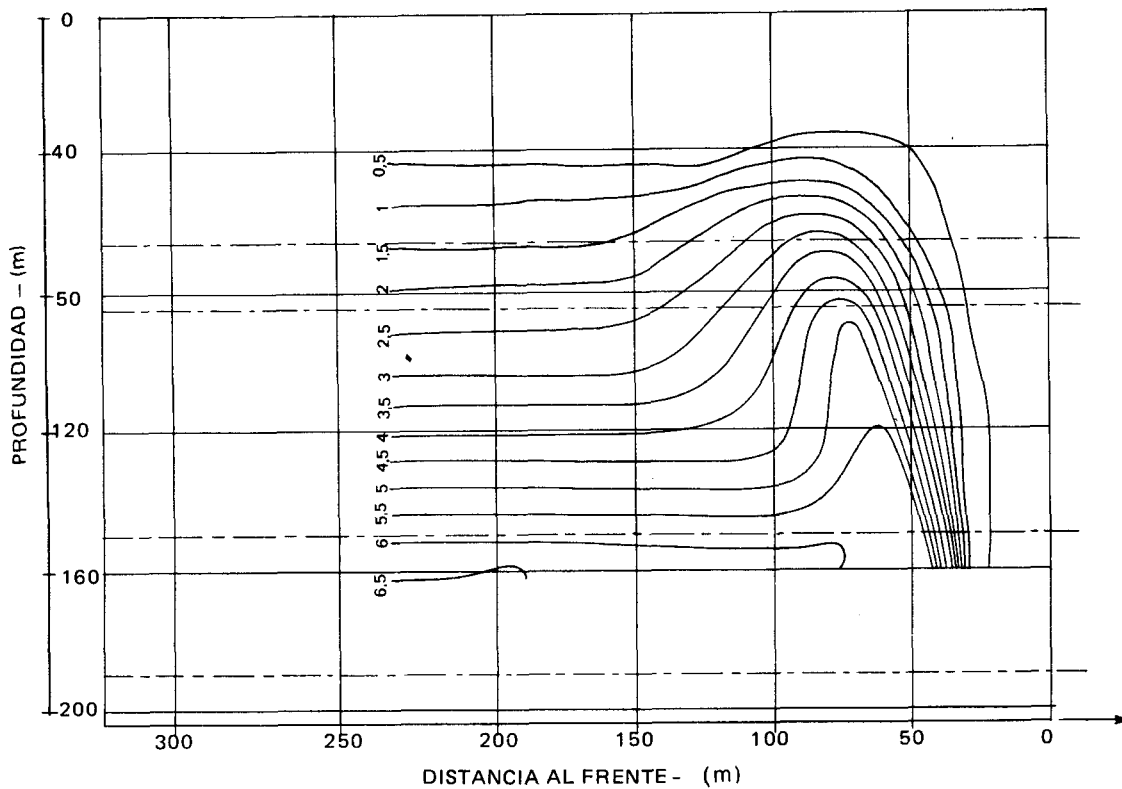


FIG. 6

En la Figura 7 se muestra la distribución de la tensión vertical en el frente a 400 m de profundidad, obtenida por los tensómetros y las células de carga colocadas en el minado.

Se ve que la curva acusa al colocar el tensómetro en el sondeo el "creep" de la sal, sigue luego una punta máxima de carga de dos veces el valor de la presión de recubrimiento a unos dos metros del frente. Después la presión bajará a cero en las proximidades del frente, cosa que por algún defecto del tensómetro no se acusa en esta curva. La curva se normaliza y alcanza la presión de recubrimiento a una distancia de 320 a 340 m del frente.

En la Figura 8, se muestra la curva de distribución de la presión paralelamente al frente largo de silvinita a una profundidad de 400 m. Las lecturas se han tomado a una distancia del frente en la que el terreno estaba estabilizado. En el borde de la explotación la presión llega a cero y sube al máximo a los 5 m de macizo.

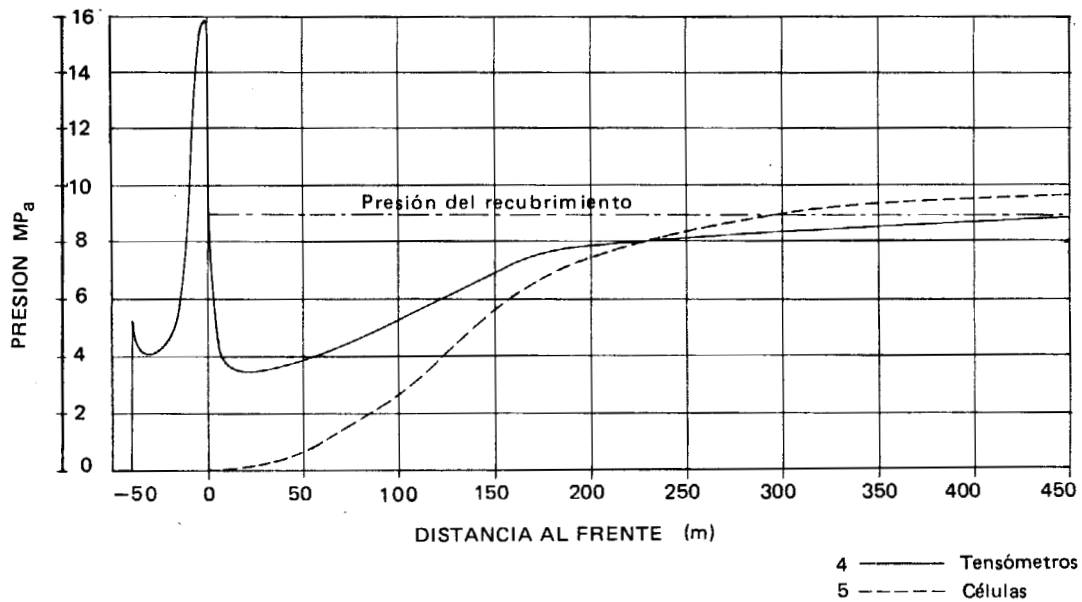


FIG. 7

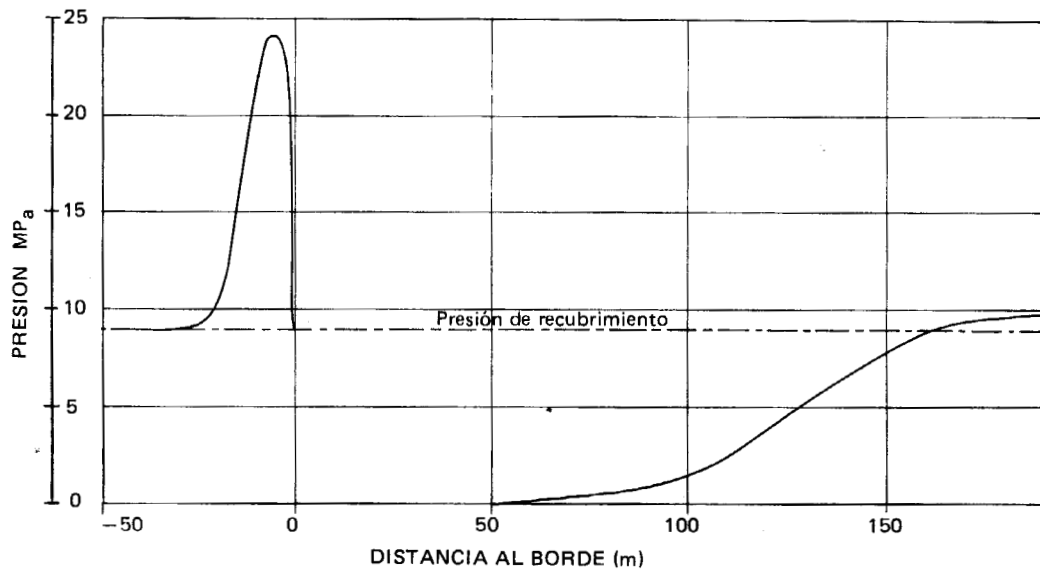


FIG. 8

3. Altura del techo inmediato

Para calcular la altura del hundimiento en una capa arrancada en frente largo y para el control del techo, es fundamental conocer el espesor del techo inmediato. Este no es constante para una capa de carbón, pues varía con la constitución estratigráfica del macizo rocoso y con el método de explotación y la forma de aplicarlo.

En una capa estrecha, o en la rebanada superior de una capa potente que se arranca en frente largo, el hundimiento se propaga hacia arriba a medida que se alarga el hueco, al avanzar el frente. Los estratos en voladizo rompen y abren un hueco para que a su vez rompan los bancos superiores. Los estratos rompen y el volumen de los trozos es mayor que el de la roca *in situ*. Así el espacio entre la corona del hueco hundido y la parte alta del montón de trozos disminuye, hasta llegar a tocarse y producir el autorrelleno. Esta altura de autorrelleno cumplirá la condición siguiente (Ver Figura 2).

$$p - f = p_i (k - 1) \tag{1}$$

$$f \leq f_o \tag{2}$$

En la que:

p - Es la potencia de la capa.

f - La flexión del estrato más bajo no hundido.

f_o - Máxima flexión posible del mismo.

p_i - Espesor del techo inmediato o altura del hundimiento.

k - Coeficiente de expansión.

De la ecuación (1) se obtiene:

$$p_i = \frac{p - f}{k - 1} \tag{3}$$

Por tanto los factores determinantes de la altura de autorrelleno son: la potencia de la capa p ; la máxima flexión, f_o (si $f = f_o = p$, $p_i = 0$; luego no hay hundimiento); la flexión real f está relacionada con p de forma que $f = cp$, siendo $c = 0,1$ a $0,15$ para areniscas muy fuertes, $c = 0,15$ a $0,25$ para areniscas medias y finas, $c = 0,35$ a $0,40$ para pizarras arenosas, $c = 0,40$ a $0,50$ para pizarras y margas.

El coeficiente de expansión de la roca k se considera distinto según las fases. Es mayor en los primeros hundimientos detrás del sostenimiento, k_o , y se llama *coeficiente original*; cuando el montón de trozos de roca se acerca al contacto con los estratos inferiores sin hundir, el coeficiente disminuye al compactarse el montón y se llama *coeficiente residual* k_r . En la tabla que sigue se relacionan los coeficientes de diversas rocas del carbonífero (Según Peng y Chiang, 1984).

TIPO DE ROCA	COEFICIENTES DE ESPONJAMIENTO	
	k_o	k_r
Arena	1,06-1,15	1,01 - 1,03
Arcilla	1,20	1,03 - 1,07
Carbón roto	1,30	1,05
Pizarra arcillosa	1,40	1,10
Pizarra arenosa	1,60-1,80	1,25 - 1,35
Arenisca.....	1,50-1,80	1,30 - 1,35

También varía el control del techo en la zona de hundimiento si se aplica algo de relleno.

Cuando se trata de una de las rebanadas inferiores de una capa potente, según se ve en la figura 9, se puede escribir:

$$P_{i_2} + K_{r_1} P_{i_1} + P_2 = f_2 + (P_{i_2} + P_{i_1}) K'_{r_2} \quad (1)$$

$$P_i = P_{i_1} + P_{i_2} \quad (2)$$

de (1):

$$P_{i_2} = \frac{(P_2 - f_2) - (K'_{r_2} - K_{r_1}) P_{i_1}}{K'_{r_2} - 1}$$

que sustituido en (2) nos resulta:

$$P_i = \frac{P_2 - f_2}{K'_{r_2} - 1} P_{i_1} \left(1 - \frac{(K'_{r_2} - K_{r_1})}{K'_{r_2} - 1} \right) \quad (3)$$

En la que K_{r_2} es el coeficiente de expansión para las rocas hundidas en el frente cuando los estratos inferiores tocan el montón de estas rocas rotas.

Si la potencia del frente, el coeficiente de esponjamiento y la flexión del mas bajo de los estratos sin hundir son los mismos para las dos rebanadas, tenemos:

$$P_{i_2} = P_{i_1} \left(1 - \frac{K'_{r_2} - K_{r_1}}{K'_{r_2} - 1} \right) \quad (4)$$

$$P_i = P_{i_1} \left(2 - \frac{K'_{r_2} - K_{r_1}}{K'_{r_2} - 1} \right) \quad (5)$$

Cuando $K_{r_1} = 0$; $P_{i_2} = 0$ y $P_i = P_{i_1}$

Si $K'_{r_2} = K_{r_1}$ se tiene que $P_{i_2} = P_{i_1}$ y $P_i = P_{i_1}$.

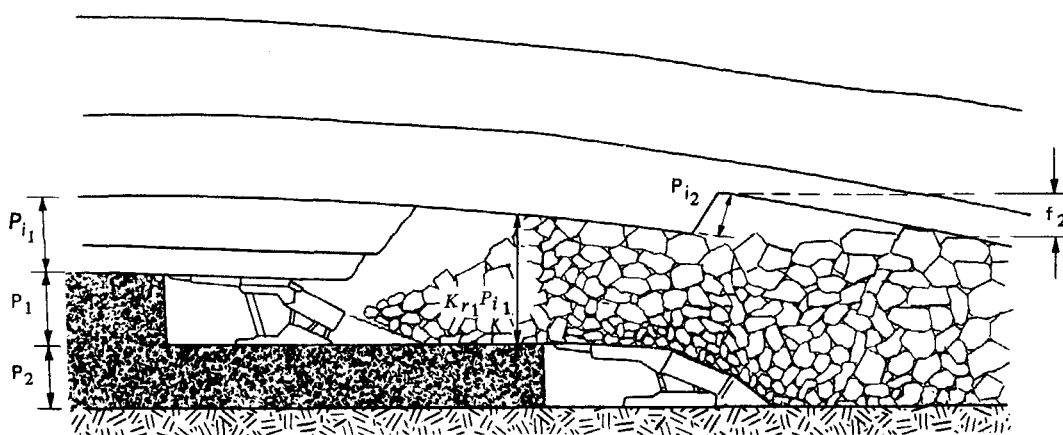


FIG. 9

4. Teorías sobre la distribución de presiones y deformaciones en frente largo

Síntesis histórica (P. Ramírez Oyanguren, 1965).

Dos épocas podemos distinguir en la historia de los estudios de Mecánica de las Rocas. La pri-

mera, que abarca hasta 1920, comprende una etapa de conocimientos sin rigor científico; las teorías emitidas presentan como único fundamento la observación de los fenómenos ocurridos en la naturaleza, sin realizar para ello ninguna medida de los mismos.

El segundo período abarca desde 1920 hasta nuestros días; en esta fase la Mecánica de Rocas se va imponiendo como una ciencia que el ingeniero de Minas debe conocer. Las teorías están ahora fundadas en mediciones, que aunque a veces son inexactas y discutibles, proporcionan una base científica a las mismas.

4.1. Teoría de la vertical normal

La teoría vertical fue posiblemente la primera interpretación de los movimientos de la masa rocosa y hundimiento en superficie provocados por la explotación minera (conocidos con el bárbaro anglicismo de “subsidencia”). Se basa en la acción de la gravedad sobre la corteza terrestre y establece que la zona influenciada por los trabajos mineros está limitada tanto en el interior como en la superficie por dos planos verticales que parten de los límites de la zona minada.

El fracaso en su misión de los pilares dejados para proteger construcciones en la superficie, según esta teoría, particularmente cuando se trata de tajos muy inclinados, condujo al desarrollo de la *teoría de la normal*, establecida primero por GONOT (1839). Este afirma que los planos límite, o de ruptura, son perpendiculares al plano de la capa, excepto cuando éste es muy inclinado.

Esta teoría tuvo muchos partidarios durante largo tiempo. Entre ellos podemos citar a DUMONT (1871), que comprobó su teoría con nivelaciones realizadas en la zona de Lieja. La supervivencia de esta teoría es digna de mención, sobre todo teniendo en cuenta los desastres originados al intentar proteger las edificaciones en superficie por medio de pilares colocados a cierta distancia de éstas, de acuerdo con estos principios.

La idea de que el área del terreno afectada por la explotación minera es mayor que la de ésta, fué establecida por DORMUND BOARD OF MINES (1897). Este descubrimiento, que constituyó uno de los principios irrefutables de las modernas teorías de hundimientos del suelo, puede considerarse como el comienzo de la Mecánica de Rocas como verdadera ciencia. Primeramente, porque fue el resultado de medidas y no de observaciones visuales como hasta entonces. Segundo porque el intento de encuadrar estos hechos en una teoría dió lugar al nacimiento de varias escuelas de pensamiento y, con ello, a un mayor desarrollo de esta ciencia.

Otros investigadores hicieron un último esfuerzo en favor de la teoría de la normal, antes de que esta fuera definitivamente abandonada. Suponían que el hundimiento del terreno se verifica en dos fases: la primera según la teoría de la normal, seguida por una segunda consistente en el resbalamiento del terreno situado alrededor de la zona hundida (Fig. 10). Después de éste último in-

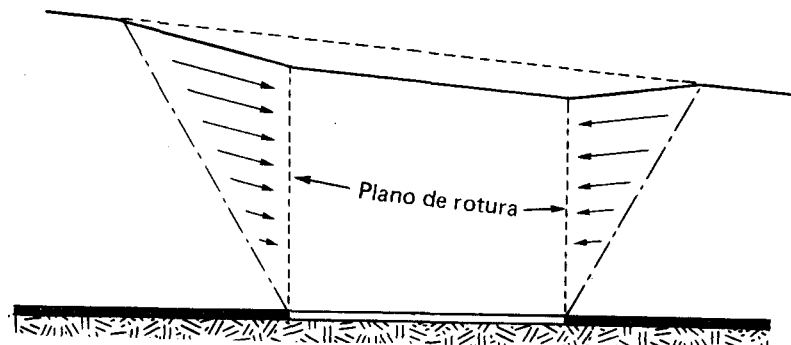


FIG. 10

tento, tanto la teoría **normal** como la **vertical**, desaparecieron de la literatura técnica, aunque algunos de los conceptos por ellas introducidos, como ángulo límite y ángulo de rotura son aun usados en nuestros días.

4.2. Teoría del arco o bóveda

La teoría del arco se basa en la idea de la formación de un arco natural sobre la zona minada, fundada tanto en la observación de los trabajos mineros como en las experiencias llevadas a cabo en el laboratorio (FAYOL—1885), y es bastante antigua en la ingeniería de minas. Sin embargo, no cobró importancia hasta que los investigadores que trabajaban para encontrar una teoría que explicara el descenso de la superficie sobre la zona minada, la usaron con este fin (Fig. 11).

La teoría se consideró válida durante un período bastante extenso, a pesar de que conducía a la errónea conclusión de que para cada anchura determinada de la explotación existía una profundidad para la cual el efecto de la extracción en ella realizada no alcanzaba la superficie.

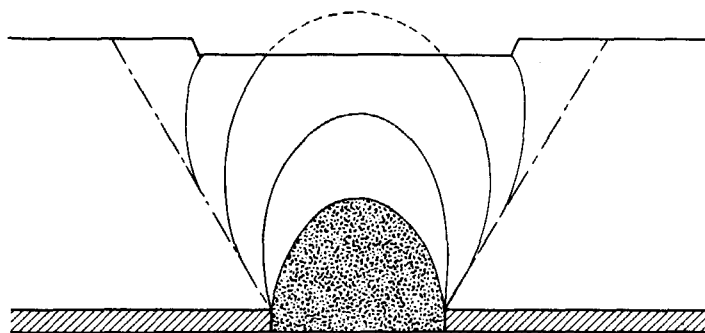


FIG. 11

Cuando se hubo desarrollado apreciablemente la teoría de las vigas en Resistencia de Materiales, se intentó aplicar la misma al comportamiento de los estratos sobre los trabajos mineros, considerándolos como vigas elásticas.

HALBAUM (1905) consideraba el paquete de estratos comprendidos entre la capa y la superficie como una viga monolítica y, teniendo en cuenta la forma de hundimiento del terreno, suponía que su eje neutro se encontraba cerca de la capa, en la parte inferior de la viga. Una teoría completamente contraria fue presentada por ECKARDT (1913), el cual suponía esta misma viga como compuesta de finas láminas cada una de las cuales tenía características diferentes. En este caso, cada estrato se comportaba como una viga que flexa bajo su propio peso cuando la inferior a ella ha flexado previamente.

En ambos casos la necesidad de explicar el movimiento de la zona virgen próxima a la minada, condujo a postulados que son inaceptables.

HACLK (1928) revivió la teoría del Arco considerándola bajo el punto de vista de las presiones. Suponía que el peso de los estratos suprayacentes era soportado por dos especies de pilares, uno en la zona virgen delante del frente y el otro en el relleno, dejando una zona relajada debajo del arco (Figura 12).

Rápidamente esta idea fue adoptada por otros autores que intentaron aprovechar la zona de presiones delante del frente para una rotura previa del mineral y dieron reglas para realizar la explotación de forma que se pudiera aprovechar esta ventaja. Aunque había muchos puntos

de discusión entre ellos, estos autores aceptaron la existencia de un arco de presión.

El concepto del arco de presión fue ampliamente adoptado en Gran Bretaña donde, basándose en esta teoría, se proyectó un método de extracción parcial en el que la longitud de los tajos era inferior a la anchura del arco, supuesta esta aproximadamente proporcional a la profundi-

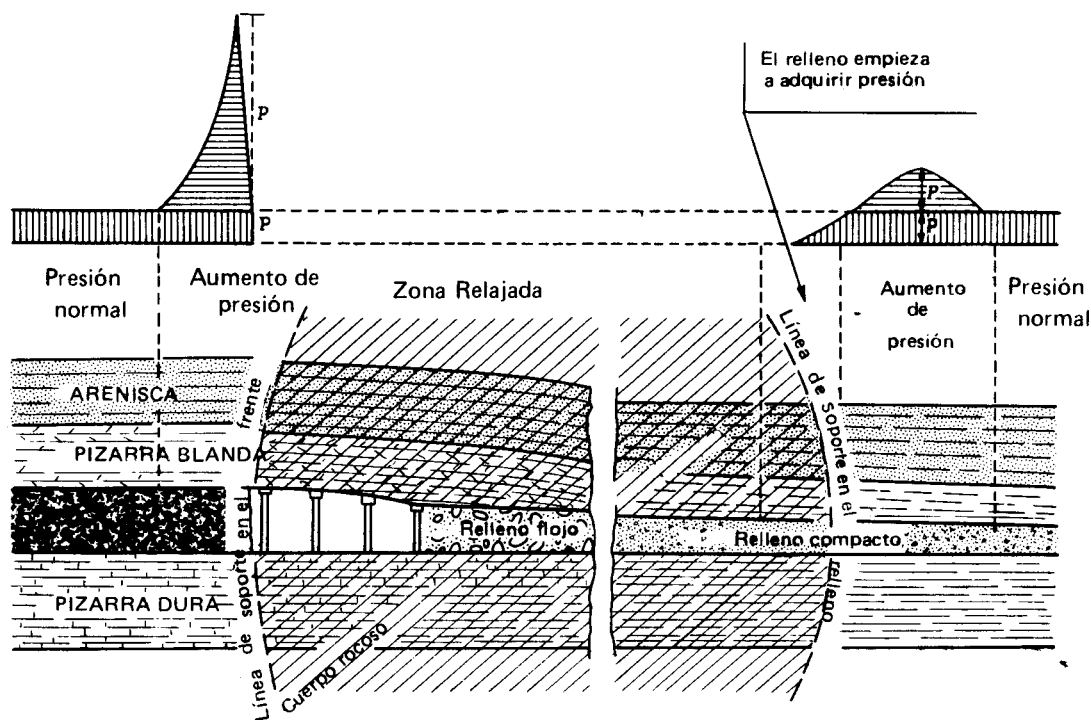


FIG. 12

dad (ALDER, WALKER, 1943). También constituye el fundamento de una técnica que se conoce con el nombre de "Técnica de aplastamiento gradual de los pilares" (ALDER, POTTS, WALKER, 1949). Consiste este método en dejar unos pilares tales que cedan lentamente bajo el peso de los estratos suprayacentes, transmitiendo de esta forma la presión a los lados sólidos de la explotación y no teniendo al final más que soportar el peso de la zona relajada del arco.

En abril de 1951 tuvo lugar en Lieja la primera Conferencia Internacional de presión de los terrenos y soporte de la explotación. A ella asistieron las principales autoridades en la materia y quedaron resumidas las principales teorías de Mecánica de Rocas.

El punto de vista británico acerca del arco de presión, fue expuesto en esta Conferencia por ALDER, POTTS y WALKER (1951). Además del arco ciertamente observado sobre las explotaciones por cámaras y pilares, Figura 13, estos autores sugirieron que la anchura del arco máximo de presión posible depende de la profundidad de la zona minada. Esta conclusión está fundada en mediciones de la distancia detrás del frente largo en dirección a la cual las galerías de cabeza y pie del tajo empiezan a experimentar presión y consecuentemente daños, una vez pasado el frente.

La opinión de la escuela alemana fue presentada por SPRUTH (1951) y puede verse en la Figura 14.

No ofrece grandes diferencias con la expuesta por HACLK veinte años antes. La opinión de

que la anchura del arco es independiente de la profundidad es dominante en la mayoría de los investigadores del continente.

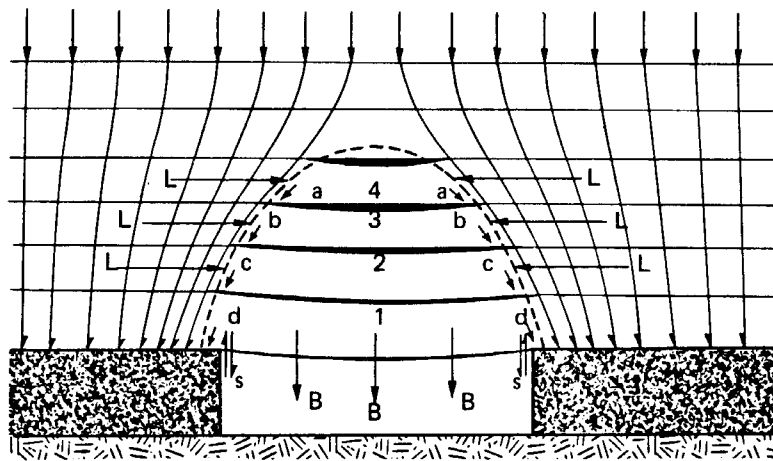


FIG. 13

La teoría de la bóveda, igual que la del arco, admite que la presión del terreno suprayacente sobre las calles de la explotación, y así mismo sobre una zona situada a continuación en la que el relleno no se ha afirmado todavía, o solamente un poco, debe ser soportada por una bóveda que se forma sobre el hueco abierto por aquella, rodeándolo. Dicha bóveda alcanza el carbón todavía virgen que se encuentra delante del tajo, extendiéndose hasta la parte posterior del mismo a lo largo de una zona dentro del espacio ya relleno, y lateralmente, es decir, a lo largo de las galerías de explotación., o a partir del carbón o de los minados antiguos, si el carbón situado en la parte inmediatamente superior de la misma capa ha sido arrancado anteriormente. La presión suplementaria recibe también el nombre de *presión en los estribos*, por analogía con las bóvedas estudiadas en construcción, hablándose, según eso, de una zona delantera y otra posterior de presión (Figura 12). Del mismo modo existe también una zona lateral de presión.

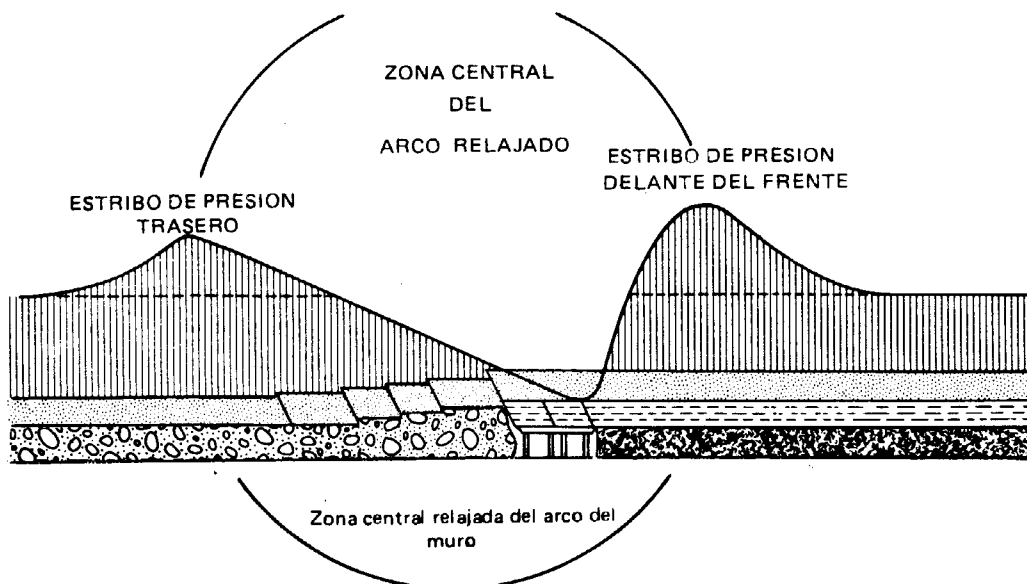


FIG. 14

El interior de la bóveda cupuliforme, así formada, está libre de la presión del terreno suprayacente, de forma análoga al de la elipse de presión que se forma alrededor de una galería en estéril. La presión del terreno de recubrimiento descansa alrededor del espacio abierto por la explotación. El núcleo de la bóveda no está libre de los efectos de la presión, pero ésta se limita al peso de la masa de terreno que se encuentra en su interior. La fortificación del tajo ha de ser capaz de soportar únicamente el peso de la parte delantera de la bóveda que gravita sobre ella, y de ninguna manera la presión total del terreno, lo cual sería imposible.

La presión suplementaria delantera se hace sentir según FRITSCHÉ (1961) en una zona que en término medio es de unos 30 m de ancho, siendo causa de formación de grietas en el techo y muro de la capa y también en los hastiales de la galería. Alcanza su valor máximo unos 10 a 15 m delante del frente de arranque en avance. La que aparece en la parte posterior del tajo actúa, según la teoría de la bóveda, sobre el espacio relleno, más allá de la zona en que se produce el asiento del techo, es decir, donde el relleno está comprimido. Más atrás se extingue gradualmente hasta alcanzar la presión normal del terreno antes de la explotación. La luz de la bóveda sería de 75 a 150 m si se tomase como base la separación entre los valores máximos de ambas zonas de presión en los estribos. Cuando el laboreo es por hundimiento debe adoptarse un valor algo mayor que cuando se utiliza relleno. La presión suplementaria delantera en capa horizontal se estima unas dos a cuatro veces mayor que la del recubrimiento y la de la zona posterior es sólo una fracción de aquélla.

En la teoría “del arco de presión o resquebrajamiento previo”, expuesta por LABASSE (1951), la presión del terreno se reparte como alrededor de una galería, suponiendo que ésta se desplazase diariamente hacia adelante paralela a sí misma. A causa de la extensión superficial de un taller, mucho mayor que la de una galería, aparecen fenómenos de mayor amplitud. En la figura 16-b se ha dibujado delante del taller que avanza y por encima de la capa, una línea $L L'$ de escasa curvatura, la cual se prolonga debajo de la capa y del taller por MM' que se reproduce un corte a través de la llamada “superficie envolvente exterior”. Más allá de dicha superficie el terreno todavía no ha sufrido ninguna influencia del taller, mientras que en su interior comienza un resquebrajamiento de los estratos del terreno producido por la presión suplementaria, que abarca no sólo el techo sino también el muro de la capa en explotación. El resquebrajamiento aumenta fuertemente una vez alcanzada la “superficie envolvente interior” en la cual se concentran las tensiones máximas.

El resquebrajamiento es cada vez mayor, comenzando al mismo tiempo la flexión y descenso de los estratos del techo. Como los más altos sólo pueden descender una vez que los inferiores ya se han curvado, la superficie envolvente interior forma una concavidad hacia abajo, cortando a la capa sobre el frente de arranque según un ángulo más o menos agudo. A partir de ella comienza la flexión de los estratos, así como su exfoliación, formando los llamados espacios huecos de WEBER (1916). El descenso prosigue en la parte posterior del tajo hasta alcanzar un máximo, disminuyendo en primer lugar en la parte inferior del techo, a continuación en las capas altas del mismo y concluyendo, finalmente, con el cierre total de las grietas y cruceros. Detrás del tajo hay en ocasiones una zona de presiones suplementarias.

Una vez alcanzada la nueva situación de equilibrio, se cierran las grietas y cruceros sobre los minados antiguos, a lo largo de una superficie que tiene una inclinación hacia adelante análoga a la que formaba la superficie envolvente interior con el frente de arranque, al abrirse dichas grietas.

La inclinación de la superficie envolvente interior está determinada por diversos factores. Crece con la potencia de la capa y la compresibilidad del relleno, así como con la profundidad y longitud del taller. Decrece al aumentar el avance diario de la explotación, el buzamiento de la capa y resistencia del terreno. También ejerce influencia sobre su configuración la existencia de capas ya explotadas al techo, pudiendo variar su dirección por encima de estas capas y cortar a la superficie exterior delante del frente de arranque. En general esto ocurre cuando se paraliza la explotación.

La teoría de la bóveda es la que tiene más adeptos en Alemania, Holanda y Gran Bretaña, si bien es atacada por los seguidores de las restantes teorías, podrá estar más de acuerdo con los distintos ensayos realizados para explicarla de lo que parece a primera vista. Sobre esto hay que hacer constar que los terrenos son muy distintos en sus propiedades y su forma de reaccionar, por lo que en un caso puede ser decisiva la acción de las bóvedas, dominando en otro la de las losas.

Hay coincidencia de criterios sobre el hecho de que exista una presión suplementaria sobre el frente de arranque y los bordes del tajo. Por lo que se refiere a la existencia de una zona de presiones suplementarias sobre el relleno, la teoría de las losas se opone a la de la bóveda y a la del resquebrajamiento previo o arco de presión. Estas últimas admiten dicha zona, las primeras rechazan esta idea.

Si la teoría de la bóveda admite la formación de ésta sobre el hueco abierto por la explotación, es sólo con el objeto de crear una imagen ideal para hacer comprensible el recorrido de las líneas de tensión debidas a la presión. Dichas líneas no se prolongan a través del taller por haberse roto en él la continuidad del terreno. Por consiguiente, se realiza una acumulación de líneas de tensión sobre el carbón todavía no arrancado, es decir, sobreviene un aumento de tensión, dando idea la densidad de líneas de la cuantía de la presión. Para que se forme una bóveda es necesario que exista una zona sometida a presiones elevadas en la zona rellenada.

No es necesario que esta zona tenga iguales dimensiones que la situada sobre el carbón virgen; puede por ejemplo ser más ancha. El aumento de tensión en esta zona puede también ser mucho menor. Se trata de una bóveda asimétrica (SPRUTH, 1951). Los estratos del techo comprendidos dentro de la bóveda descienden, los inferiores en primer lugar, haciéndolo a continuación los situados encima. Dicho descenso comienza ya delante del frente de arranque; además de por el grado de flexibilidad y la resistencia de la entibación, su cuantía está determinada por las propiedades y el estado de la roca, siendo mayor en las pizarras arcillosas que en la arenisca, y en los techos resquebrajados que en los no agrietados. Cuando el techo no está agrietado o sólo lo está un poco, y es además rígido y poco flexible, como ocurre por ejemplo con la arenisca, puede crearse una losa de tensión en el interior del núcleo de la bóveda, produciendo efectos de compresión sobre sus superficies de apoyo. En las capas inferiores del techo se da raras veces este caso, siendo más frecuente en cambio en el techo superior y no sólo cuando está formado por areniscas.

4.3. *Teoría de la viga*

La teoría de la viga, a pesar de la inexactitud que supone tratar los estratos suprayacentes

como vigas elásticas, continúa vigente, ya que se ha encontrado que alguno de los fenómenos de movimiento y presión de estratos sobre la explotación, puede explicarse teniendo en cuenta la flexión y el vano de éstos, tratados como vigas.

GROND, (1950) y BRINGS (1929) sugerían que el hundimiento del suelo era consecuencia de la flexión de las capas y asimilaba éstas, en su comportamiento, a un paquete de láminas de caucho.

WEBER (1916) estableció la existencia de una onda que daba lugar a compresiones y extensiones verticales avanzando en la zona virgen delante del frente y sugería que era debida a una viga en voladizo en el techo de la explotación. Pero PHILLIPS y JONES (1942) intentando medir similares fenómenos en Gran Bretaña, encontraron que la convergencia de un punto cualquiera de la capa delante del frente es continua y que las diferencias en la velocidad de la misma de un punto a otro dependen de las propiedades del macizo en dichos puntos. Estas observaciones indicaban que no existe tal onda avanzando delante del frente y que dicha conclusión era debida a una imperfecta medida del fenómeno.

Por la misma época, gran número de investigadores europeos empezaron a dudar acerca de la existencia de la onda de Weber y la teoría fue definitivamente abandonada después de serios ataques a ella de SPRUTH (1951) y KEGEL (1951), en la conferencia de Lieja.

Al mismo tiempo la teoría de la viga continuaba desarrollándose. EVANS (1940) y LABASSE (1951) expusieron en la Conferencia de Lieja teorías que eran una combinación de la Teoría de la Viga con la Mecánica del Suelo. La concepción de Kegel puede verse en la Figura 15.

Labasse presentó una teoría mucho más compleja del movimiento de las rocas, suponiendo

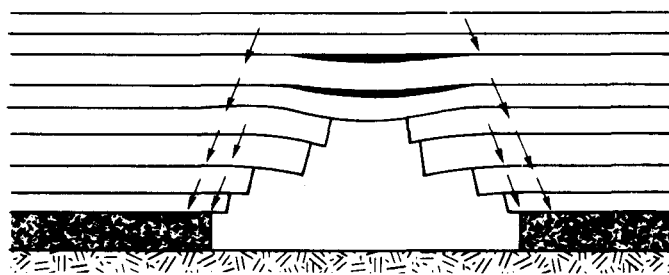


FIG. 15

que se comportan como un medio continuo en el que es posible tratar varias superficies límite.

En la Figura 16 se indica su interpretación del frente largo en dirección, desde este punto de vista. Las superficies envolventes SA y $R'R'$, en la Figura 16/a, son los lugares geométricos de los soportes entre los cuales los estratos del techo están suspendidos. Además, el terreno alrededor del frente está sometido a una deformación pseudoplástica en tres zonas (Fig. 16-b): la zona II está sometida a grandes presiones pero muy pequeños movimientos y delimitada por la superficie envolvente y la superficie límite de influencia L . La Zona III comprende el terreno situado delante de la superficie límite de influencia y que no ha sido afectada por la explotación.

Si suponemos los dos modelos de movimientos del terreno descritos en las Figuras 16/a y b, el resultado concuerda con la mayor parte de los observados en las explotaciones mineras y un

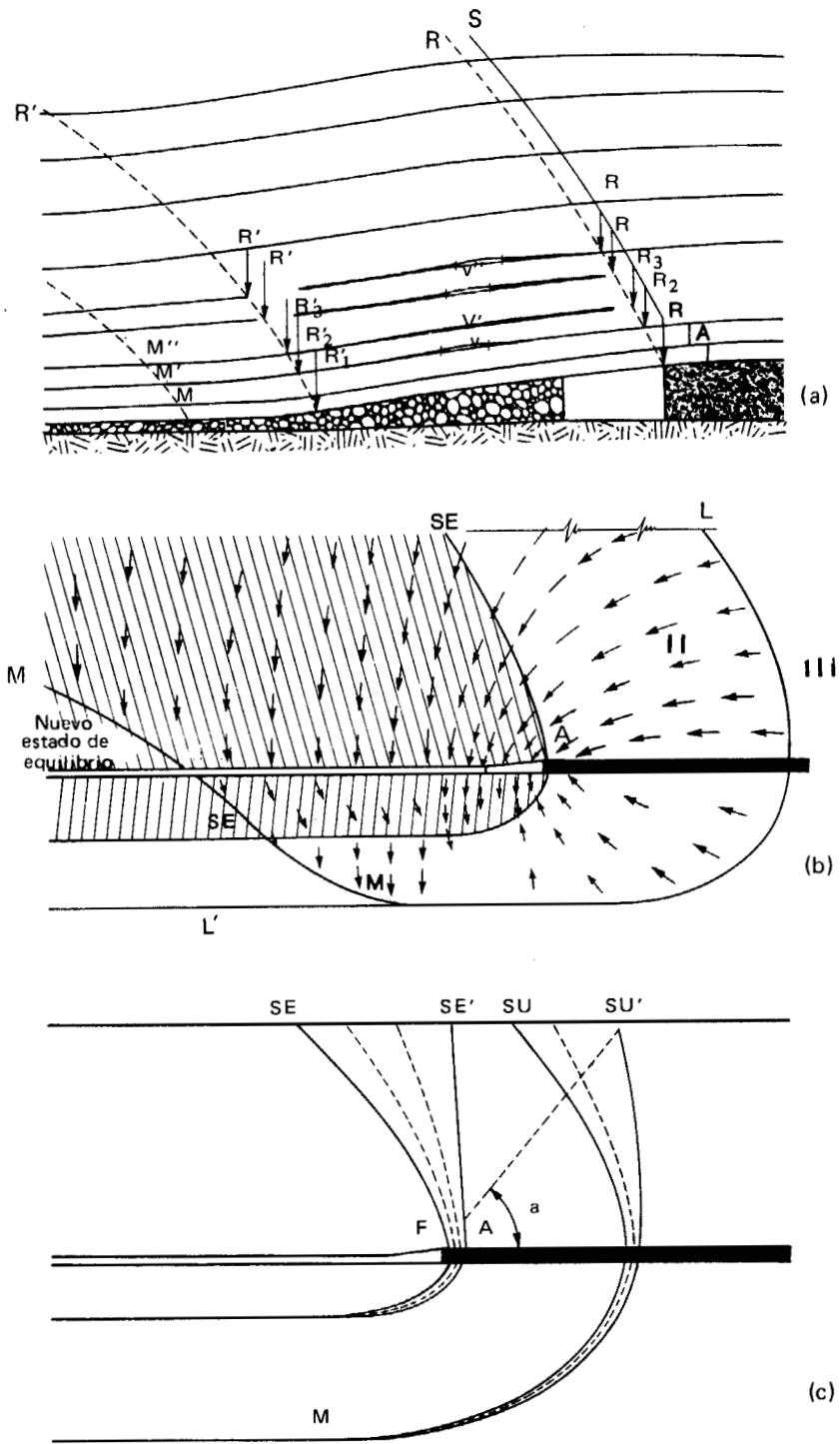


FIG. 16

gran porcentaje de los de superficie.

DENOEL (1951) reconcilió parcialmente en la Conferencia de Lieja, las concepciones del Arco y de la Viga, al señalar su gran semejanza, como puede verse en las Figuras 15 y 16/a. La diferencia entre ellas es que mientras que la primera hace resaltar la presión del arco sobre los pilares que lo mantienen, la segunda considera más importante el comportamiento de los estratos en la zona relajada debajo del mismo.

Según la teoría de la "viga", la carga que comprime el tajo y sus márgenes es atribuible a la flexión de los estratos del techo sobre el espacio abierto por la explotación, que es debida en parte a la presión de capas de terreno más altas y en parte a su propio peso, originando una presión complementaria sobre los apoyos. La tensión suplementaria puede alcanzar el 25 % de la tensión normal, decreciendo hacia el frente de arranque y hacia el interior de la capa virgen. Sobre el relleno aparece de nuevo la presión del terreno suprayacente, pero sin que se presente presión suplementaria alguna.

El concepto básico de estas teorías es que los estratos suprayacentes a la explotación pueden considerarse como vigas y láminas continuas. Cuando la cavidad es de pequeñas dimensiones, estas vigas flexan sin romper. Cuando el tamaño de ésta aumenta pueden tener lugar dos fenómenos según el tratamiento que se haya dado a la zona explotada de la capa. Si se ha realizado un relleno cuidadoso, las vigas pueden todavía flexar permaneciendo intactas. Si el control del techo se realiza por hundimiento, las vigas rompen por su centro bajo el peso del terreno suprayacente, formándose dos series de vigas en voladizo, una encima del frente y otra en la zona virgen donde comenzó la explotación. De esta forma aparece una zona relajada encima del relleno entre las dos series de vigas en voladizo y la presión es transmitida por éstas a los dos lados sólidos de la región minada donde están empotradas.

Kegel, completa la descripción afirmando que cuando las dimensiones de la cavidad aumentan aun más, el "pseudo arco", primitivamente formado, también se hunde en la zona del relleno, y el descenso en superficie empieza a tener lugar. Entonces, la formación de un nuevo arco es imposible y la presión sobre los márgenes sólidos de la explotación es ahora debida al hundimiento de los terrenos suprayacentes que empieza a realizarse y que actúa sobre el paquete de vigas en voladizo existentes en dichos márgenes. Los estratos empiezan a descansar en el relleno que así se consolida y se alcanza un nuevo estado de equilibrio.

4.4. Teorías basadas en la mecánica elástica y plástica. Elementos finitos, de contorno y diferencias finitas

Se incluyen aquí las teorías cuyo principal elemento consiste en una intuitiva y lógica aproximación al problema. La primera y más importante de ellas es la teoría de la elasticidad aplicada a la Mecánica de las Rocas. El hecho de aplicar a las rocas los principios de esta Ciencia, como son: homogeneidad, isotropía, superposición, deformaciones infinitesimales, etc. está tan desprovisto de base experimental en la mayoría de los casos que no podemos menos de considerar que esta es sólo una aproximación intuitiva.

Los primeros esfuerzos para aplicar esta teoría al estudio de los trabajos mineros, llegaron cuando la fotoelasticidad se hubo desarrollado, pues la complicada geometría de las explotacio-

nes subterráneas hace el cálculo matemático sumamente difícil. DUWALL (1948) y PANEK y PI-RARD (1951) han utilizado esta técnica para hallar, por medio de modelos idealizados de las explotaciones, la distribución de esfuerzos alrededor de cavidades cuadradas, rectangulares, circulares, etc., separadas por pilares de diferentes espesores. Uno de los intentos para adaptar los modelos fotoelásticos a la realidad fue presentado por TRUMBACHEV (1960) en la Conferencia de París.

HACKET (1958) consideró, como una primera aproximación, que los estratos son homogéneos e isótropicos y con vistas a simplificar el problema asimiló la capa minada a una grieta infinitamente delgada. Los hechos observados concuerdan cualitativamente con la fórmula matemática hallada, pero cuantitativamente el error es considerable.

BERRY y SALES (1960, 61 y 62) partiendo del trabajo de HACKET dieron un paso más, imponiendo la condición de isotropía transversal, es decir, suponiendo que en los estratos las propiedades elásticas en la dirección vertical son diferentes de las mismas en la dirección horizontal. De esta forma se obtuvieron resultados más de acuerdo con la realidad.

Al mismo tiempo, SALAMON (1961) encontraba una solución similar suponiendo que cada estrato actúa como compuesto por un gran número de hojas muy finas, capaces de deslizarse unas sobre otras en dirección lateral. La solución obtenida se adapta muy bien a los fenómenos observados.

LITWINISZYN y sus colaboradores han desarrollado una teoría del movimiento de las rocas fundada en observaciones realizadas en medios que obedecen a las leyes de los procesos estocásticos. Han elaborado una completa formulación matemática utilizando modelos de arena para comprobar las predicciones de los cálculos.

Es digno de señalar el trabajo de WHETTON y KING (1957) en este campo de investigación. Con ayuda de modelos de gelatina, fueron capaces de medir desplazamientos de distintos horizontes entre la superficie y la capa. Aunque no han desarrollado una teoría del movimiento de la masa rocosa, han deducido diagramas que explican dicho movimiento en los modelos investigados. Pero los resultados por ellos producidos no pueden definir de una forma completa los fenómenos que tienen lugar alrededor de la explotación, ya que no consideran los movimientos debajo de la capa.

Los modelos basados en la teoría de la elasticidad, según HACKET (1968) y BERRY (1962) son quizás los más útiles en la Mecánica de Rocas, ya que carecen de los puntos débiles de los otros modelos. Poseen una gran capacidad de adaptación por lo que pueden acomodarse a un gran número de casos prácticos. Pueden ser utilizados para predecir desplazamientos horizontales y verticales incluso en las explotaciones de la más complicada geometría, SALAMON (1961).

La parte más débil de esta teoría es que los modelos no nos indican nada en relación con la fractura o rotura de los estratos, aunque esto se trata de corregir con la concepción de nuevos modelos.

Los modernos métodos numéricos: elementos finitos, diferencias finitas y elementos de contorno, han sido y son utilizados para calcular las presiones y deformaciones en las explotaciones

por frente largo. Estos métodos no presentan en la actualidad otra limitación que su incapacidad para modelizar la rotura de los estratos en bloques de dimensiones variables, que se mueven e interaccionan entre sí. Esta es una limitación importante, ya que las interacciones entre los bloques explican casi todos los fenómenos que se producen en las explotaciones por frente largo. Hay que tener también en cuenta que algunos de estos modelos, especialmente los tridimensionales, requieren mucho tiempo de preparación y de cálculo con ordenador.

4.5. Teoría de Wilson

Wilson (1980) ha expuesto esta teoría en su tesis doctoral, resultado de sus trabajos durante más de 20 años.

Ninguna de las leyes de Mecánica del Suelo ni las teorías de la Elasticidad explican completamente el comportamiento de las rocas relativamente blandas de los yacimientos de carbón. Los cientos de años de minería del carbón han visto la evolución de reglas básicas que no armonizan en absoluto con los modelos de esas disciplinas. Estas consideraciones han llevado al autor a estudiar los fenómenos relacionados con las rocas blandas del carbonífero en profundidad y a proponer hipótesis que las expliquen.

Estos estudios constituyen por sí mismos, una materia que puede distinguirse con el nombre de Mecánica de Rocas Blandas, para diferenciarla de la Mecánica del Suelo y de la Mecánica de Rocas Duras.

No se han desarrollado medios satisfactorios para analizar la distribución de tensiones en el borde de un macizo de carbón adyacente a una excavación.

No obstante, se necesita alguna estimación para situar las galerías y para adecuar los macizos de protección. Ello tiene especial importancia en los proyectos de nuevas minas, especialmente si se emplean frentes de arranque en retirada, en los que hay que planificar y ejecutar amplias galerías antes de saber los efectos que producirá el paso del frente de arranque.

Para obtener una estimación, se emplea el método de aproximación llamado "balance de tensiones". Como el total de las fuerzas que gravitan y la carga del recubrimiento permanecen, cualquier crecimiento de la tensión sobre el borde del macizo debe compensarse con una reducción equivalente en la tensión sobre el relleno y viceversa. El conocimiento de una puede servir para estimar la otra, con tal que sea conocida la forma general de distribución de tensiones.

Como punto de partida es conveniente examinar la falta de tensión sobre el relleno, y por cálculo del diagrama de tensiones/distancias, el tamaño y extensión de las tensiones crecientes sobre el borde. Aplicando la teoría a un número de casos en los que se conoce el comportamiento de los estratos, se puede demostrar si las estimaciones son correctas.

Crecimiento de la tensión sobre el relleno

No es fácil medir la variación de tensiones en el área del relleno, sobre todo por la dificultad de mantener la conducción de los tensómetros enterrados en el mismo. El valor de tensión alcanzado en el relleno depende de la presión del techo; como el estrato del techo es libre de fluir en el hueco, esta última tensión puede ser sustancialmente menor que la carga del recubrimiento. Deducciones como la de la manera de crecer la tensión en el relleno pueden hacerse, sin

embargo, partiendo del estudio del comportamiento del hueco de la galería.

Numerosos estudios de convergencia se han hecho en una variedad de galerías y publicado sus resultados. Todas están expuestas a un rápido incremento de convergencia cerca de la línea del frente, incremento que rebaja la galería hasta que alcanza la estabilidad de la altura final. La curva de convergencia puede representarse por una ecuación del tipo logarítmico o exponencial.

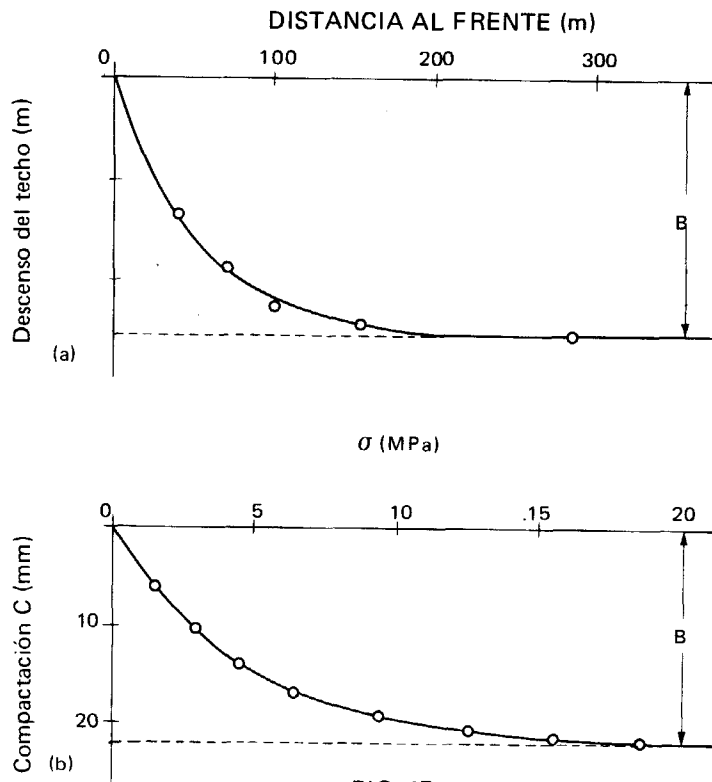


FIG. 17

La Figura 17-a muestra una curva típica. La curva es de la forma:

$$W = K_1 \ln \frac{B}{B-c}$$

Donde W = distancia del arranque.

c = descenso del techo.

K_1 y B = constantes.

\ln = logaritmo neperiano.

que da valores muy aproximados a las medidas.

Aunque nunca se ha medido realmente, es probable que la convergencia del relleno lejano de la galería sea de esta forma también.

Sin embargo, la convergencia final B será aproximadamente igual a la altura del carbón extraído M .

$$W = K_1 \ln \frac{M}{M-c} \quad (1)$$

En caso de hundimiento, el techo baja sobre el material roto, que se compacta gradualmente. La compactación del material roto se ha estudiado por varios observadores y tiene una curva de la forma:

$$\sigma = K e^{B/B-c}$$

que se ajusta bien, salvo para valores bajos de la presión aplicada. Si se considera que el material roto puede compactarse hasta su volumen inicial a muy alta presión, y si la tasa de compactación se supone proporcional al grado de compactación permanente, entonces una forma alternativa de la curva será:

$$\frac{dc}{d\sigma} = \frac{1}{K_2} (B-c) \quad \text{y así} \quad \frac{d\sigma}{dc} = \frac{K_2}{B-c}$$

integrando:

$$\sigma = K_2 \ln \frac{B}{B-c}$$

La Figura 17-b muestra esta forma de curva aplicada a los resultados de un caso concreto, para pizarras granuladas. El ajuste es bueno y tiene la ventaja de ser correcto incluso para valores bajos de tensión. Si se considera un horizonte en el techo superior sobre el hundimiento y se supone que el material hundido está compactado hasta su volumen original, a muy altas presiones, entonces la convergencia final B debe ser de nuevo igual a la potencia M del carbón.

$$\sigma = K_2 \ln \frac{M}{M-c} \quad (2)$$

La probable forma de la subida de tensión en el relleno dibujada con relación a la distancia detrás del frente puede encontrarse ahora dividiendo la ecuación (2) por la (1). Así:

$$\frac{\sigma}{W} = \frac{K_2}{K_1} = \text{constante.}$$

Las dos curvas logarítmicas así combinadas dan una tensión creciente con la distancia de forma lineal.

Una vez fijada la probable forma del aumento de tensión en el relleno falta solo determinar el valor del citado crecimiento.

Debido a la dificultad de las medidas de tensión en el relleno, la distancia hacia atrás del punto de recuperación de la carga del recubrimiento no se ha fijado todavía. Sin embargo, en las investigaciones sobre el ancho del llamado "arco de presión", se han realizado numerosas y detalladas observaciones en un gran número de galerías. Los hallazgos en esta cuestión se indican en la Figura 18, la cual muestra que los valores dibujados caen sobre una banda limitada para valores entre $0,2 H$ y $0,3 H$, donde H es la profundidad desde la superficie.

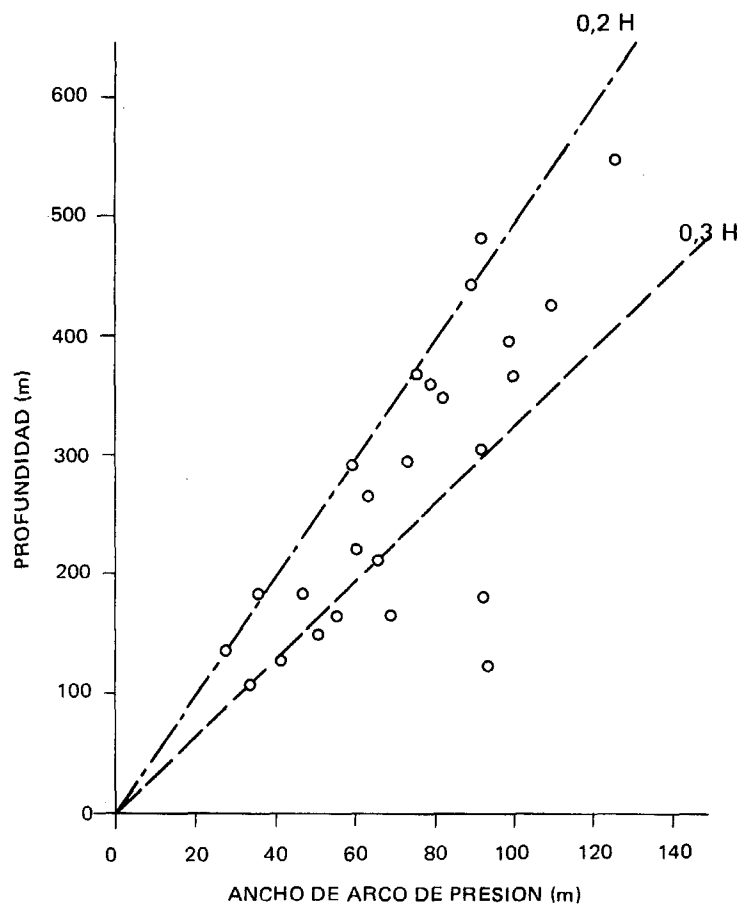


FIG. 18

Como el fin es deducir la tensión en el borde del macizo como ayuda para situar las galerías, se adoptará el valor más alto de $0,3 H$ y así se tendrá un valor por exceso de la tensión y el error favorecerá la seguridad.

El emplear una distancia de $0,3 H$ para la recuperación de la carga de recubrimiento, implica un ancho crítico de extracción en el nivel de la capa de $0,6 H$. Esto no está de acuerdo con el ancho crítico de $1,4 H$ encontrado para producir el máximo hundimiento en la superficie. La diferencia requiere una aclaración.

Se ha dicho que el hundimiento ("subsistencia") de horizontes intermedios puede deducirse suponiendo una "superficie libre" en el horizonte en cuestión. En la Figura 19 se dibuja este concepto, que muestra "subsistencias" intermedias para un frente de 200 m de largo a 500 m de profundidad. Esto que puede aclarar la cuestión no es demasiado evidente, pero implica que a mayor extensión vertical de los estratos el horizonte del frente se aproxima más al borde del macizo. Esta extensión mayor ha sido observada en la práctica y es real indudablemente. Así, el aceptar un ancho crítico de $0,6 H$ al nivel de la capa no es incompatible con el ancho crítico en superficie de $1,4 H$.

Como es evidente por los argumentos anteriores, es probable que la reducción de tensiones

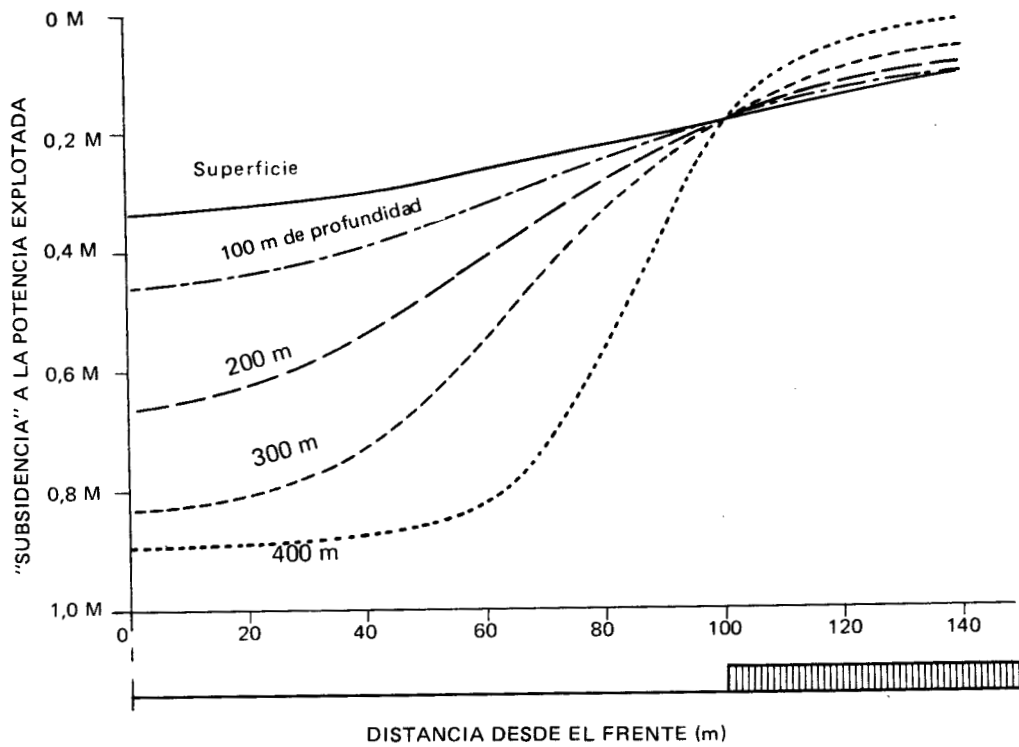
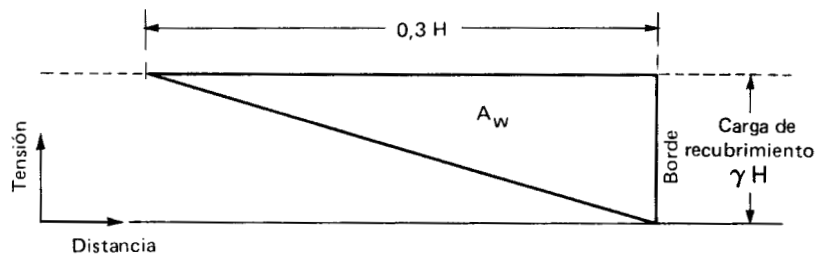
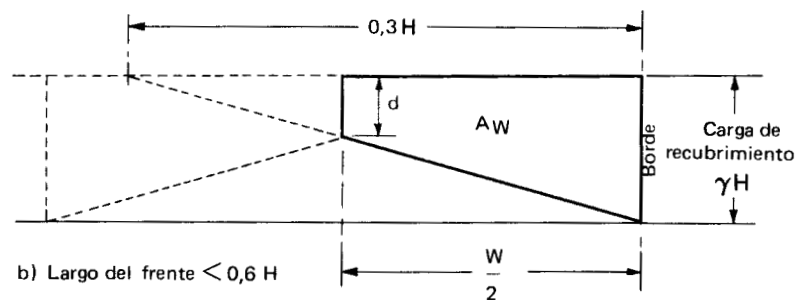


FIG. 19

por debajo de la carga de recubrimiento en una extensión del relleno mayor de $0,6 H$ pueda representarse por una distribución triangular empezando por cero en el borde del macizo y creciendo hasta la carga de recubrimiento H a una distancia de unos $0,3 H$, como se ve en la figura 20-a.



a) Largo del frente $> 0,6 H$



b) Largo del frente $< 0,6 H$

FIG. 20

Si el relleno es de menos de $0,6 H$, la tensión en el centro no alcanzará la carga de recubrimiento; la reducción de tensión asociada con cada borde de macizo será trapezoidal en su forma.

En relación con la Figura 20-a, el área bajo la recta tensión-distancia será:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \cdot (0,3 H) \cdot (\gamma H) \\ \text{y así para} & \\ & W > 0,6 H, \quad A_w = 0,15 \gamma H^2 \end{aligned} \quad (3)$$

Y con referencia a la figura 20-b por triángulos equivalentes se ve que la reducción d en el centro, será:

$$d = \frac{\gamma H}{0,3 H} \left(0,3 H - \frac{W}{2} \right) = \gamma \left(H - \frac{W}{0,6} \right)$$

Y el área, será:

$$0,15 \cdot \gamma H^2 - \frac{1}{2} \left(0,3 H - \frac{W}{2} \right) \gamma = \left(H - \frac{W}{0,6} \right)$$

de donde si

$$W < 0,6 H, \quad A_w = \frac{1}{2} W \gamma \left(H - \frac{W}{0,6} \right) \quad (4)$$

Siendo W = longitud del frente; H = profundidad de recubrimiento; γ = densidad media de los estratos.

Subida de la tensión en la zona de deformación

Si un frente largo es asimilable a una extensa grieta, debe haber teóricamente en el frente una tensión infinita. Sin embargo las rocas blandas no pueden soportar tensiones tan altas por lo que se desarrollará una zona de fracturación. El criterio de rotura será de nuevo $\sigma_y = K \sigma_h$, donde K es el coeficiente de tensión triaxial y σ_y, σ_h las tensiones principales.

La capa de carbón puede considerarse como un estrato relativamente débil entre un techo y un muro fuertes con la deformación situada preferentemente en el estrato débil. El incremento de presión en la zona de deformación puede expresarse en forma exponencial. AIREY (1976) ha encontrado una solución bastante rigurosa; si p' se considera pequeña en relación a σ_y , se puede escribir:

$$\sigma_y = (p + p') K e^{x^{F/M}}; \quad \sigma_x = \frac{1}{K} \sigma_y; \quad K = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad (1)$$

donde σ_y y σ_x son las tensiones principales en la línea central del estrato débil.

p = presión horizontal suministrada por el sostenimiento del macizo.

p' = resistencia a compresión simple de la roca rota.

K = coeficiente de tensión triaxial.

x = distancia al borde del macizo.

M = potencia de la capa extraída.

F = función de K .

ϕ = ángulo de fricción interno.

$$F = \frac{K-1}{\sqrt{K}} + \left(\frac{K-1}{\sqrt{K}} \right)^2 \operatorname{tag}^{-1} \sqrt{K}, \text{ con } \operatorname{tag}^{-1} \sqrt{K} \text{ en radianes.}$$

Cuando el techo, la capa y el muro son blandos, la deformación puede producirse también en el techo y en el muro, y la velocidad de crecimiento de la tensión puede por ello ser baja.

Si p' es pequeña con relación a σ_y , la presión se puede expresar mediante la fórmula:

$$\sigma_y = K(p + p') \left[\frac{x + \frac{M}{2}}{\frac{M}{2}} \right]^{K-1} \quad (2)$$

$$\sigma_x = \frac{1}{K} \sigma_y$$

donde de nuevo x es la distancia al frente.

La tensión en la zona de deformación no crecerá indefinidamente. Medidas realizadas sugieren que la punta de carga de apoyo alcanzada puede llegar a ser de tres a cinco veces la carga del recubrimiento.

Es posible explicar esto. Cuando el confinamiento lateral aumenta en la zona de deformación, puede alcanzar un valor que iguala la tensión virgen horizontal q (considerada igual a la tensión vertical original = γH). No necesita crecer más para establecer el equilibrio con la zona elástica adjunta. Con este valor de la presión el criterio de rotura será:

$$\hat{\sigma} = Kq + \sigma_o, \text{ en zona elástica.} \quad (3)$$

$$\bar{\sigma} = Kq, \text{ en zona de fracturación.} \quad (4)$$

donde, σ_o = resistencia a compresión simple.

Para valores representativos de los estratos del carbonífero hullero, la ecuación (3) da valores entre tres y cinco veces la carga del recubrimiento.

El ancho x_b de la zona de deformación y el área A_b bajo la correspondiente curva de tensión pueden ahora calcularse para los dos casos antes mencionados (ver Figura 21).

a) Deformación sólo en la capa.

De las ecuaciones (1) y (4) tenemos:

$$\bar{\sigma}_y = Kq = (p + p') K e^{x_b \frac{F}{M}} \quad (5)$$

$$x_b = \frac{M}{F} \ln \left(\frac{q}{p + p'} \right)$$

$$A_b = \int_0^{x_b} \sigma_y \cdot dx = \frac{M}{F} K [q - (p + p')] \quad (6)$$

b) Deformación en techo, capa y muro.

De las ecuaciones (2) y (4) tenemos:

$$\bar{\sigma}_y = Kq = K(p + p') \left(\frac{x_b + M/2}{M/2} \right)^{K-1}$$

$$x_b = \frac{M}{2} \left(\frac{q}{p + p'} \right)^{1/K-1} - 1 \quad (7)$$

$$A_b = \int_0^{x_b} \sigma_y \cdot dx = \frac{M}{2} (p + p') \left[\left(\frac{q}{p + p'} \right)^{K/K-1} - 1 \right] \quad (8)$$

La tensión baja en la zona elástica

Más allá del límite elasto-plástico, la concentración de tensiones bajará hasta alcanzar eventualmente la carga de recubrimiento. Esta baja sigue una ley exponencial o de otro tipo que se desconoce, pero se ha supuesto una ley exponencial para facilitar los cálculos. Esto implica que en cualquier punto de la curva el gradiente decreciente de la tensión es proporcional a la cantidad de tensión que falta para la carga del recubrimiento.

La curva comienza en $\bar{\sigma}$ y es asintótica a la carga de recubrimiento q . Esto precisa una curva de la forma:

$$(\sigma - q) = (\hat{\sigma} - q) \exp. \frac{x_b - x}{c} \quad (1)$$

donde x es la distancia desde el borde del macizo, c es una constante y $\exp. (F) = e^F$. El área A_s sobre la línea de la carga de recubrimiento se dibuja en la Figura 21; deberá ser:

$$A_s = \int_{x_b}^{\infty} (\sigma - q) dx = c (\hat{\sigma} - q) \quad (2)$$

El valor de c puede determinarse igualando el área total deficitaria bajo la línea de carga de recubrimiento, al total de aumento sobre ella.

Así de la Figura 21 vemos:

$$A_w + A_1 = A_3 + A_s$$

Sumando A_2 a los dos miembros:

$$A_w + (A_1 + A_2) = (A_2 + A_3) + A_s \quad ; \quad A_w + qx_b = A_b + A_s$$

de la ecuación (2): $A_s = c (\hat{\sigma} - q)$, luego:

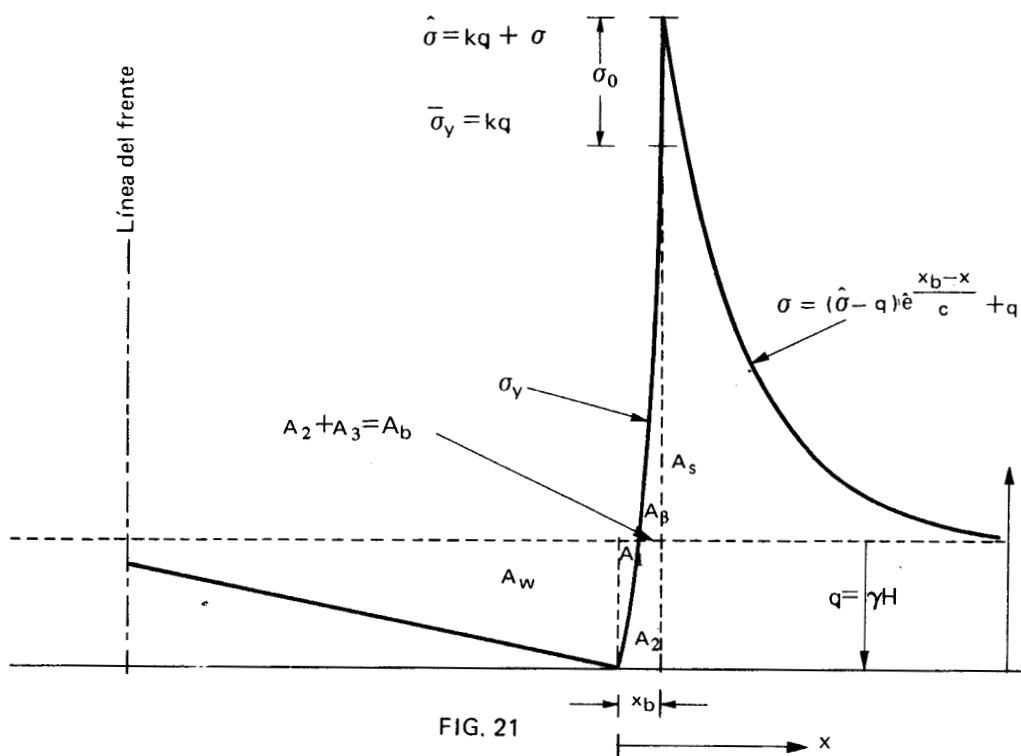
$$c = \frac{A_w + qx_b - A_b}{\hat{\sigma} - q}$$

Sustituyendo valores, como $q = \gamma H = H/40$ y también suponiendo que $(p + p')$, es pequeño comparado con q , tenemos:

a) para deformación sólo en la capa:

$$W > 0,6 H, \quad c = \frac{0,15 H + x_b - \frac{M}{F} K}{(K - 1) + 40 \frac{\sigma_o}{H}} \quad (4)$$

$$W < 0,6 H ; c = \frac{\frac{W}{2} \left(1 - \frac{W}{1,2 H}\right) + x_b - \frac{M}{F} K}{(K - 1) + 40 \frac{\sigma_o}{H}} \quad (5)$$



b) Para deformación en capa, techo y muro.

$$W > 0,6 H, c = \frac{0,15 H - \frac{M}{2}}{(K - 1) + 40 \frac{\sigma_o}{H}} \quad (6)$$

$$W < 0,6 H, c = \frac{\frac{W}{2} \left(1 - \frac{W}{1,2 H}\right) - \frac{M}{2}}{(K - 1) + 40 \frac{\sigma_o}{H}} \quad (7)$$

Donde:

H = Profundidad del recubierto en (m)

W = Anchura de extracción (m).

K = Coeficiente de tensión triaxial.

σ_o = Resistencia a compresión simple (MPa).

M = Potencia de la capa (m).

x_b = Ancho de la zona de deformación (m).

En la Figura 22 se indica un balance de tensiones para un borde de macizo adyacente a una explotación ancha, suponiendo valores típicos de H, K, M, σ_o y p.

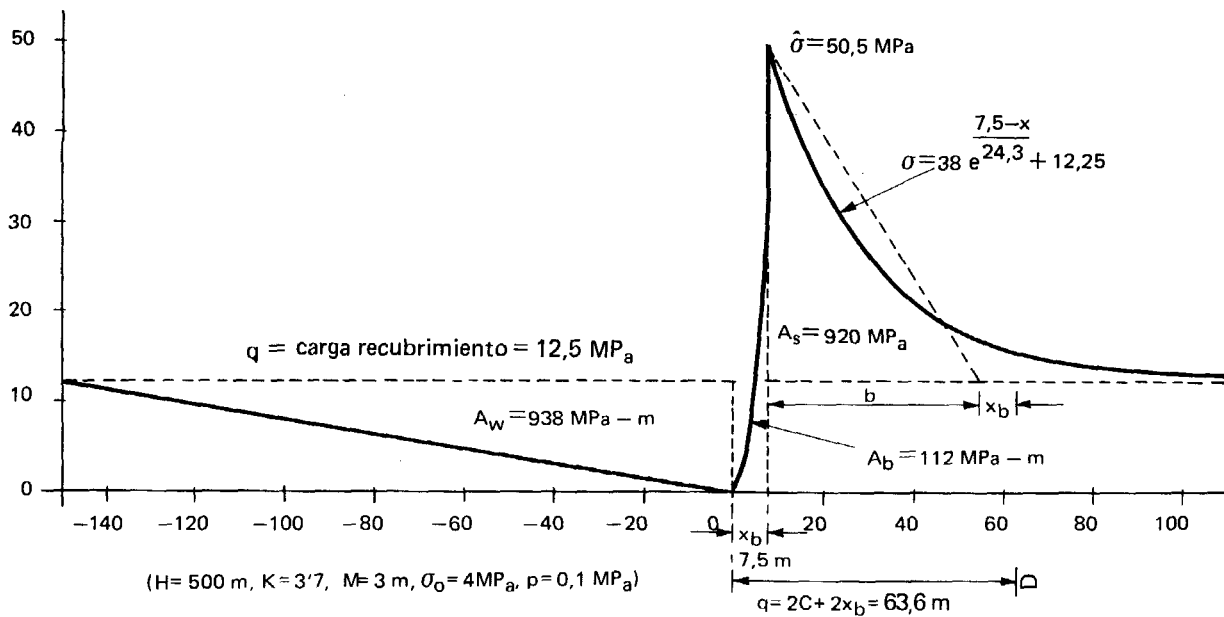


FIG. 22

5. Modelos físicos

Una forma muy frecuente de analizar un problema consiste en hacer un modelo de él. Este puede tomar la forma de un modelo físico, utilizando diversos materiales y conociendo la semejanza con el fenómeno investigado.

Para la construcción de un modelo se puede seguir la siguiente pauta: Primeramente hay que estudiar el "prototipo" (simplificación de la situación real de la estructura minera, necesaria para el análisis dimensional), aislar sus parámetros constituyentes y seleccionar los más relevantes para el problema.

Esto permite calcular la ecuación de diseño para el modelo y la forma que tomará éste. A partir de la ecuación de diseño, se seleccionan los materiales para la elaboración del modelo y se ensaya éste.

Para mantener la semejanza entre el modelo y el prototipo, las relaciones entre los parámetros del modelo deben ser iguales que las del prototipo. Todos los parámetros importantes estarán presentes y se tendrán en cuenta a efectos de escala.

El modelo físico es una herramienta indispensable para determinar las deformaciones de los estratos que rodean el hueco de una labor minera, galería o frente de arranque, allí donde los macizos rocosos tienen un comportamiento tan complicado que la solución por cálculo matemático basado en un modelo numérico resulta difícil.

Por otra parte, la experimentación y toma de datos *in situ*, en las proximidades de las galerías y frentes de arranque, resulta mucho más cara y excesivamente lenta y supone un trabajo mucho más duro y peligroso que en el modelo, y en muchos casos los problemas resultan imposibles de superar; además, algunas variables no se pueden controlar.

El modelo físico a escala, construido con materiales equivalentes, es pues un sistema de in-

investigación barato, sencillo y en el que los ensayos pueden repetirse sin riesgo, observando puntos inaccesibles en la propia mina. Estos modelos físicos permiten simular la fracturación y fisuración en terrenos estratificados, que dan lugar a situaciones críticas al comenzar a producirse, en el control de los estratos en el frente de arranque y en el dimensionado de los sostenimientos. En este caso los modelos pueden sustituir con ventaja a los métodos numéricos.

Sin embargo, estos modelos, por su condición bidimensional, no pueden emplearse en resolver los problemas referidos al campo tridimensional de tensiones.

Para ello, los problemas que se plantean cuando las minas alcanzan y sobrepasan los 800 m de profundidad, lo que cada vez es más frecuente, exigen el tipo de modelos estáticos tridimensionales en cuya preparación se ocupa la actual investigación del centro de Mecánica de Rocas de Essen.

De los tipos de modelos preparados y ensayados por los Centros de Investigación Minera de Gran Bretaña, Alemania Federal y Polonia, se llega a la conclusión de que los modelos alemanes de gran tamaño son los más apropiados para reflejar con exactitud la conexión entre el campo de tensiones, las características de los estratos y el sostenimiento. Incluso los norteamericanos han iniciado unos ensayos con grandes modelos, a escala 1:1. El inconveniente de estos modelos es que resultan extraordinariamente caros, no sólo en su elaboración sino por las máquinas gigantes que exigen para su ensayo.

Los modelos ingleses, aunque no tan perfectos en sus resultados, se consideran suficientes y desde luego mucho más económicos. Estos se han hecho a escala 1/50.

En cuanto al material más conveniente para elaborar los modelos, la conclusión es que el más apropiado es el material granular cementado con yeso.

Ello se basa en la sencillez de su elaboración, el bajo costo de sus componentes y la semejanza de su textura con los materiales de la estructura real, con la ventaja de tener menos resistencia y más deformabilidad.

Además, se pueden variar bien sus propiedades con la adición de componentes granulares, proporciones de la mezcla, calidad del yeso, etc.

En la selección de los ensayos a realizar la conclusión es clara, ya que todos los laboratorios han coincidido en los problemas que se pueden resolver en estos modelos, por ello todos son interesantes para la minería del carbón en cualquier país y son igualmente aplicables, por lo tanto, a la minería del carbón en España.

En este último caso serían de especial interés los ensayos anteriores, aplicados a capas verticales, cuyos problemas no han sido analizados en ningún otro país.

6. Estudio en capas verticales

6.1. Presiones y deformaciones en la explotación por testeros

(P. Ramírez Oyanguren y R. Lain, 1985).

En el Norte de España, las capas de carbón que se explotan son normalmente muy estrechas y pendientes, por lo cual su mecanización es muy difícil, aunque en este sentido se están consiguiendo claros avances en la actualidad.

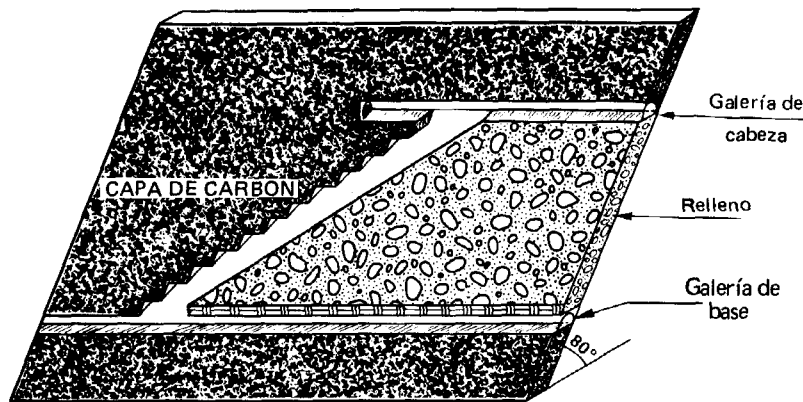


FIG. 23

Hasta el presente, el método de arranque que se utiliza en la mayoría de las explotaciones es el denominado *método de "testeros"*, cuyo rendimiento está basado en el hombre, que debe arrancar el carbón manualmente con el martillo picador, realizar la entibación del tajo a base de madera y verter el relleno en el tajo. (Figura 23).

El mayor inconveniente que presenta el método de arranque de testeros es, además de la baja productividad, la frecuencia con que se producen desprendimientos de techo, muro o carbón, lo cual plantea una situación de inseguridad.

Los tramos más productivos se encuentran en zonas muy tectonizadas y bastante falladas. En estas zonas es muy frecuente que el carbón aparezca intercalado con pizarras. La potencia de los estratos suele ser pequeña. Las capas explotables son estrechas e irregulares.

Las rocas que forman los estratos del techo y muro inmediatos suelen ser en la mayoría de los casos pizarras y areniscas, predominando claramente las pizarras sobre las areniscas.

En lo referente a las propiedades mecánicas de las rocas de techo y muro, se encuentran areniscas con resistencias a compresión simple del orden de 100 a 160 MPa con un promedio de unos 130 MPa; las pizarras, con resistencias a compresión simple del orden de 60 a 100 MPa, con promedios de 75 a 85 MPa.

Cálculo de tensiones y desplazamientos

Para llevar a cabo el análisis de tensiones, deformaciones y desplazamientos que se producen en las capas de carbón delgadas y muy pendientes explotadas por el método de testeros, se ha utilizado el modelo numérico tridimensional de elementos de contorno BESOL/55201 del profesor Crouch. Con este modelo se calculan las tensiones normales y cortantes, los desplazamientos y las deformaciones en el techo y muro de la capa, así como los datos de tensiones y deformaciones en el macizo rocoso.

El modelo se ha preparado eligiendo primeramente la extensión de la zona que se va a estudiar; esta zona comprende 150 m según el rumbo y otros 150 m según el buzamiento de la capa, que tiene 1,5 m de potencia.

Se divide la zona en estudio en elementos mediante una malla cuadrada de 60 filas.

Cada elemento tiene el mismo espesor, que es igual a la potencia de la capa. El modelo da información sobre tensiones y desplazamientos en todos los elementos de la malla.

A continuación se simula determinada fase de la excavación asignando a los exaedros del modelo distintos materiales con distintas propiedades mecánicas, utilizando exaedros vacíos que

simularán los huecos existentes en el modelo, ajustándose de la forma lo más fielmente posible a la geometría de la excavación.

Los modelos de elementos de contorno presentan la gran ventaja de que sólo se necesita subdividir las excavaciones y no todo el terreno comprendido entre las labores mineras y la superficie, como sucede en los modelos de elementos o diferencias finitos; es decir, a pesar de ser tridimensional el problema, sólo son necesarias dos dimensiones para ser representado, tal como se puede ver en la Fig. 24, donde los elementos de la malla cuadrada tienen 2,5 m de lado.

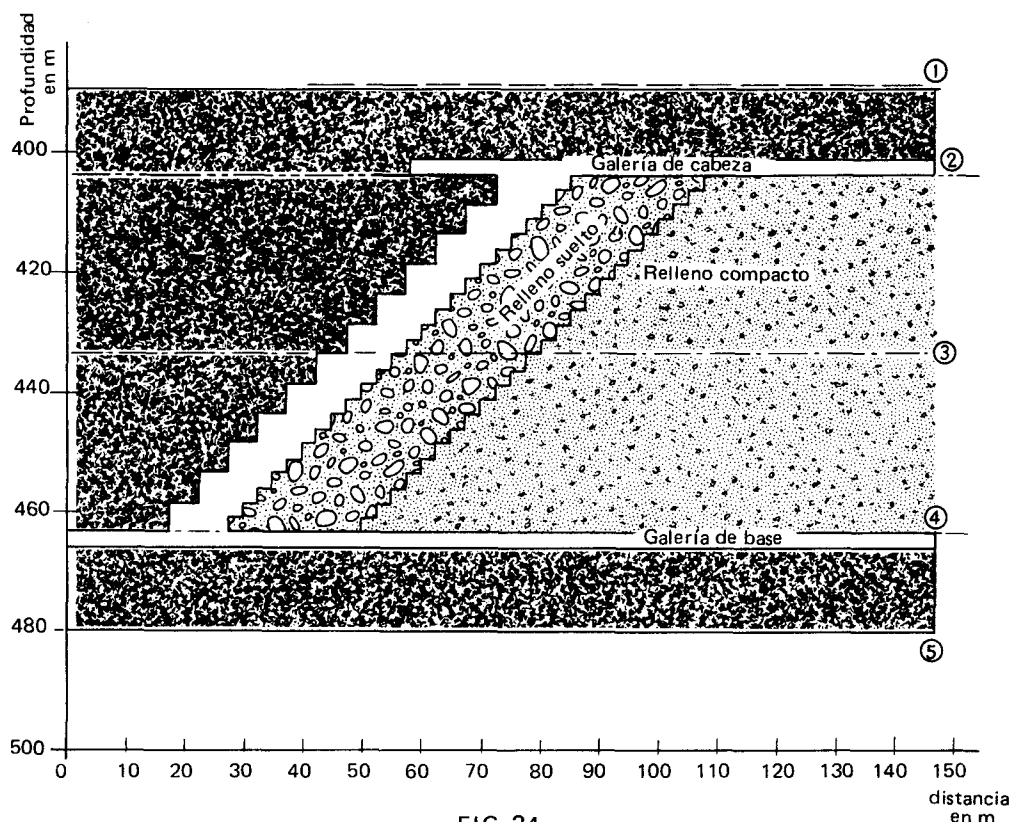


FIG. 24

En la zona objeto de este estudio, se distinguen tres tipos de materiales:

- carbón, con un módulo de elasticidad de 5000 MPa y un módulo de rigidez de 1900 MPa;
- un primer relleno poco compacto, próximo al hueco de la explotación, con un módulo de elasticidad de 10 MPa.
- un segundo relleno más compacto, que simula el relleno que lleva un cierto tiempo colocado y se ha compactado debido al peso del relleno que se ha ido vertiendo posteriormente y a la convergencia de los hastiales de la capa. Las características mecánicas de este segundo relleno son: módulo de elasticidad 15000 MPa y coeficiente de Poisson 0,25.

Por otra parte, se ha supuesto la igualdad de tensiones horizontales y verticales en cualquier punto del macizo rocoso, con un aumento de tensión en función de la profundidad de 27 KPa/m.

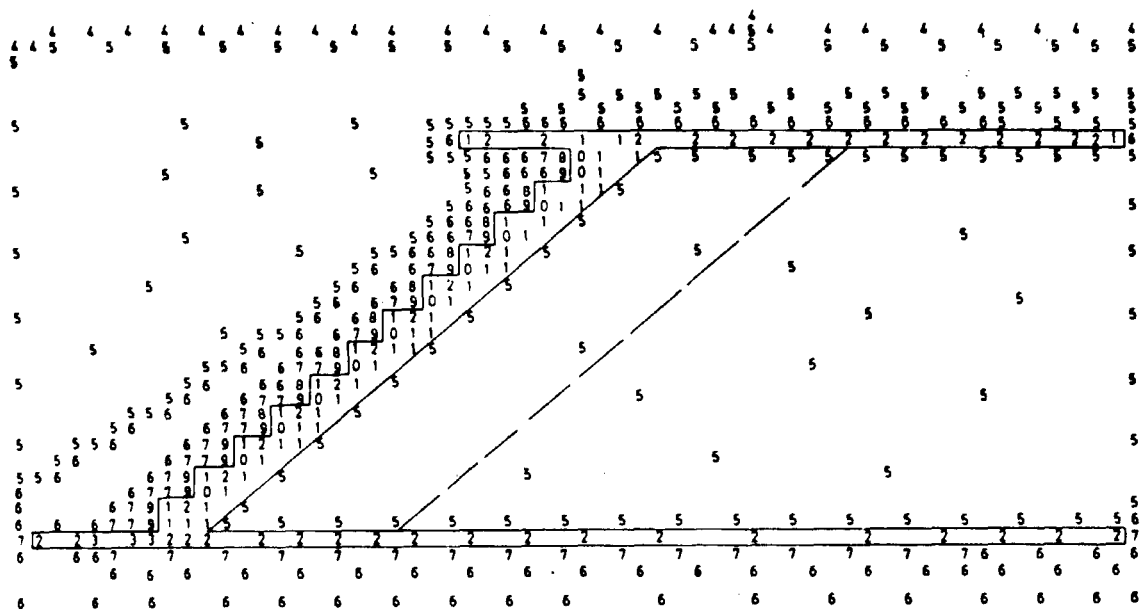
Otros datos que precisa el modelo son la pendiente de la capa, que es de 80° y dos coordenadas de su extremo superior izquierdo.

La parte inferior del modelo está situada a 500 m de profundidad. El modelo permite obtener las tensiones y desplazamientos en el techo y muro de la capa, en dirección del rumbo y del buzamiento; además da información sobre tensiones y desplazamientos en cualquier punto del macizo rocoso. Aprovechando esta particularidad, se ha investigado la influencia producida por la explotación en el macizo rocoso a distancias de 3 y 9 m de la capa.

De los datos suministrados por el modelo, se ofrecen a continuación los que se han considerado de mayor interés para el análisis de tensiones y desplazamientos alrededor de explotaciones de capas de carbón por el método de "testeros".

Para mejor comprensión de las tensiones y desplazamientos que tienen lugar en el modelo, se muestran una serie de figuras que representan secciones a lo largo de la capa, sobre las que se han dibujado la geometría de la explotación, quedando definidas las tensiones y desplazamientos mediante isoáreas representadas con números cuyas equivalencias se exponen en cada figura.

En la Figura 25 se muestran las tensiones en el techo de la capa paralelas al rumbo. El valor de la tensión se da en cada elemento de la malla cuadrada del modelo. Con objeto de resumir las representaciones gráficas, sólo se presentan aquellas figuras que se consideren fundamentales para la comprensión de los fenómenos que se producen en la explotación y entorno. Los números que se muestran en la figura no son los verdaderos valores de las tensiones sino que deben ser transformados mediante la tabla de la leyenda. Las compresiones se consideran positivas.



LEYENDA: 9= 19,030 MPa; 8= 16,910; 7= 14,800; 6= 12,600; 5= 10,570; 4= 8,460; 3= 6,340; 2= 4,230; 1= 2,110; 0= 0,608.

FIG. 25

En la Figura 26 se muestran las tensiones en puntos situados en el techo a 3 m y 9 m de la capa.

Para cada una de estas dos distancias, los puntos a los que se refiere la figura, están situados en cinco líneas que tienen distintas posiciones relativas respecto a la parte superior e inferior del cuartel de explotación, según se puede ver en la Figura 24,

La Figura 30 muestra las tensiones paralelas al buzamiento en el techo de la capa. En el muro no se indican las tensiones, ya que debido a la verticalidad de la capa y a la hipótesis adoptada en lo referente a las tensiones naturales, las tensiones en el muro son casi iguales a las del techo; lo mismo ocurre con las tensiones paralelas al rumbo de la capa.

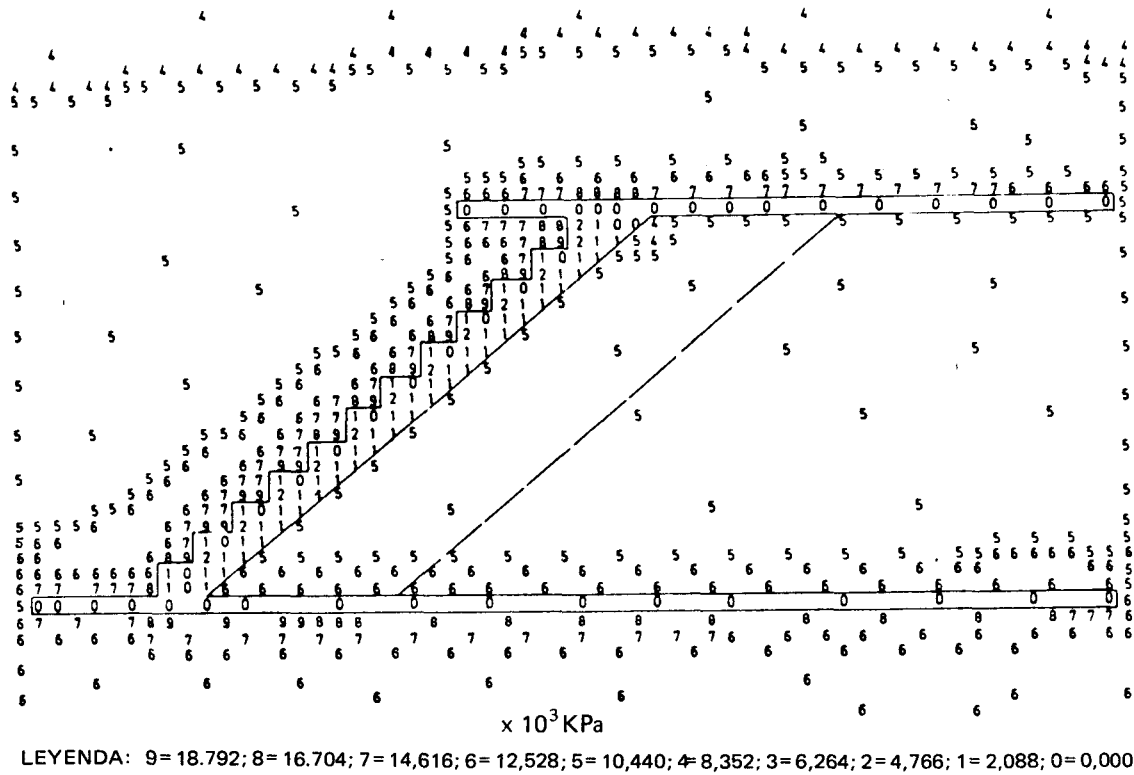
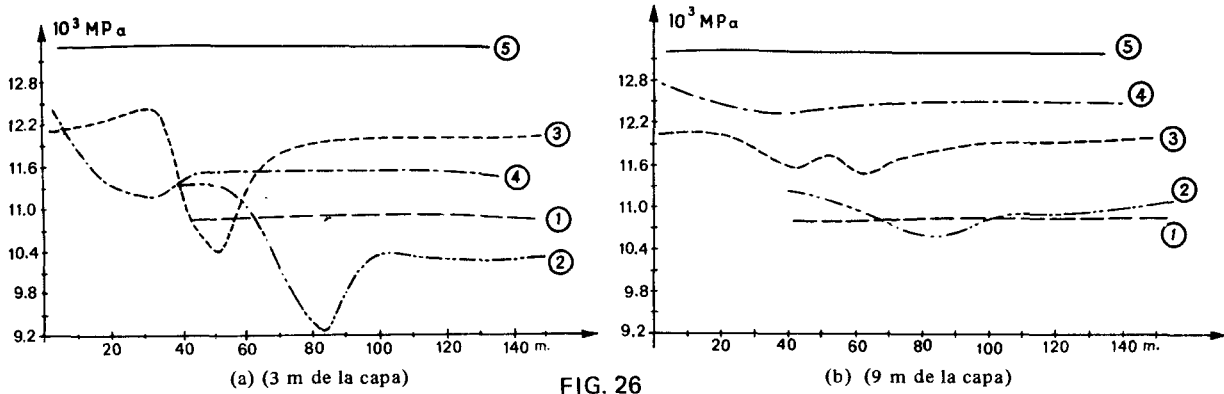


FIG. 27

Al igual que en la Figura 26, en la Figura 28 se han reproducido los valores de las tensiones en puntos situados a 3 y 9 m de distancia al techo de la capa. Análogamente, en las Figuras 29 y 30 se muestran las tensiones perpendiculares a la capa.

En la Figura 31-a y 31-b vienen representados los desplazamientos perpendiculares a la capa, a 3 y 9 m sobre el carbón respectivamente, para las mismas cinco líneas mencionadas anteriormente. Las curvas que aparecen en estas figuras representan los desplazamientos totales para la

posición indicada del frente y se han obtenido integrando los valores calculados por el modelo.

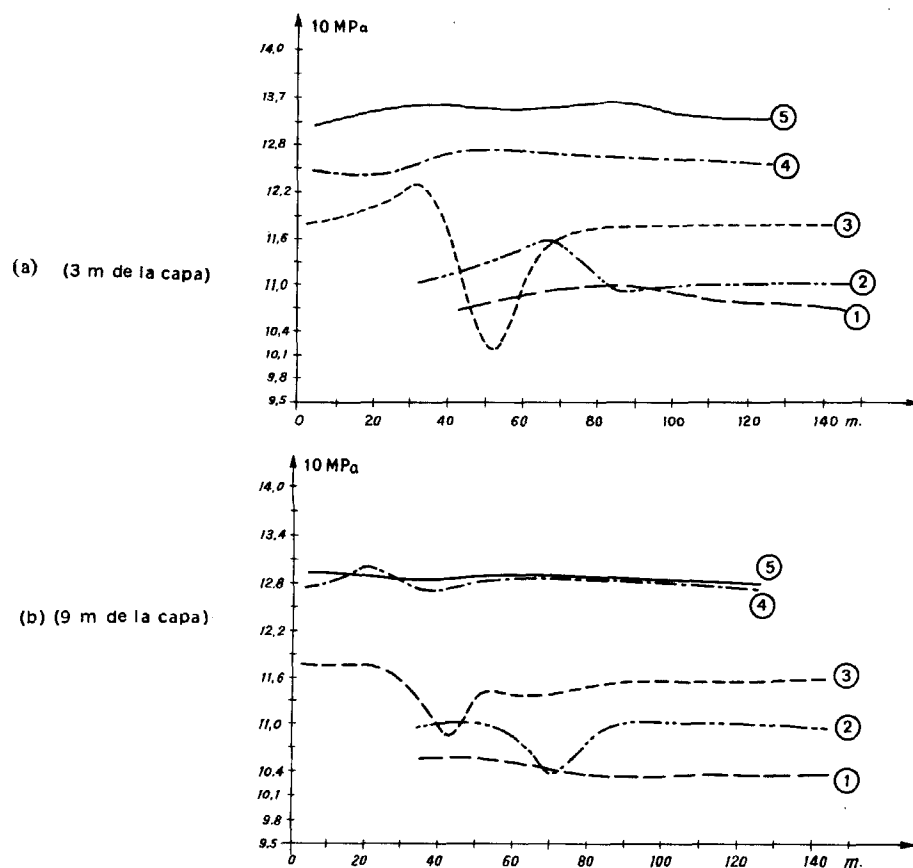


FIG. 28

Del análisis de los resultados presentados en las Figuras 25 y 26 se pueden extraer las siguientes conclusiones en lo referente a las tensiones paralelas al rumbo:

Aparece una zona de fuerte concentración de tensiones entre el frente y unos 15 m por delante de éste, que tiende a destacarse más en zonas próximas a la parte inferior de la explotación.

Los valores máximos de las tensiones se producen en los bordes de los testers y alcanzan valores del orden del doble de la tensión de recubrimiento correspondiente.

Esta zona de altas tensiones también puede distinguirse a 3 m de la capa, pero la máxima concentración de tensiones sólo alcanza un valor de 1,1 y aparece en una zona situada a unos 10 m del frente. En el macizo rocoso, a 9 m de distancia del techo de la capa, apenas se puede apreciar la concentración de tensiones.

En la zona de labores la tensión disminuye rápidamente hasta un valor mínimo cercano a cero a unos dos metros por detrás del frente. A tres metros de la capa, esta disminución de tensiones es mucho más pequeña, alcanzándose valores de tensión de 10 MPa. A 9 m de la capa, la influencia de la explotación es despreciable.

Alrededor de las galerías de base y de cabeza aparece una zona de pequeña concentración de tensiones que también es apreciable a 9 m de la capa.

La zona extraída y rellena alcanza una presión más o menos igual a la carga de recubrimiento sin ninguna concentración ulterior de tensiones.

Las tensiones paralelas al buzamiento de la capa se muestran en las Figuras 27 y 28 de las que se extraen conclusiones análogas a las mencionadas anteriormente, con la única diferencia de que la alteración de tensiones producida por las galerías es menor en este caso, debido a la perpendicularidad entre la dirección de la tensión y el eje de la galería.

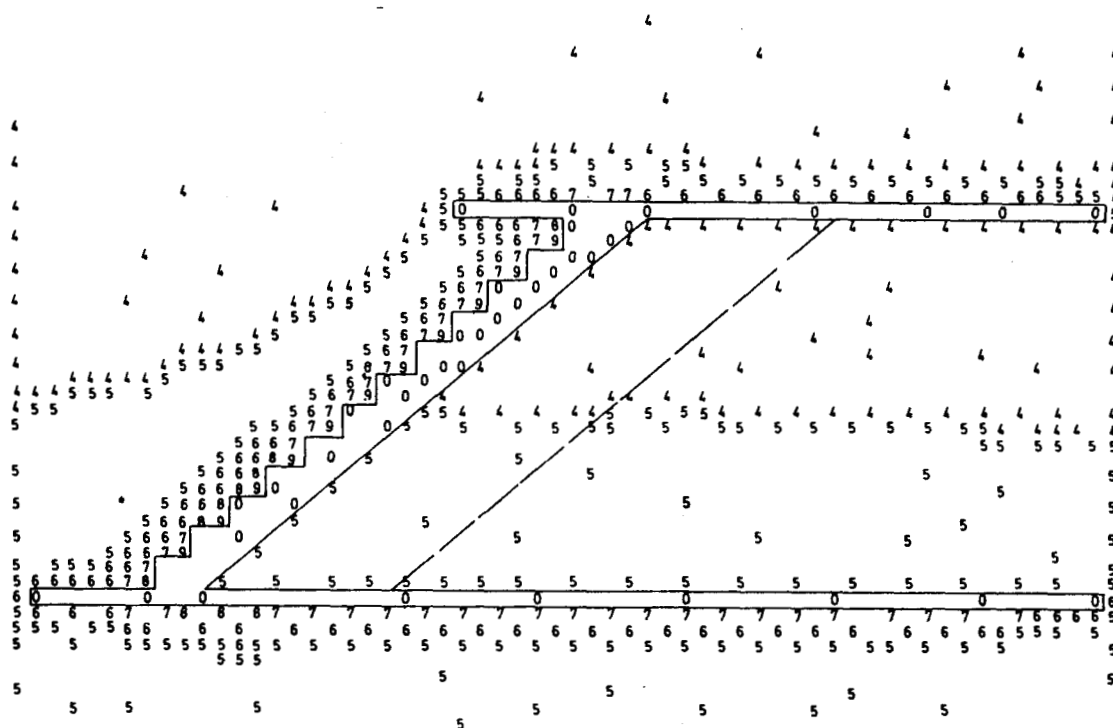
En lo referente a las tensiones perpendiculares a la capa, según se puede ver en las Figuras 29 y 30, las únicas diferencias con las tensiones previamente estudiadas, son las siguientes:

La concentración de tensión delante del frente es un poco mayor.

La disminución de tensión correspondiente a la zona de labores todavía se nota claramente a una distancia de tres metros sobre la capa.

A 9 metros, la distribución de tensiones aun está influenciada por la explotación.

Todos los valores de los desplazamientos elásticos obtenidos del modelo son muy pequeños, excepto los normales a la capa, que se muestran en la Figura 31, que son algo mayores. Según puede verse en esta figura, el desplazamiento aumenta rápidamente en la línea del frente y se va amortiguando lentamente en la zona del relleno. A 9 m del techo de la capa, los valores de los desplazamientos todavía son muy análogos a los obtenidos a 3 m de distancia.



LEYENDA:

9 = 21,485 MPa.— 8 = 19,080.— 7 = 16,695.— 6 = 14,310.— 5 = 11,925.— 4 = 9,540.— 3 = 7,155.— 2 = 4,770.—
1 = 2,385.— 0 = 0,000.

FIG. 29

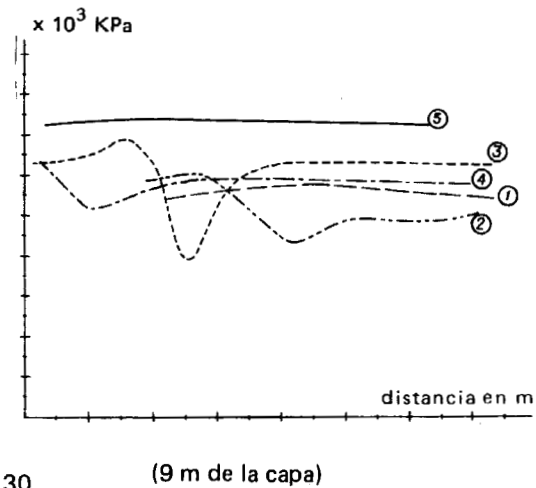
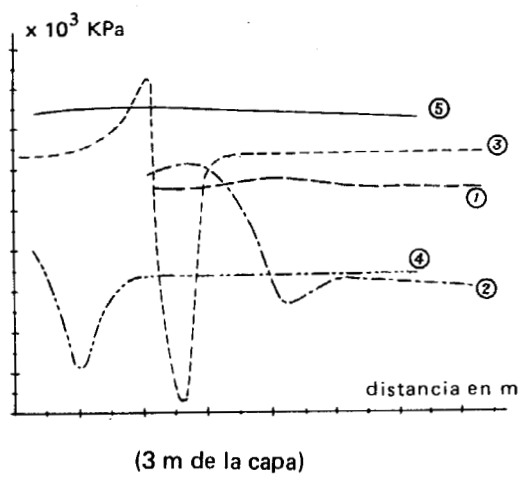


FIG. 30

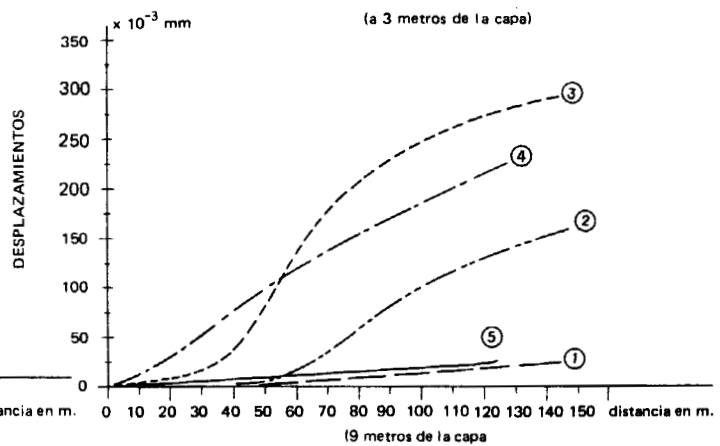
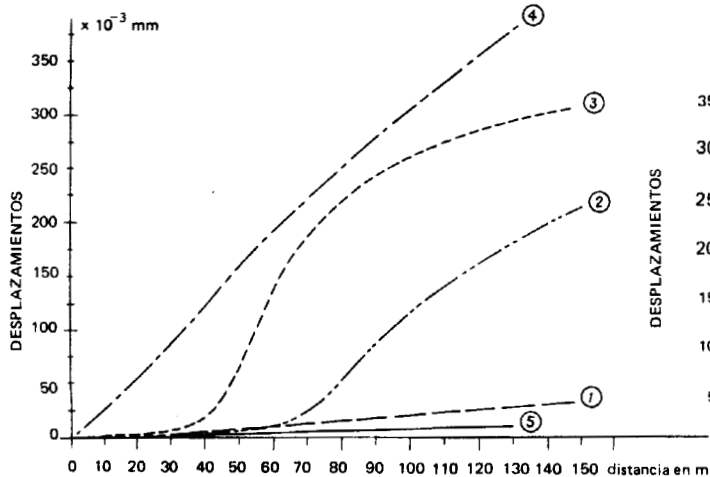


FIG. 31

6.2. Volumen de influencia de una explotación en capa de carbón vertical

DEJEAN (1979) ha publicado un trabajo en el que estudia la influencia de unas capas sobre otras al ser explotadas, lo que da lugar a trastornos importantes como desprendimiento del techo y "derrabes" del carbón y que pueden bloquear la explotación.

Este estudio se refiere a los "paquetes" de capas Hulleras de Lorena, que tienen pendientes entre 60° y 90° y están separadas unos 20 m entre sí.

El método de explotación es de frente ascendente y relleno hidráulico, en ciclo de 4 m de avance.

En primer lugar hay que conocer la zona de influencia general de la explotación, para poder minimizar las dificultades producidas por las tensiones del terreno.

Así las explotaciones antiguas o en marcha determinan en el terreno zonas particularmente solicitadas, con mayor degradación que otras que se llaman "expansionadas", en las que el comportamiento de los talleres será mejor. Lo más útil para esta primera parte del estudio es el modelo matemático de elementos finitos del que se puedan comprobar la realidad de los resultados.

En efecto, el modelo permite resolver todos los fenómenos ligados a la variación de las características del terreno y de la explotación, mecánicas y geométricas y conocer el estado de confinamiento y deformación del terreno en cualquier punto, en ausencia de cualquier labor cuya presencia perturbaría lo que se trata de conocer.

Es preciso tomar medidas *in situ* para definir los parámetros que el modelo necesita y hay que asegurarse en todo momento que estas medidas concuerdan con los resultados del modelo. Además este es estático y no incluye el parámetro tiempo, que es muy importante y debe estudiarse con medidas *in situ*.

Conocida la zona de influencia, conviene estudiar su variación en función de los parámetros: potencia, pendientes, naturaleza del terreno, distancia de avance y presencia de otras explotaciones.

Las medidas *in situ* realizadas son:

- Deformaciones y presión en el relleno, y desplazamientos absolutos del terreno en las galerías.
- En varias explotaciones se midió la convergencia de hastiales y la expansión del carbón en la corona del frente.

Los cálculos se han hecho sobre modelos de dos dimensiones utilizando el método de elementos finitos.

En el primer cálculo realizado el modelo representa un taller aislado que ha avanzado unos 60 m con 2 m de potencia y 60° de pendiente. Se prescinde del relleno.

La Figura 32 representa las curvas de igual tensión perpendicular a los hastiales. El valor "1,0" corresponde al estado virgen. Hay dos zonas de sobrecarga: en el frente y en el montaje.

La Figura 33 representa el caso del taller relleno, que se simula por un material elástico de rigidez variable.

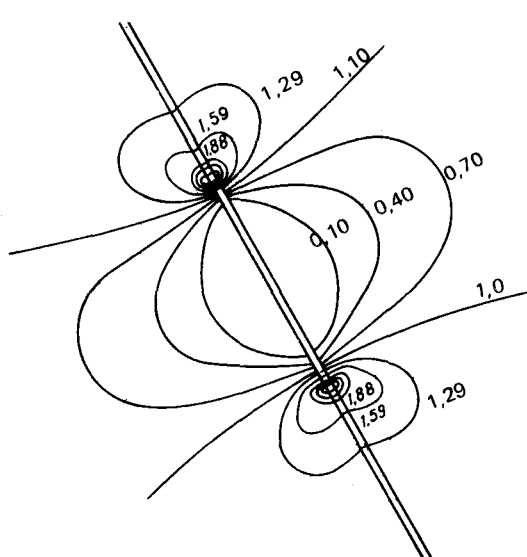


FIG. 32

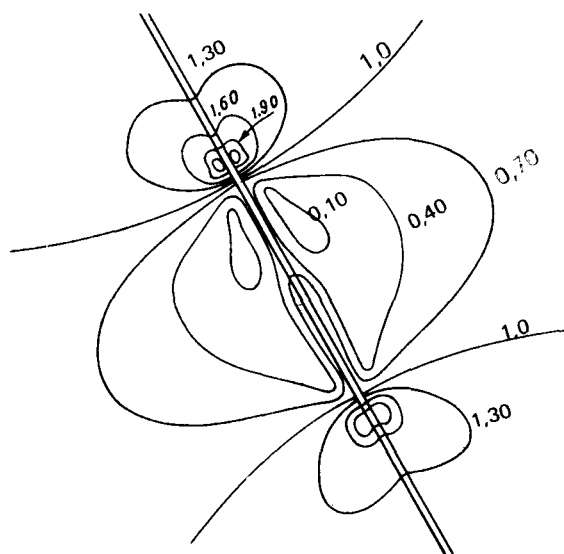


FIG. 33

La única variación de importancia entre ambos casos es que ha bajado ligeramente la sobrecarga en la parte baja del taller. Esto es similar a lo que ocurre en los tajos largos en capa echada.

Se ha analizado la evolución de las compresiones y expansiones en líneas paralelas al tajo y sobre el techo de éste. La Figura 34 representa la evolución de las tensiones normales a los hastiales en un plano normal a la capa.

Otra confrontación entre modelo y medidas puede realizarse estudiando la situación de las tensiones máximas en planos paralelos a la capa.

La Figura 35 a y b da dichas tensiones como resultado del cálculo del modelo y de las medidas *in situ* respectivamente. Las medidas se obtienen con captadores de presión situados entre el relleno sometidos a la influencia de explotaciones a techo y muro.

La intensidad de expansión sobre la zona explotada disminuye al alejarse del plano de la capa. La sobrepresión que se observa en los 10 m detrás del frente produce la fractura de hastiales.

El terreno fracturado pasa a la mina como relleno y, si se produce influencia de otro taller, pueden observarse deformaciones importantes y avance del relleno sobre la explotación.

Las medidas de convergencia *in situ* confirman estos cálculos sobre el modelo.

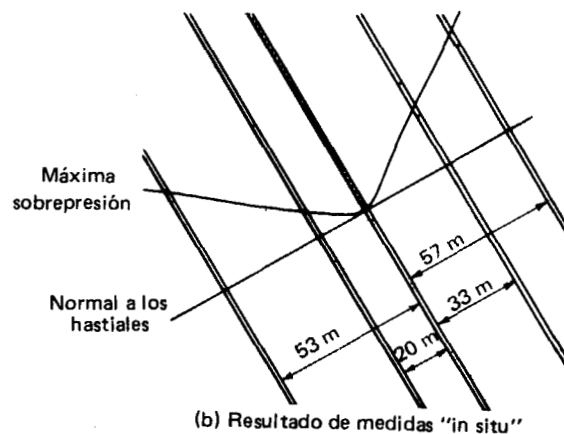
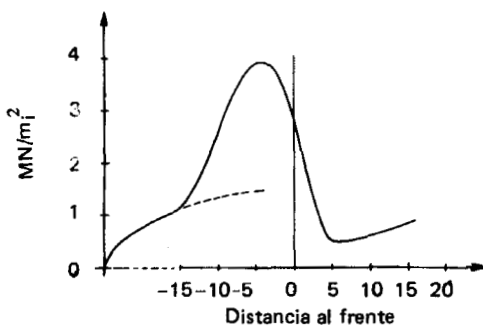
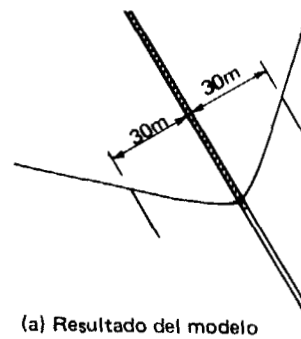
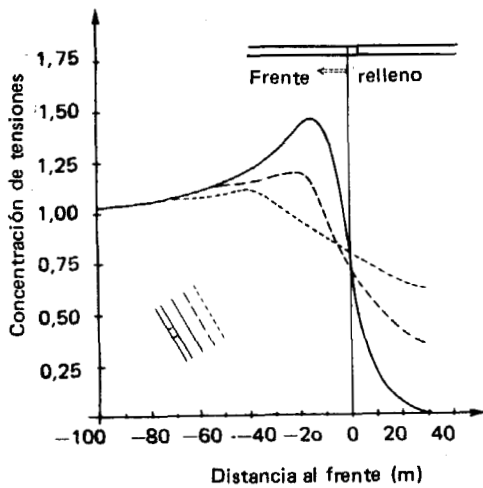


FIG 34

FIG 35

En realidad hay interacción entre las diversas explotaciones del paquete y, además, la acción simultánea de otros parámetros como potencia, pendiente, etc., hace difícil el estudio de las influencias simultáneas. Por ello el modelo es una herramienta indispensable. El estudio sobre el modelo de la interinfluencia de dos capas que se explotan en un medio isótropo muestra que la tensión resultante de la explotación simultánea o desfasada de dos capas, sobre paralelas a las mismas puede considerarse como la superposición de las tensiones de las dos capas. Esto se indica en la Figura 36.

Se ha observado que las tensiones apenas son influenciadas por la potencia de la capa. En los desplazamientos del techo sí influye, pero no proporcionalmente. Así, si pasa de 2 m a 6 m, el desplazamiento aumenta un 29 %. Las convergencias son proporcionales a la potencia, aunque las medidas *in situ* no lo acusen.

Sólo sobre el modelo se puede estudiar la influencia de la pendiente. Se ve que las curvas de compresión y expansión no varían.

El avance de la explotación sí influye en el volumen de influencia. La Figura 37 muestra las curvas de sobrecarga y de expansión para tres avances del frente.

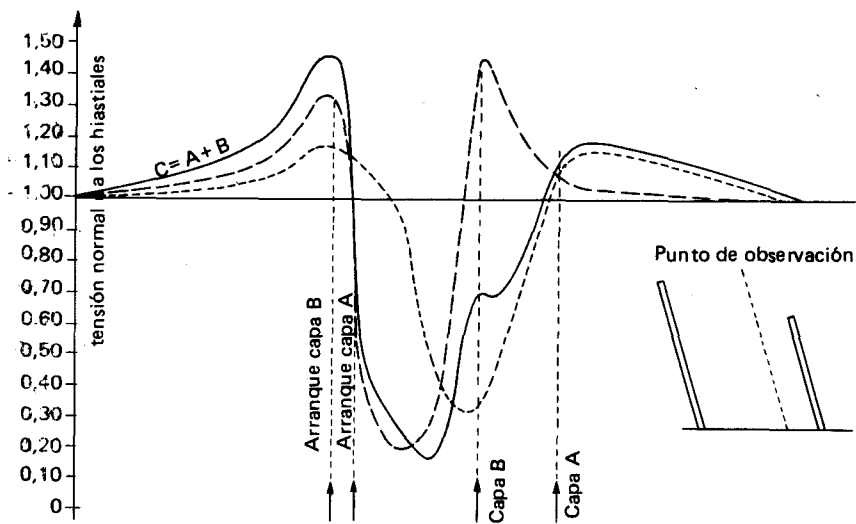


FIG. 36

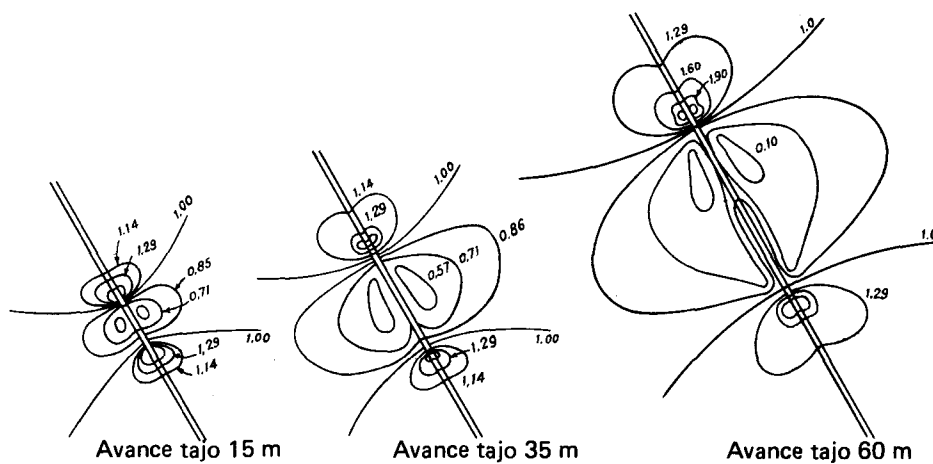


FIG. 37

En cuanto a la naturaleza del terreno, es claro que el modelo supone un medio isótropo y en realidad es ortótropo con módulos de elasticidad diferentes paralela y perpendicularmente a la estratificación, coeficiente de Poisson y módulo de cizallamiento relativamente bajo.

Se deducen las siguientes conclusiones:

- No avanzar dos o más tajos juntos en capas próximas, para evitar que la sobrecarga del frente de una deteriore los hastiales de la otra, y fisure o quebrante demasiado el carbón.
- No iniciar un tajo demasiado cerca, al techo de una explotación antigua.
- Si dos capas están más o menos a 20 m llevarán un desfase de unos 30 m.
- No parar un frente, sobre todo si está en zona de sobrepresión, pues al reanudar el avance puede haber problemas.
- Lo más favorable es situar la explotación en zona expansionada.
- El orden de explotación mejor es de techo a muro, así las preparaciones se realizan en zonas expansionadas.

7. Resumen y observaciones

Es muy importante para el ingeniero o minero el conocer bien la naturaleza de los fenómenos que se producen al abrir el hueco de la explotación y las características del comportamiento del techo.

La relación histórica de teorías sobre el tema sirve para interesarse en los puntos de vista de la observación de los fenómenos, en particular, la moderna teoría de Wilson que se refiera a las rocas propias del carbonífero.

Finalmente el estudio de las presiones en explotaciones por testeros en capa vertical y la influencia de las explotaciones de unas capas verticales sobre otras, dan una idea de las posibilidades que el propio minero tiene de suministrar observaciones que permitan con la colaboración de los especialistas realizar una verdadera investigación sobre la explotación de estas capas, llenando así la laguna que hoy existe.

BIBLIOGRAFIA

- ALDER Y OTROS (1943) *Subsidence and its bearing on mining methods.* T.I. Mining-Engineer - vol. 102, pág. 302.
- ALDER Y OTROS, (1949) *Yielding pillar technique.* Collg. núm. 4628.
- ALDER Y OTROS, (1951) *Research on strata control.* C.I. de control de estratos-Lieja.
- ARREY, (1976) *The derivation and numerical solution of relation of stresses around mining roadway* (Thesis).
- BERRY AND SALES, (1960,61,62) *An elastic treatment of ground movement in mining* J. Mech. Phys solids. vol. 9.8.10.
- BRIGGS, (1929) *Mining subsidence,* E. Arnol. Londres.
- DEJEHAN, (1970) *Revue de l'Industrie Minerale.* Junio 79. Serie Mine.
- DENOEL, (1951) *Consideration on rock pressures.*
The marvel of mining.
Can coal measures be considered as masses, of loose structure to which the laws of soil mechanics may be applied?
C.I. Control de Estratos. Lieja.
- DOR MUND BOARD OF MINES (1897) *On the influence of coal mining under marl applying upon the earth surface*
- DUMONT, (1871) *Reponse de l'union des charbonages, mines et usines au memoire précédent.*
- DUWALL, (1948) *Stress analysis applied to underground mining problems* B. of Mining R. Inv. 4192 a 4387.
- ECKARDT, (1913) *Gluckauf.*
- EVANS, (1940) *The Strength of undermined strata.* T.I. Met. vol. 50, pág. 475.
- FAYOL, (1885) *Notes sur les mouvements du terrain* B. de la S. l'Industrie minerale.
- FRITZCHE, (1961) *Tratado de Laboreo de Minas.* Ed. Labor.
- GONOT, (1839) *Des abaisements du sol produits par l'exploitation Houillere*
- GROND, (1950) *Disturbance of coal measure strata.* Iron and Coal. vol. 160, núm. 4292.
- HACKET, (1958) *An elastic analysis of rock movements caused by mining.* I. Min. Eng. vol. 118 p. 421.
- HALBAUM, (1905) *The great planes of strain in the absolute roof of mines.* Institute of Mining-Engineering, vol. 30 pág. 175.
- HACKL, (1928) *Gluckauf-* vol. 64, pág. 711.

- HACLK, (1929) *An elastic analysis of rock movements caused by mining.* Min. Eng. vol. 118, pág. 421.
- KEGEL, (1951) *Soil mechanics in loose and solid rocks applied to mining.* C.I. de Control de Estratos. Lieja.
- LABASSE, (1951) *Roof control by caving pressures and rock movements*
The precise topographical measurements in coal underground mining. C.I. Control de Estratos. Lieja.
- LITWINISZYN, (1957) *The theories and model research of movements of ground masses.* E.C. Ground Movements.
- PANEK, (1951) *Stress about mine opening in homogenous rock body*
E. Bross. New York.
- PENG y CHIANG (1984) *Longwall Mining.* Ed. Wiley.
- PHILLIPS-JONES (1942) *Strata movements.* T.I. Mining Eng. vol. 101, pág. 349.
- PIRARD, (1951) *Principe of photoelastic methods.* C.I. Control de Estratos. Lieja.
- RAMIREZ OYANGUREN, P. (1965) *Movimientos del terreno provocado por un frente largo.* Memoria.
- RAMIREZ OYANGUREN, P., (1972) *Simultaneous extraction of two potash beds close proximity, 5th international Strata Control Conference.* Londres.
- RAMIREZ OYANGUREN,P., LAIN, R.,
LAIN, L., y CARRASCO, J, (1985). *Study of the stability of the immediate roof in thin and strrp coal seams mining.*
21 Conferencia de Seguridad Minera, Sidney (Australia).
- SALAMON (1961) *Analysis of the movements and stresses induced by mining in stratified rocks.* K. Coll. Min. vol. 3.
- SPRUTH, (1951) *Distribution of pressure up or near the coal face.* C.I. Control de Estratos. Lieja.
- TRUMBACHEV, (1960) *Experimental investigation using photoelastic methods.*
3.º C.I. in strata control (París).
- WEBER, (1916) Gluckauf. Vol. 52, pág. 48.
- WHETTON y KING, (1959) *The field measerement of subsidence and strain* Ibid 44
- WILSON, (1980) *The stability of underground workings in the soft rocks.* Tesis.

3.- estudio de los bancos del techo

INDICE DEL CAPITULO III

	<i>Pág</i>
1. Introducción	93
2. Estudio de las solicitaciones de un banco resistente del techo superior	93
2.1. Criterio de rotura de Granberg	97
2.2. Fracturas primarias y secundarias	97
2.3. Inclinación de las fracturas primarias	97
2.4. Inclinación de las fracturas secundarias	99
3. Movimientos del techo superior	101
3.1. Flexión pseudo-elástica	101
3.2. Deformaciones interiores de los bancos	101
3.3. Hundimientos por deslizamientos	102
4. Diseños de techos en frentes largos	103
5. Cálculo aproximado del equilibrio de los terrenos por encima de un tajo	106
6. Factores que influyen en la estabilidad del techo superior	108
6.1. Situación de la línea de recompresión	108
6.2. Situación de la línea de rotura	109
6.3. Situación de la línea de fisuración	111
6.4. Pendiente de la línea de rotura	111
1 6.5. Efectos de una línea de rotura más inclinada	113
7. Consideraciones generales sobre la estabilidad del techo inmediato	114
8. Evaluación de las fuerzas que aparecen en el techo inmediato	116
8.1. Forma y dimensiones de los bloques	116
8.2. Fuerzas horizontales en el techo inmediato	117
8.3. Sentido de las fuerzas verticales en la junta vertical A—D	118
8.4. Situación de la reacción del techo superior. Rotación del bloque A—B—C—D.	119
9. Cálculo de la estabilidad del techo inmediato	119
9.1. Método aproximado	119
9.2. Cálculo completo	122
9.3. Cálculo del equilibrio en presencia de fracturas R_4	124
9.4. Cálculo del equilibrio en presencia de fracturas R_2	127
10. Estudio de la estabilidad del techo inmediato de una explotación por testeros.	131
11. Golpes de techo en frente largo	135
11.1. Generalidades	135
11.2. Condiciones para que se desencadene un golpe de techo	136
11.3. Métodos de previsión de riesgos de golpe de techo	137
11.4. Métodos de lucha contra los riesgos de golpes de techo	139
12. Convergencia	141
13. Resumen	142
BIBLIOGRAFIA	143

*

CAPITULO III

ESTUDIO DE LOS BANCOS DEL TECHO

1. Introducción

El techo superior o techo alto, según se ha mencionado en el Capítulo 2, comprende los bancos situados por encima del taller de trabajo que son autoportantes. Reposa, por una parte, sobre el macizo de carbón y por otra sobre el relleno. Si todavía no está fracturado, puede quedar en voladizo sobre el tajo. Desde el momento de su fracturación, las fuerzas horizontales son las que le dan su estabilidad: se comporta como si se tratara de una viga confinada y fisurada.

El techo inmediato o techo bajo, como se vió anteriormente, corresponde a la parte de estratos del recubrimiento situados inmediatamente por encima de la línea del techo físico que se hunden en el momento en que avanza el sostenimiento. Debido a este hundimiento, el techo inmediato no puede transmitir fuerzas horizontales según la dirección de avance de las labores. Su peso debe ser soportado completamente por el sostenimiento.

El techo inmediato se fractura por rotura frágil, en el instante en que la sobrecarga, junto con una disminución de la tensión principal menor σ_3 , es suficientemente elevada y al mismo tiempo suficientemente diferenciada para responder al criterio de rotura.

A continuación, en los siguientes epígrafes de este capítulo, se presenta un estudio de las sollicitaciones del techo superior, se describe el tipo de fracturas que normalmente aparecen en el techo de un tajo, analizándose su origen, se estudian los movimientos del techo superior y se analiza su estabilidad.

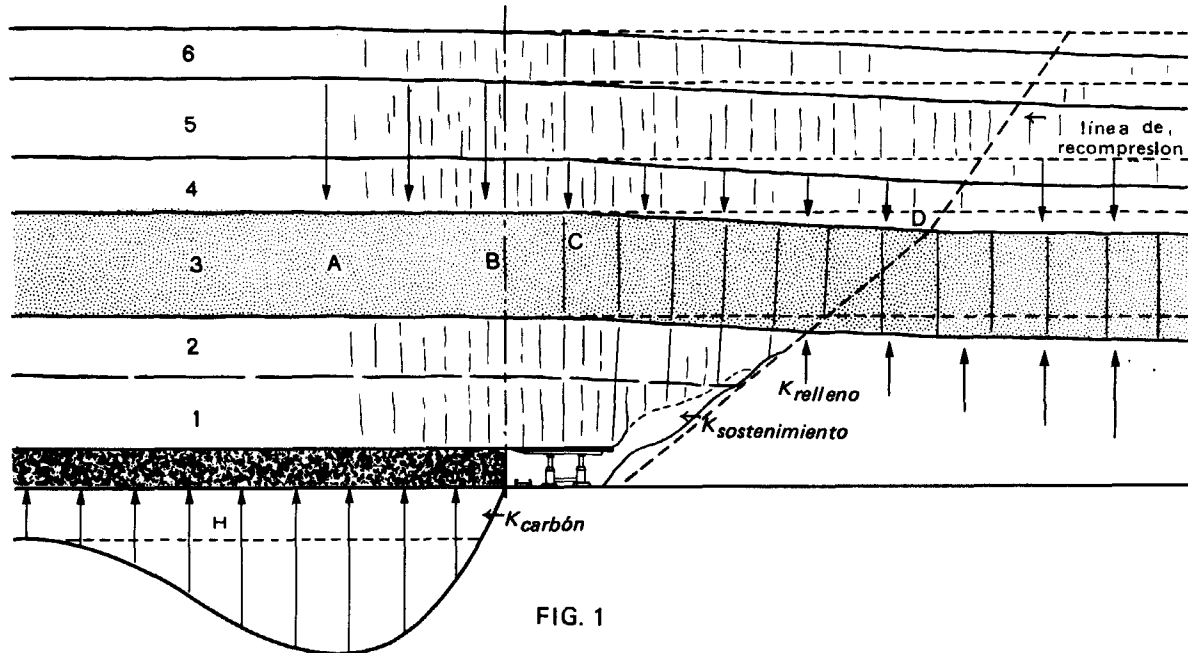
En una segunda parte de este capítulo, se estudia el comportamiento del techo inmediato. En este estudio se incluyen las teorías de la fracturación, se describen fuerzas que actúan sobre el techo inmediato y se hace un cálculo de la estabilidad del mismo.

El capítulo finaliza con un análisis de los fenómenos de golpes de techo.

2. Estudio de las sollicitaciones de un banco resistente del techo superior.

Según puede verse en la Figura 1, la situación planteada es la siguiente:

Bajo el efecto de la sobrepresión frontal, al principio el carbón se sobrecarga, cediendo a continuación y sufriendo una dilatación, acompañada de una disminución de la altura (preconvergencia).



El techo inmediato, que está interrumpido ($\sigma_n = 0$), sufre una rotura frágil, salvo si es muy resistente. También se produce una dilatación y una preconvergencia acentuada que origina una reacción en el techo superior.

El techo superior autoportante (banco 3 de la figura) reposa sobre un apoyo que desaparece o cede completamente en el momento de la extracción del carbón. Un banco 3 muy resistente permanecerá formando un puente por encima del tajo.

Los bancos 4, 5 y 6, menos resistentes, han sufrido una rotura frágil y se apoyan sobre el banco 3 que resiste todavía.

Por encima del taller de trabajo, el banco 3 debe soportar como mínimo su peso propio comprendido entre B y D. Además, debe tomar la parte que le corresponde del peso de los bancos suprayacentes que no sean autoportantes. Finalmente, todo el peso del terreno situado sobre el techo superior y que actúa sobre la zona de hundimiento debe ser redistribuido y absorbido por los bancos portantes. Este peso tiene que estar dirigido hacia los dos apoyos situados delante y detrás de los bancos portantes, formándose un arco de presión.

En este estudio se considerará la situación en el centro del tajo, excluyendo los efectos de contorno.

Como el banco 3 es portante, la línea de fuerzas debe permanecer en el interior del banco.

El banco 3 se encuentra empotrado de una manera flexible entre A y B y está sometido a una flexión compuesta. Por una parte, aparece una carga p/m (ver Figura 2) que procede directamente

del banco suprayacente. Por otra parte, existe una fuerza descentrada $F = F_h + T$.

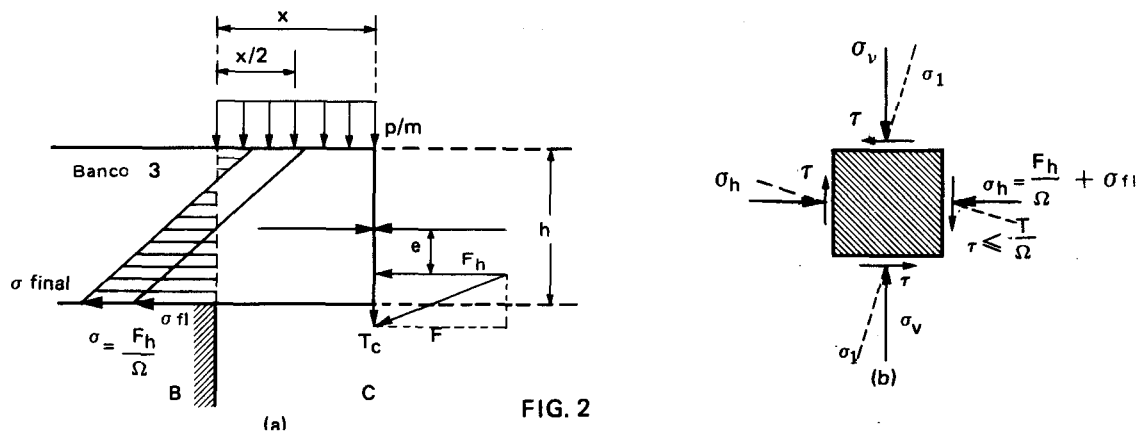


FIG. 2

Habrá que hacer unas simplificaciones para tratar de obtener las sollicitaciones en B.

Se supondrá que existe un empotramiento rígido en B, aunque realmente no es cierto. Con esta premisa, se obtiene el siguiente momento de flexi3n en B:

$$M_{fl} = F_h \cdot e + T_c \cdot X + P \cdot X \frac{X}{2}$$

M_{fl} es máximo cerca del empotramiento supuesto rígido. A pesar del confinamiento, pueden aparecer tensiones de tracci3n en la parte superior de la viga, sobre todo si F_h cae fuera del núcleo central.

El esfuerzo cortante T_B tiene el siguiente valor:

$$T_B = \frac{dM_{fl}}{dx} = P \cdot X + T_c$$

Considerando el banco 3 asimilable a una viga de anchura igual a 1 m de frente de tajo, la tensi3n de cizallamiento τ en la fibra neutra est  comprendida entre los siguientes valores:

$$\frac{T}{b \cdot h} < \tau < \frac{3}{2} \cdot \frac{T}{b \cdot h}$$

donde:

b es la anchura de la viga = 1 m.

h es el canto.

T es la fuerza cortante.

El factor 3/2 es válido si la viga está aislada, pero de hecho existen rozamientos entre los bancos, principalmente cuando hay empotramiento.

En un pequeño elemento situado sobre la fibra inferior del banco 3 en el punto B aparecen las sollicitaciones indicadas en la Figura 2-b.

Las tensiones principales no son verticales ni horizontales. Para obtener estas direcciones, es necesario dibujar el círculo de Mohr; el eje principal se inclinará hacia la derecha.

El banco n  3 de Figura 2-b. se podrá fisurar según el tipo de tensiones a las que se vea sometido.

do. De aquí, surgen varios casos posibles:

- 1.— No hay fisuración preliminar: se producen golpes de techo.
- 2.— Existe una fisuración preliminar. Aquí a su vez se presentan dos casos:

a) A pesar de la resistencia del banco 3, éste se fisurará por rotura frágil cuando se cumplan las siguientes condiciones:

$$\sigma_1 > R'_c \quad \text{y} \quad \sigma_3 < 1/3 \sigma_1$$

donde σ_1 y σ_3 son las tensiones principales máxima y mínima respectivamente y R'_c es la resistencia a compresión de la roca.

Las microfisuras se inician en la zona donde σ_3 comienza a disminuir, es decir, en la parte superior del banco que, como es suficientemente resistente, sufre una flexión. Esta flexión es debida al hecho de que un banco resistente más rígido debe curvarse para seguir la compresión pseudo-plástica de los bancos subyacentes menos resistentes.

También se observa que la flexión impuesta a los bancos más resistentes desvía la dirección principal. En este caso, la tensión tangencial τ no es necesariamente debida a los movimientos relativos entre los bancos. La flexión del banco, junto con las fuerzas de rozamiento entre bancos, produce los esfuerzos cortantes.

b) La rotura frágil no llega a producirse.

Este es el caso de los bancos no muy potentes ni resistentes.

Según se ha visto anteriormente, la flexión compuesta origina tracciones en la parte superior del banco. Como este es el único banco resistente que evoluciona siempre en el dominio elástico, finalmente deberá soportar una gran parte del peso del terreno suprayacente ya fracturado por rotura frágil, y la carga sobrepasará en un momento dado la resistencia del banco: se desarrollarán fisuras de tracción de arriba hacia abajo. La resistencia al cizallamiento de la roca sana evolucionará hacia la resistencia al corte de una roca fisurada.

$$\text{Roca sana: } \tau = C_o + \sigma_n \operatorname{tg} \phi$$

$$\text{Roca fisurada: } \tau = \sigma_n \operatorname{tg} (\phi_r + i)$$

donde:

- τ = resistencia al corte
- σ_n = tensión normal
- C_o = cohesión
- ϕ = ángulo de fricción de pico
- ϕ_r = ángulo de fricción residual
- i = ángulo de la fisura con la vertical

La resistencia al corte de la roca sana surge de inmediato. Sin embargo, en la roca fisurada, se debe producir un pequeño desplazamiento antes de alcanzar la resistencia al corte máxima. A continuación, ésta cae a su valor residual.

A medida que la fisura de tracción se propaga debido a la flexión, la parte sana de la roca debe ir absorbiendo cada vez en mayor medida la fuerza tangencial. En un determinado momento, se sobrepasará esta resistencia y el banco se comportará como si estuviera fisurado por rotura frágil.

En ambos casos, los bancos se dividen en bloques aislados, separados por fisuras o fracturas de

tracción, inducidas o de flexión, y por juntas de estratificación. Se trata pues del caso de un arco de apoyo formado por bloques aislados. Sin embargo, este equilibrio no es estable, como en los modelos de CHAPPELL (1974). El equilibrio es transitorio y con cada nuevo avance del tajo la convergencia se reanuda.

La inclinación de las fracturas varía grandemente. GRAMBERG (1969) ha estudiado todos los casos en detalle.

2.1. Criterio de rotura de Gramberg cuando existe un confinamiento lateral

La rotura frágil se produce cuando:

- σ_1 sobrepasa la resistencia de la roca
- $\sigma_3 < 1/3 \sigma_1$: no se pueden formar ni desarrollar microfisuras verticales debido al fuerte confinamiento lateral.

2.2. Fracturas primarias y secundarias

La definición francesa indica lo siguiente:

a) Las fracturas primarias forman la primera red de fracturación provocada por las presiones de los terrenos cuando σ_3 disminuye su valor.

b) Las fracturas secundarias constituyen la segunda red de fracturas y su origen se debe a grandes movimientos del terreno. Se superpone a la primera red de fracturación.

La definición de Gramberg indica lo siguiente :

a) Fracturas primarias son todas las fracturas de rotura frágil.

b) Fracturas secundarias son las fracturas de deslizamiento o de cizallamiento que pueden aparecer cuando se produce la rotura final de la roca.

2.3. Inclinación de las fracturas primarias

Partiendo de las observaciones de las fracturas realizadas en los tajos de frentes largos, por convenio se ha adoptado la nomenclatura que se indica en la Figura 3, donde se representa el frente del tajo y la inclinación de las distintas fracturas que pueden aparecer, R1, R2, R3 y R4, cuya formación se discutirá más adelante.

a) Fracturas verticales:

Este caso corresponde al ensayo de una probeta de roca en una prensa, donde:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_v && \text{(tensión vertical)} \\ \sigma_3 &= \sigma_h && \text{(tensión horizontal} \\ &&& \text{muy pequeña)} \end{aligned}$$

No existen esfuerzos cortantes.

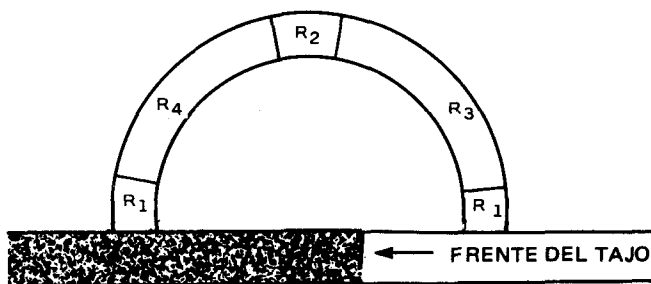


FIG. 3

b) Fracturas inclinadas (ver *Figura 4*):

Gramberg y otros autores suponen que las tensiones tangenciales aparecen debido a las fuerzas de rozamiento en los planos de sedimentación cuando la capa o el banco más débil comienza a dilatarse debido al efecto de la sobrepresión delantera del frente. La dirección vertical ya no representa la dirección principal. En este caso, hay que dibujar el círculo de Mohr para encontrar esta dirección.

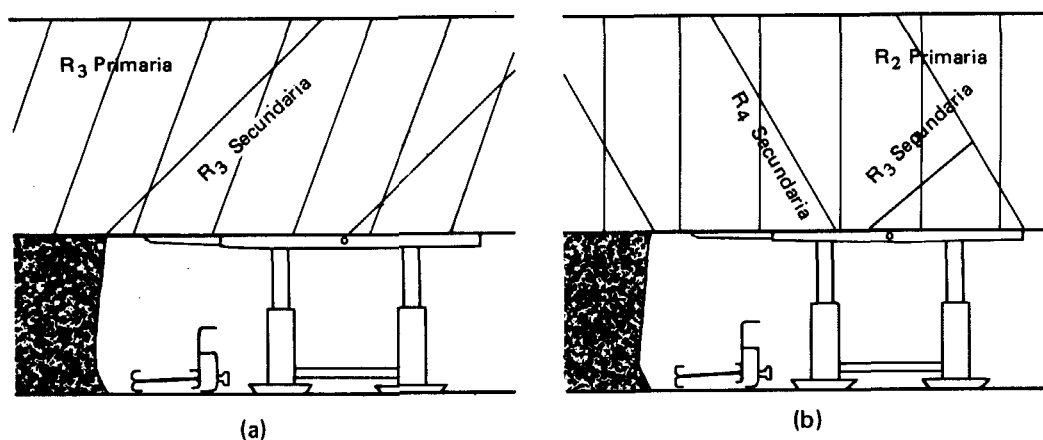


FIG. 4

Las tensiones tangenciales también pueden tener su origen en esfuerzos cortantes que aparecen en los bancos sometidos a flexión.

El procedimiento operativo para determinar el tipo de fracturación sería el siguiente:

Se determinan las tensiones σ_v y σ_h a partir de los datos de la densidad de la roca y de la profundidad del tajo, supuesta conocida la relación existente entre σ_v y σ_h .

La mayor parte de los autores suponen que la tensión horizontal es igual a la vertical, $\sigma_h = \sigma_v$, es decir, existe una presión de tipo hidrostático por delante de la perturbación creada por la explotación.

La relajación provocada por la aproximación del tajo, de nuevo hace disminuir el valor de σ_h . Este valor sólo se anula al nivel del techo inmediato, sobre todo si se practica el hundimiento.

A continuación se presenta un ejemplo de determinación del tipo de fracturas que aparecen en el techo inmediato.

Se considera un cubo elemental en el techo inmediato, en la zona de separación entre el techo y el carbón (Figura 5); en dicha figura, el frente se encuentra situado a la izquierda.

Se supone una relación entre tensiones horizontales y verticales σ_h / σ_v igual a 1/3.

El coeficiente de rozamiento f entre el carbón y el techo, medido en el tajo, se supone igual a 0,33.

El esfuerzo cortante τ es igual a:

$$\tau = f \cdot \sigma_v$$

y el ángulo α que forma la tensión horizontal σ_h y la principal σ_3 se obtiene de la siguiente relación: (ver círculo de Mohr)

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{\tau}{\sigma_v - \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}}$$

donde todas las variables del segundo miembro son conocidas, partiendo del valor de la tensión vertical medida o calculada según la profundidad del tajo.

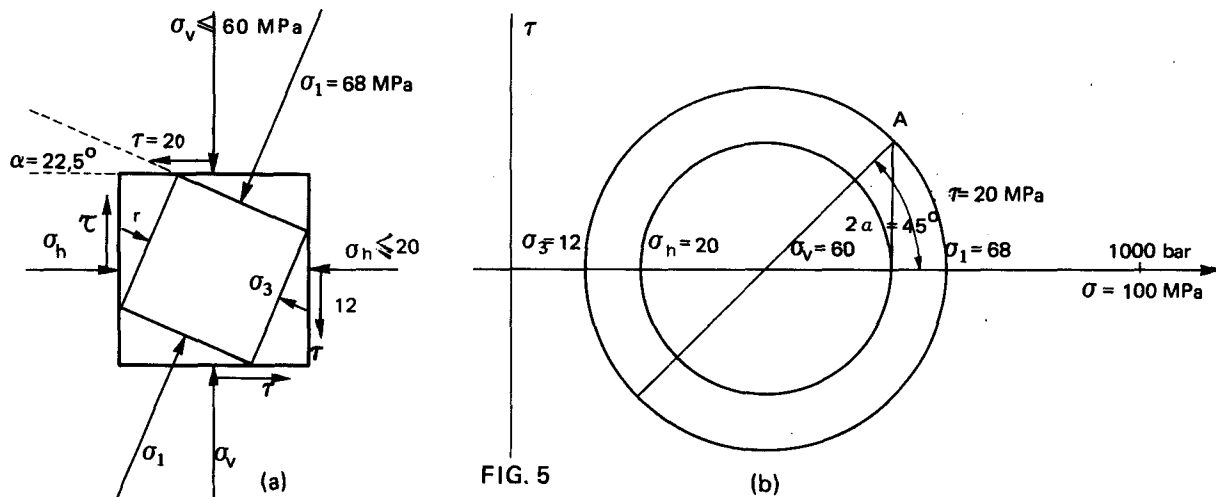


FIG. 5

Considerando, como ejemplo, un tajo situado a 800 m de profundidad y siendo el peso específico medio de las rocas suprayacentes igual a 25 KN/m³, el ángulo de las fracturas con la horizontal alcanza un valor de 67°, con la parte inferior hacia el frente.

c) Casos posibles:

A.- Si la diferencia $\sigma_v - \sigma_h = 40$ MPa era suficiente y el valor de σ_1 bastante elevado antes de la expansión del carbón, las fracturas primarias que aparecen son verticales, es decir, se trata del caso a) de este apartado.

B.- Si la diferencia apuntada no era suficiente antes de la expansión del carbón, lo será después. Además, simultáneamente el valor de σ_1 aumenta:

Después = 68 - 12 = 56 MPa, en lugar de los 40 MPa iniciales.

Por otra parte, σ_1 pasa de 60 a 68 MPa.

La condición $\sigma_3 < 1/3 \sigma_1$ se cumple con más facilidad y de aquí que la resistencia R_c de la roca se sobrepase antes.

Estas fracturas inclinadas sólo aparecen a una profundidad limitada, en terrenos resistentes, o en otras condiciones cuando las presiones del terreno son reducidas.

2.4. *Inclinación de las fracturas secundarias*

a) Fracturas secundarias de rotura frágil.

Después de la formación de una primera red de fracturas primarias, normalmente comienza un movimiento del carbón, o dicho movimiento continúa si ya se había iniciado anteriormente. De

aquí surge una segunda red de fracturas de rotura frágil que se superpone a la anterior.

En la *Figura 4 a* se observa que por delante del frente se forma una red tipo R-3 de fracturas primarias; la inclinación de las fracturas primarias se debe al hecho de que el carbón ya estaba sometido a una expansión lateral a partir del instante en que la fracturación primaria aparecía en el techo inmediato.

Con la aproximación del tajo, la expansión del carbón hacia el hueco continúa o se reanuda, lo cual provoca una superposición de una segunda red R-3. En este momento, las tensiones verticales ya han disminuido; las tensiones horizontales se hacen más importantes con respecto a las verticales y las fracturas R-3 se inclinan más. Esta red secundaria R-3 normalmente tiene una inclinación comprendida entre 45° y 60° .

En la *Figura 4 b*, se observa la formación de una red de fracturas primarias tipo R-2; la verticalidad de las fracturas primarias indica que las tensiones verticales son lo suficientemente elevadas y que difieren de las horizontales en un valor suficientemente grande, en el instante en el que el carbón no está sometido a una expansión lateral.

Cuando se desplaza o expande el frente de carbón hacia el vacío provocado por el avance del tajo, aparece una red secundaria R-3 que se superpone a la anterior, incluso en presencia de fracturas tipo R-4, cuyo origen no es bien conocido.

b) Fracturas secundarias de deslizamiento.

Las fracturas del tipo R-4 observadas en el tajo, aparecen siempre con indicios de rozamiento y deslizamiento entre sus labios. Las fracturas R-4 no siempre son de deslizamiento; en casos excepcionales se observan líneas en abanico sobre una fractura tipo R-4, lo cual indica que es de rotura frágil.

Como conclusión de las observaciones realizadas se puede afirmar lo siguiente:

1.— La posición de la fractura R-4 en el contacto con la capa está impuesta por la posición del frente del tajo en el momento de la formación de esta fractura. La resistencia del carbón en el frente cambia el aspecto de las fisuras y su inclinación.

2.— La inclinación de las fisuras está determinada por las dos líneas de contacto siguientes: una al nivel de la capa y otra al nivel del banco suprayacente, donde se inicia la fractura. Esta línea se puede situar en el contacto con el techo superior, aunque normalmente aparece a un nivel algo más bajo.

3.— Cuando las líneas de contacto se superponen en un mismo plano vertical, la fractura es vertical. Este caso tiene lugar cerca del pie del tajo.

4.— Cuando la línea de contacto con el techo superior (o un banco más bajo) avanza por delante del frente de carbón, la fractura se inclina, convirtiéndose en una fractura tipo R-4.

La *Figura 6* se puede explicar de la siguiente manera: cerca del pie del tajo existe menos presión. El techo superior es mantenido por el borde inferior de la explotación, y el techo inmediato rompe en voladizo. Por el contrario, hacia la parte media del tajo, la presión se eleva. El techo superior descende antes y presiona sobre el techo inmediato. La fractura se inclina tal como se muestra en la *Figura*. En el caso mencionado, la fractura R-4 sería una fractura de cizallamiento. El techo inferior es cizallado entre el carbón que todavía resiste y el techo superior que ejerce un determinado empuje.

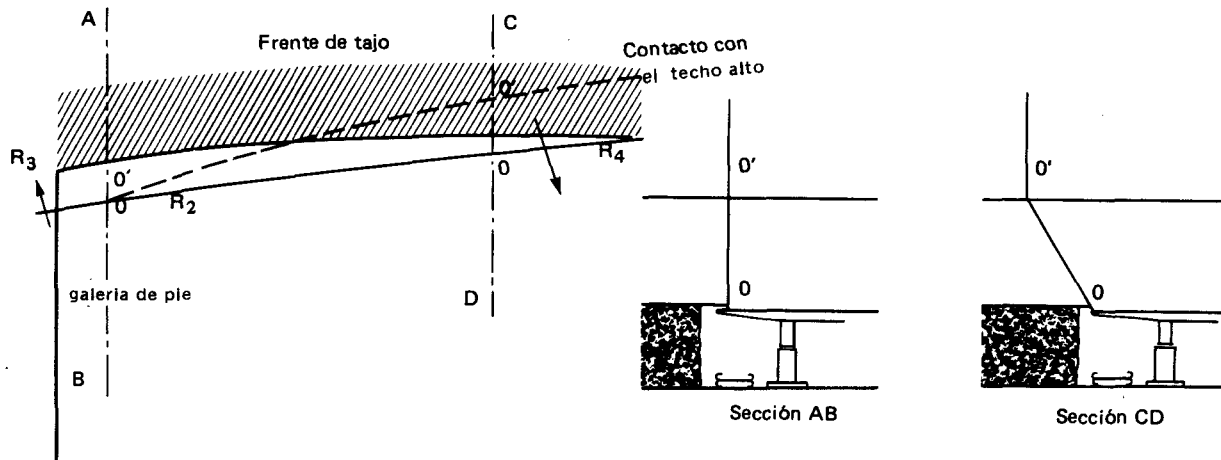


FIG. 6

3. Movimientos del techo superior

Para determinar los movimientos del techo superior de explotaciones por frente largo, se han realizado campañas de medidas por parte de ingleses y franceses. Sin embargo, en estas campañas no se ha determinado el tipo de deformación que se produce en los bancos del techo superior durante la convergencia.

En principio, considerando las deformaciones observadas en el techo inmediato, se pueden hacer varias hipótesis de deformación del techo superior:

3.1. Flexión pseudo-elástica.

En este caso, las deformaciones se producen por rotación de los bloques. Los planos de rotura frágil tienen suficiente cohesión para impedir los deslizamientos. Estos bloques, separados por los planos de rotura, pueden girar manteniendo una estabilidad suficiente para no desprenderse. En este caso, cierta longitud del banco gira alrededor de un punto. El descenso absoluto de cada punto de esta zona del banco es pues proporcional a su distancia hasta el punto de rotación. Sobre todo en Alemania, la convergencia medida en el tajo suele ser sistemáticamente mucho mayor hacia la zona de hundimiento. Esto podría deberse a la rotación de los bancos alrededor de un punto situado cerca del frente. WILSON (1980) afirma que la mayor parte de los hundimientos que alcanzan alturas que sobrepasan algunas decenas de metros por encima de un tajo en explotación, se producen por una flexión de los bancos mayor que la flexión elástica.

Debido a la concentración de esfuerzos, algunos puntos de los bloques pueden romperse. En bancos resistentes, se suelen observar con frecuencia bordes deteriorados en la parte inferior de los labios de las fisuras.

3.2. Deformaciones interiores de los bancos

Este tipo de movimientos del techo superior tiene su origen en deformaciones de la roca que se producen mediante pequeños deslizamientos en los planos de las fisuras; a veces, incluso siguiendo fracturas R-4, que presentan señales de rozamiento aunque los desplazamientos son muy

pequeños.

Estas deformaciones son irreversibles sin la ayuda de una nueva fuerza exterior dirigida en sentido contrario.

3.3. Hundimientos por deslizamientos

La convergencia se produce por deslizamientos a lo largo de las juntas. Este caso tiene lugar, por ejemplo, cuando el sostenimiento del tajo es débil y el techo superior sufre movimientos de cizallamiento importantes (golpes de carga). También se puede producir mediante pequeños movimientos sucesivos (ver Figura 7).

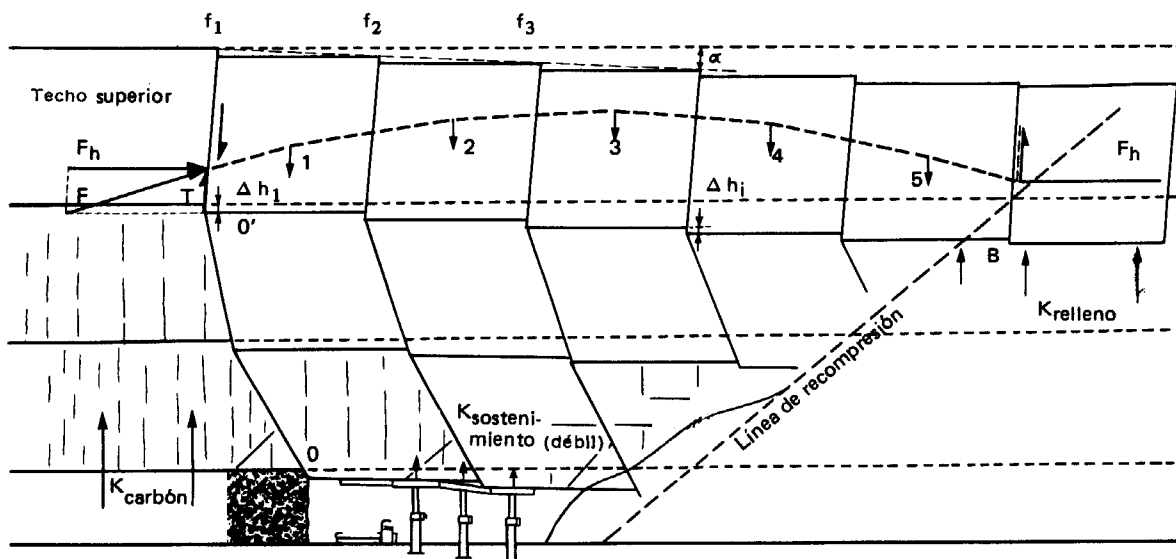


FIG. 7

Por una parte, el techo superior se apoya sobre el frente de carbón. La fuerza portante del sostenimiento K_s , es pequeña, y no es capaz de soportar el peso del primer bloque. Por lo tanto, el deslizamiento tiene lugar cerca del apoyo, exactamente como queda de manifiesto en las medidas efectuadas en los tajos.

Además de la pequeña fuerza de sostenimiento mencionada, no hay ninguna más que pueda influenciar los deslizamientos entre O' y B . Por consiguiente, el banco del techo superior desciende paralelamente a sí mismo una cantidad determinada Δh cerca del apoyo. El valor de Δh no es necesariamente el mismo en cada paso de avance del tajo.

En B aparece una nueva fuerza exterior. Cuando la compresión del relleno se hace suficientemente elevada para vencer la fuerza de rozamiento $f_2 \cdot F_h$, se producirá un deslizamiento en sentido inverso. Mientras que $K_{relleno}$ sea menor que $f_2 \cdot F_h$, el relleno puede servir para evitar la rotura del estrato.

Al estar el techo superior formado por una sucesión de bancos, es poco probable que la resistencia máxima se alcance en todos al mismo tiempo. Cuando el alejamiento del banco es mayor, su incidencia sobre el taller de trabajo disminuye. Esta es una de las causas que explican el amortigua-

miento de la curva de convergencia media en el tajo.

En los tres casos analizados es necesario que la línea de fuerzas permanezca en el interior del banco portante. Al mismo tiempo, ésta debe estar suficientemente curvada hacia arriba para producir una fuerza vertical $T = \text{tg } \phi \cdot F_h$ suficiente para resistir el peso del banco y del terreno suprayacente no autoportante.

4. Diseño de techos en frentes largos

Como se ha expuesto anteriormente el modelo de techos que se va a utilizar está basado en la formación de arcos mediante dovelas.

En la situación de equilibrio, el empuje lateral no se transmite uniformemente a través de la sección transversal del banco sino de forma parabólica. En la Figura 8 se ha representado dicha sección parabólica con línea discontinua; también se indican las fuerzas que intervienen en el sistema. Por otra parte, de estudios experimentales, se sabe que la grieta transversal del centro del banco es la que gobierna la deformación del mismo.

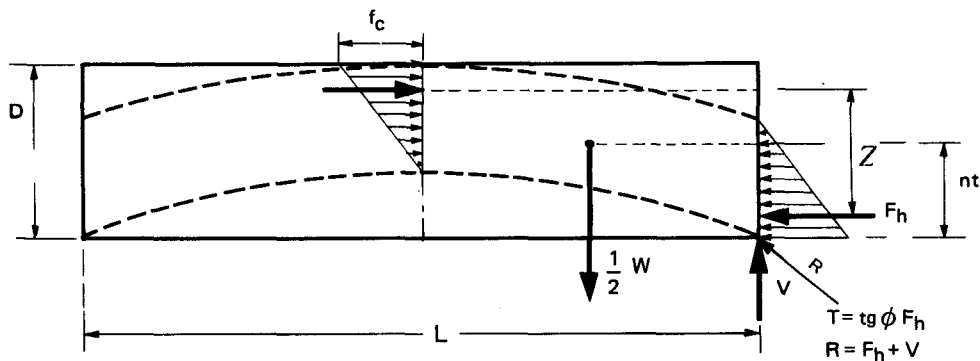


FIG. 8

Se pueden producir tres tipos diferentes de rotura:

- rotura por cortadura sobre el macizo de apoyo, cuando la resistencia de pico al corte, $F_h \cdot \text{tg } \phi$, es menor que la reacción vertical en él; $V = \frac{1}{2} W$, donde W representa el peso del banco y F_h el empuje lateral.
- aplastamiento de las rótulas que se forman en la parte superior del banco y en los puntos de apoyo de éste, es decir, el macizo de carbón y la zona hundida.
- pandeo del banco al aumentar la excentricidad de la fuerza de empuje lateral.

Al analizar el comportamiento de un banco del techo asimilado a un arco formado por dovelas, queda de manifiesto que el problema es indeterminado. Por este motivo, hay que hacer algunas hipótesis sobre la situación de la línea de acción de la resultante de las fuerzas y de la distribución de fuerzas en el sistema. La primera, se considera parabólica y la segunda, triangular en la sección central del banco y en las secciones del mismo sobre los dos apoyos.

Con la notación utilizada en la *Figura 8* el brazo inicial del momento del par, Z_o , es igual a:

$$Z_o = D \left(1 - \frac{2}{3} n \right) \tag{1}$$

El equilibrio de momentos exige que el par formado por el peso de la mitad del banco y la reacción vertical sobre el apoyo, V , quede compensado por el momento de las fuerzas distribuidas en el extremo del banco. Así resulta:

$$\frac{L}{4} \cdot \frac{1}{2} W = f_c \cdot n \cdot D \cdot Z \quad (2)$$

con $W = \gamma \cdot D \cdot L$

siendo γ la densidad de la roca del techo.

Despejando f_c :

$$f_c = \frac{1}{4} \cdot \frac{\gamma \cdot L^2}{n \cdot Z} \quad (3)$$

La longitud del arco S , viene dada por:

$$S = L + \frac{16}{3} \frac{Z^2}{L} \quad (4)$$

donde Z es la altura del arco.

Si un arco de altura Z_0 experimenta una disminución de longitud ΔS debido al empuje lateral, se puede determinar el correspondiente brazo de palanca Z , del arco deformado despejando Z de la ecuación anterior:

$$Z = \left[\frac{3L}{16} \left(\frac{16Z_0^2}{3L} - \Delta S \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

Se considera que la disminución de longitud ΔS del arco se debe exclusivamente a la compresión elástica del banco, ya que la deformación elástica de los apoyos puede despreciarse.

La determinación del acortamiento del arco se basa en el valor medio de la tensión longitudinal que actúa sobre el banco. En la Figura 9 se indica el método para estimar esta tensión.

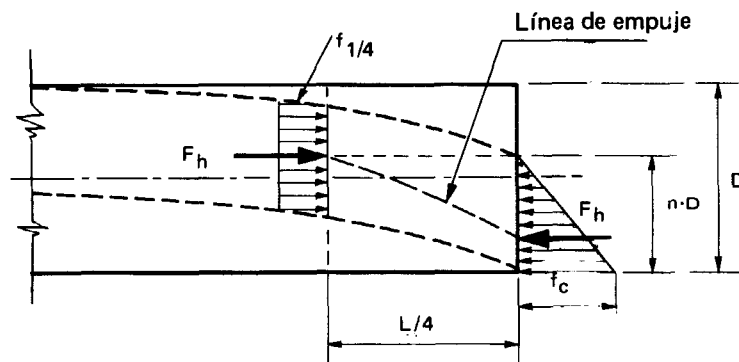


FIG. 9

En la cuarta parte de la luz del banco la carga lateral se considera uniformemente distribuida según la sección transversal. La tensión longitudinal media es la siguiente:

$$f_{av} = \frac{1}{2} f_c \left(\frac{2}{3} + \frac{n}{2} \right) \quad (6)$$

El acortamiento elástico del arco, ΔS , es igual a:

$$\Delta S = \frac{f_{av}}{E'} \cdot S \quad (7)$$

Al acortarse el arco se produce un cambio en la distribución de fuerzas internas. Sin embargo, se puede calcular la relación n , carga/altura, para una distribución de cargas internas que varía linealmente, ya que la altura efectiva del arco después de la deformación está definida (ecuación 5).

De la relación (1), resulta:

$$n = \frac{3}{2} \left(1 - \frac{Z}{D} \right) \quad (8)$$

De lo visto hasta ahora se deduce que no existe una solución completamente explícita del problema de la deformación final y estado de esfuerzos en un banco del techo de un tajo. Para afrontar el problema hay que hacer una suposición de distribución interna de cargas, seguida de varias iteraciones del ciclo de cálculo hasta aproximarse suficientemente al estado de equilibrio.

Al principio, se supone que el banco del techo está sometido sólo a su peso propio y que no existe ningún empuje lateral. A partir de este estado inicial, se tratará de obtener el empuje lateral final.

El procedimiento de cálculo se inicia suponiendo un valor n de la relación carga/profundidad, a partir de la cual puede calcularse mediante la ecuación (1) un brazo inicial de palanca de las fuerzas internas en el apoyo y en la mitad de la luz del arco. Los diversos parámetros de carga y deformación del banco del techo, pueden calcularse directamente de sus correspondientes ecuaciones:

– tensión longitudinal máxima: $f_c = \frac{1}{4} \frac{\gamma L^2}{n Z}$ (9)

– tensión longitudinal media: $f_{av} = \frac{1}{2} f_c \left(\frac{2}{3} + \frac{n}{2} \right)$ (10)

– longitud del arco: $S = L + \frac{16}{3} \frac{Z^2}{L}$ (11)

– acortamiento elástico del arco: $\Delta S = \frac{f_{av}}{E'} S$ (12)

– altura del arco y brazo de palanca:

$$Z = \left[\frac{3L}{16} \left(\frac{16Z_c^2}{3L} - \Delta S \right) \right]^{1/2} \quad (13)$$

donde Z_c es el valor de Z obtenido en el ciclo de cálculo anterior.

– relación carga lateral/profundidad: $n = \frac{3}{2} \left(1 - \frac{Z}{D} \right)$ (14)

Es decir, se calcula secuencialmente el valor de f_c , f_{av} , S , ΔS , Z y n a partir de las fórmulas (9) a (14). En cada secuencia de cálculo se obtiene un nuevo valor de n , que se introduce en la ecuación (9) para comenzar un nuevo ciclo de cálculo. De este modo se continúan las iteraciones

hasta obtener valores estables de la relación tensión longitudinal máxima/profundidad.

El comportamiento del banco del techo se evalúa a partir del modelo de arcos con dovelas considerando cada uno de los posibles tipos de rotura. En el caso de rotura de la roca del arco por compresión, hay que comparar la tensión longitudinal máxima f_c con la resistencia a compresión simple de la roca, σ_c . El valor de σ_c debe tomarse con cautela, no sólo por el efecto de escala, sino también por el hecho de que muchas rocas sedimentarias presentan foliación paralela a la estratificación, por lo cual puede reducir notablemente la resistencia a compresión de la roca en dirección paralela a los estratos.

La segunda posibilidad consiste en una rotura a cortante del banco del techo por deslizamiento en los apoyos. De la *Figura 8* se deduce que el empuje lateral F_h en el apoyo debe generar una fuerza resistente al deslizamiento en dicho apoyo, de forma que su valor sea V . La resistencia máxima de rozamiento que puede producirse es:

$$T = F_h \operatorname{tg} \theta = \frac{1}{2} f_c n D \operatorname{tg} \theta \quad (15)$$

y la fuerza de corte en el apoyo es igual a:

$$V = \frac{1}{2} \gamma L \cdot D \quad (16)$$

La tercera posibilidad de rotura consiste en el pandeo del banco del techo. En la *Figura 8* se observa que el pandeo se produce cuando el brazo de palanca Z del arco se hace negativo. Por este motivo, en el procedimiento iterativo de cálculo para solucionar el problema se incluye una prueba para evaluar la variación de Z . Cuando Z es negativo, no se puede evaluar a partir de la ecuación (13) y sólo es posible obtener un valor indicativo de la rotura por pandeo observando las relaciones (9) – (14) en las que se constata, por ejemplo, que el pandeo es más probable cuando los vanos son más grandes y cuando el módulo de deformación de la roca es bajo.

5. Cálculo aproximado del equilibrio de los terrenos por encima de un tajo

Se considera la explotación de una capa de m metros de potencia, situada a una distancia h de los terrenos situados encima del techo autoportante, cuyo espesor alcanza H metros.

En el comienzo de las labores mineras, la zona de hundimiento sube suavemente desde el macizo de carbón, según se puede observar en la *Figura 10*. En los terrenos situados sobre el techo autoportante se produce al principio una campana de hundimiento. En el momento en que este cono alcanza la superficie, se invierte y aparece un embudo.

En un embudo de hundimiento, la presión sobre la base puede ser menor que el peso de los terrenos suprayacentes, $\gamma \cdot H$. Esto se explica porque en el mismo embudo aparecen tensiones horizontales que provocan fuerzas de rozamiento que se oponen al descenso de los trozos de roca. Este efecto de frenado disminuye el peso ejercido sobre la base del cono invertido (efecto tolva) y aumenta la fuerza de apoyo sobre los bordes.

SALAMON (1974) afirma que el peso de los terrenos se equilibra mediante esfuerzos tangenciales en los bancos:

$$T = \int_0^H \tau \cdot dz$$

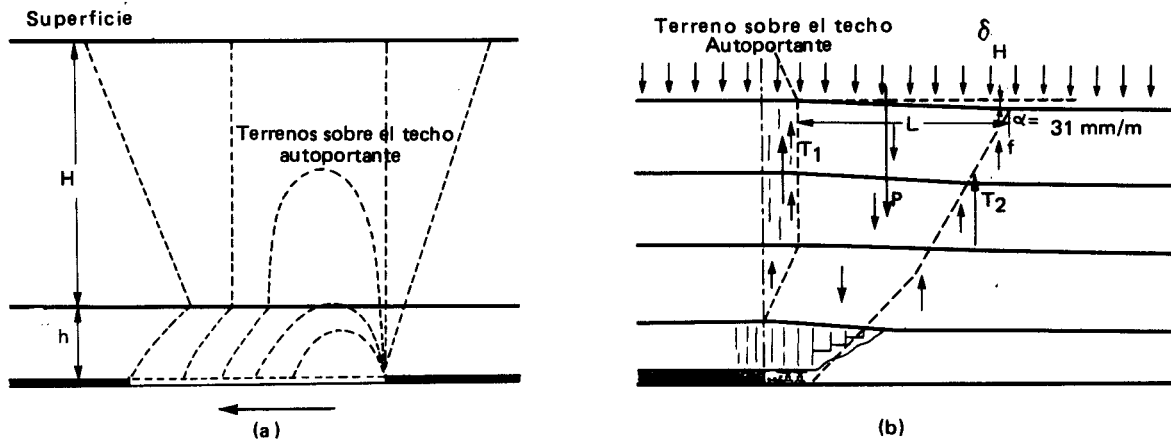


FIG. 10

donde:

τ es el esfuerzo cortante

La resistencia al corte en las juntas de un banco fisurado es igual a:

$$\tau = \text{tg } \phi_1 \cdot \sigma_h$$

Sin embargo, las tensiones horizontales se desconocen en un terreno que se está hundiendo. Incluso en terreno virgen, es muy difícil medir las tensiones horizontales. Su valor depende de la historia geológica y tectónica.

En este cálculo, se supondrá que la tensión horizontal es igual a la mitad de la tensión vertical original. Este es el valor residual, favorecido por la expansión lateral de la roca en el momento de la rotura frágil o por la formación de un arco de apoyo con rótulas:

$$\sigma_h = 0,5 \cdot \sigma_v$$

A la profundidad media del techo superior, de $H + h/2$ metros, la tensión vertical toma el siguiente valor:

$$\sigma_v = \gamma (H + h/2)$$

y la resistencia al corte es igual a:

$$\tau = \text{tg } \phi_1 \cdot 0,5 \cdot \gamma \cdot (H + h/2)$$

La fuerza vertical total que actúa en cada lado del arco de apoyo, resulta:

$$T = \tau \cdot h$$

cuyas dimensiones vienen dadas en KN por metro de frente de tajo.

Por otra parte, se puede calcular el peso total que reposa sobre un arco de apoyo de longitud L, añadiendo el peso propio de esta bóveda.

$$P = L \cdot \gamma (H + h)$$

Cuando el arco de apoyo está en equilibrio transitorio resulta que:

$$P = 2 \cdot T$$

De esta relación se obtiene la longitud total del arco de apoyo, L

Para las hipótesis adoptadas, todas las fuerzas de rozamiento que surgen de la resistencia al corte deben movilizarse para hacer que la línea de recompresión se sitúe L metros detrás de la línea de rotura.

Según medidas realizadas, la convergencia puede alcanzar valores del orden del 50 por ciento de la potencia de la capa. Para m metros de potencia, la pendiente de los bancos que se hundan alcanzaría el siguiente valor al nivel de los terrenos sobre el techo autoportante:

$$\alpha = \frac{0,5 \cdot m}{L}$$

Utilizando relleno, esta pendiente se podría disminuir a la mitad. Aquí se puede ver el interés del relleno si se quiere limitar la pendiente de los bancos al nivel de los terrenos sobre el techo autoportante.

6. Factores que influyen en la estabilidad del techo superior

Para una situación dada (profundidad, etc), la estabilidad del techo superior depende del peso P de la bóveda y de las fuerzas verticales T disponibles. P depende de los siguientes factores:

a) Del peso propio de cada bóveda, que a su vez depende de la longitud L_1 al nivel de cada banco portante. Esta es la denominada "portancia reducida" de Labasse.

b) Del peso repartido de los terrenos situados sobre el techo autoportante; éste viene determinado por la longitud L del arco de apoyo al nivel de dichos terrenos. La carga $L \cdot \gamma(H+h)$ se reparte entre los dos apoyos.

La longitud L_1 queda determinada por la situación de las líneas de recompresión y de rotura.

6.1. Situación de la línea de recompresión

Según las medidas de Potts, se admite que la recompresión comienza cuando la convergencia alcanza el 50 por ciento de la potencia de la capa. Este valor no se puede aplicar en todos los terrenos. Las medidas de King dan una visión distinta del fenómeno: en los niveles inferiores, la línea de recompresión se inclina hasta colocarse prácticamente en posición vertical y la compresión en este caso se alcanza para el 80 por ciento de la potencia explotada. De estas medidas se deduce que, debido a la diferente resistencia de los terrenos, la influencia de la potencia de la capa sobre la recompresión no es bien conocida.

El hecho de que el hundimiento se produzca bien es muy importante. Cuando el sostenimiento del tajo tiene poca capacidad portante, hay que observar cuidadosamente si el techo hunde bien.

Si se utiliza sostenimiento autodesplazable, este aspecto es menos importante, excepto en las labores iniciales de un taller.

JACOBI(1976) afirma que la convergencia es menor si el hundimiento no se produce inmediatamente.

Si el techo superior es muy sólido, puede ocurrir que la línea de recompresión se forme en golpes sucesivos. Entre cada dos golpes el techo inmediato no está apenas cargado y el menor efecto arco que exista a este nivel es suficiente para mantenerlo, con lo que es más estable y menos pe-

ligoso siempre que la capacidad portante del sostenimiento sea suficiente. Como la longitud L de la bóveda aumenta en ese momento, no es raro que se midan convergencias específicas menores. La situación se hace más complicada cuando la línea de recompresión avanza y hace caer el techo inmediato.

6.2. Situación de la línea de rotura

Si se desprecia la influencia de la capacidad portante K_{st} del sostenimiento, se ve que el techo superior se apoya en O' y en B' (Figuras 11 y 12) y está cargado por el peso P_2 , que es la suma de su peso propio y de la parte del peso correspondiente a los terrenos suprayacentes no autoportantes.

A continuación se va a estudiar la estabilidad de un bloque b_i en el banco b del techo superior.

El banco b está atravesado por una serie de fisuras de rotura frágil, pero el bloque b_i todavía no está completamente aislado del macizo. aún está reposando sobre el techo inmediato, que se apoya sobre el frente de carbón. El peso P , según se aprecia en la Figura 11 procede del bloque c_1 , situado en el siguiente banco c , y sobre el cual se ejerce la mitad del peso de la zona 2 en el banco c .

En este momento, ya existe una preconvergencia: el techo superior debe seguir el hundimiento del techo inmediato. Si las fisuras son de rotura frágil, no se transmiten más tracciones. Este caso es el que se va a considerar a continuación (ver (ver Figura 12)).

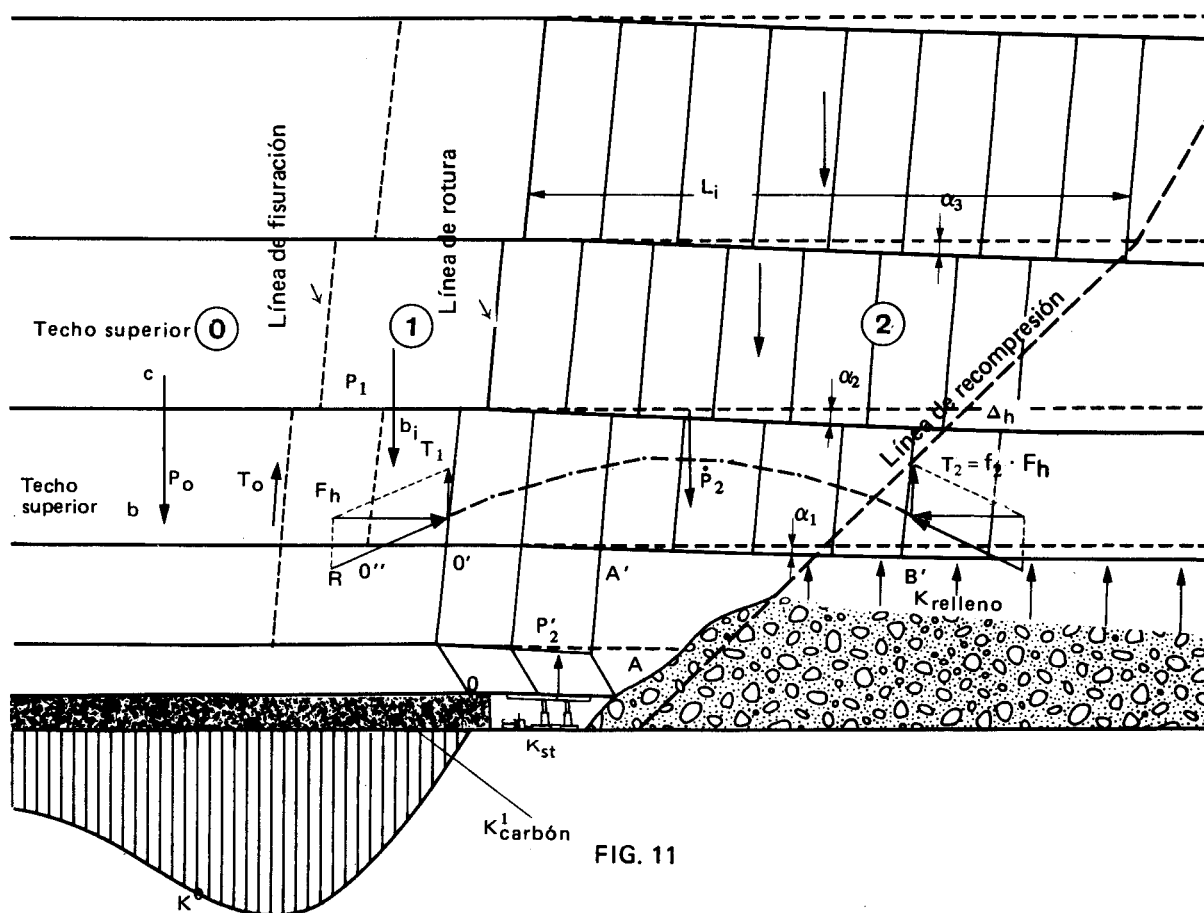


FIG. 11

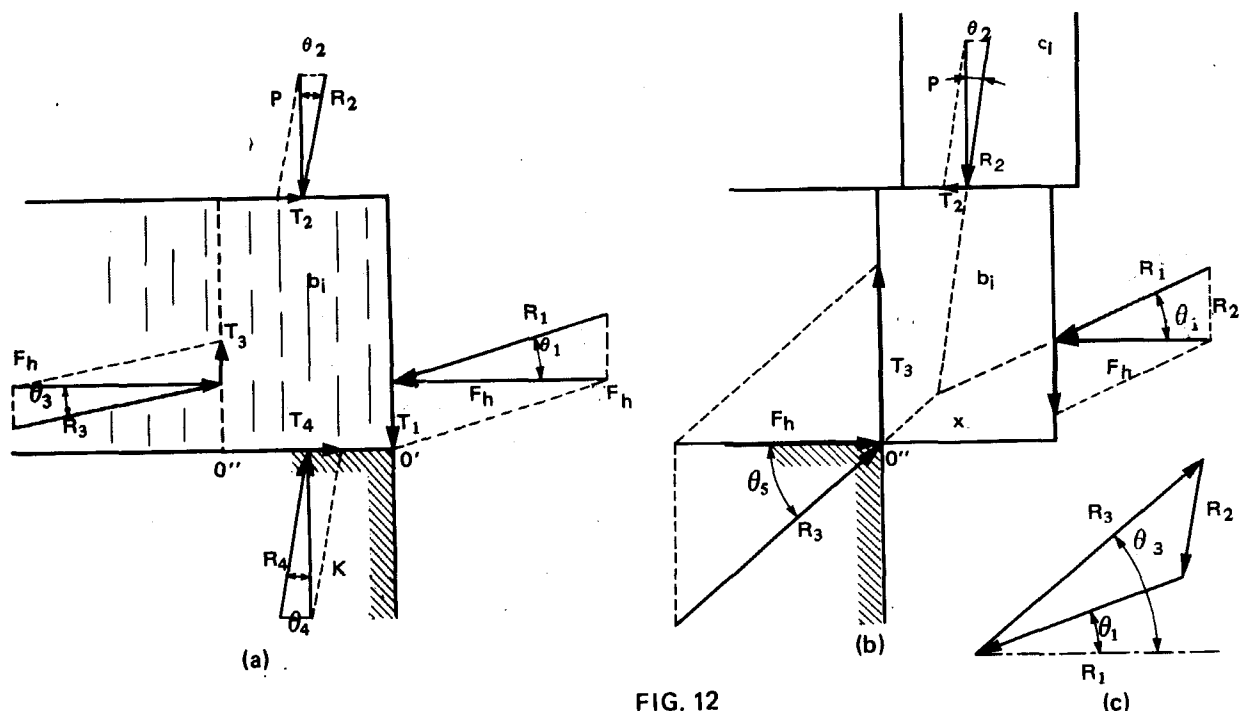


FIG. 12

Hay que tener en cuenta el equilibrio de las fuerzas y el equilibrio de los momentos. La fuerza vertical T_1 debe ser compensada por $K - P$ y el suplemento debe transmitirse hacia el interior del macizo mediante esfuerzos cortantes en los planos de las fisuras (T_3). Los momentos originados por T_1 y T_3 pueden compensarse por las fuerzas de rozamiento T_2 y T_4 .

Los rozamientos pueden verse favorecidos por una cierta oblicuidad de las líneas de fuerzas verticales y por el movimiento del techo inmediato hacia la zona explotada.

Los ángulos de deslizamiento θ_1 deben ser inferiores al ángulo de fricción ϕ ; θ_1 puede alcanzar el valor de ϕ si este ángulo es compatible con la línea de fuerzas horizontales que permanece en el interior del banco, o de los bancos adosados, formando una sola bóveda. Si θ_1 tiene tendencia a sobrepasar el valor de ϕ el equilibrio se rompe y se produce un deslizamiento.

Cuando se desplaza el sostenimiento K , el equilibrio se ve alterado; por consiguiente, se produce una redistribución de fuerzas: K debe ser sustituida por fuerzas tangenciales dirigidas hacia arriba, es decir, por un aumento de T_3 . Para conservar el equilibrio, las tres fuerzas presentes todavía deben pasar por el mismo punto y el triángulo de fuerzas debe cerrarse (ver Figura 12 (c)).

Por otra parte, si θ_1 ya era igual a $\phi_{máx}$, θ_3 no podría ser superior a θ_1 y forzosamente el equilibrio se rompe. Aparecerá entonces una fractura abierta, por ejemplo en O'' , cerca del nuevo apoyo. El nuevo equilibrio tendrá lugar después de un determinado tiempo t , que varía de unas cuencas carboníferas a otras.

Para alcanzar este equilibrio, se pondrán en marcha los siguientes mecanismos:

Como el equilibrio de los momentos está lejos de producirse, las fuerzas horizontales deben descentrarse para crear momentos opuestos:

- La reacción R_3 debe descender.
- R_1 debe aumentar para cortar a R_2 en un punto x dado.

La línea de fuerzas se adapta y avanza.

El equilibrio de fuerzas verticales ya no se produce: el bloque b_1 va a descender a lo largo del plano vertical que pasa por O'' . Este descenso tendrá dos consecuencias favorables:

a) La resistencia al corte a lo largo de la junta va a movilizarse para alcanzar su valor máximo, al menos mientras el desplazamiento sea limitado.

b) El peso P se redistribuirá: en un primer momento, el bloque c_1 no tocará al bloque b_1 y el sostenimiento de c_1 desaparecerá. Esto obligará al banco c a descender y se alcanzará la tensión de corte máxima en dicho banco. Cuando c_1 vuelva a ejercer su peso sobre b_1 , el valor de P habrá disminuido. Por consiguiente, una parte del peso de la bóveda en el banco c se transmitirá hacia el macizo todavía inalterado.

La readaptación de la línea de fuerzas hará que la línea de recompresión avance y la distancia $O'-B'$ disminuya. Por consiguiente, T_1 y θ_1 pueden decrecer, lo que facilitará el restablecimiento del equilibrio.

En resumen, cada paso de avance del frente, o cada tres pasos de avance, por ejemplo, si las fracturas del techo están más espaciadas, provoca una convergencia que permite se movilice la resistencia máxima de los planos de rotura, debido a un ligero descenso de los mismos, que se va transmitiendo sucesivamente a los bancos suprayacentes; al mismo tiempo, se produce un avance de la línea de fuerzas horizontales, mediante una serie de saltos sucesivos.

6.3. Situación de la línea de fisuración

Como ya se ha mencionado anteriormente, la zona situada entre la línea de fracturación y la línea de fisuración está sometida a un aumento de tensión producido por las fuerzas T_1 por medio de las cuales las bóvedas quedan unidas a sus apoyos.

Debido a que la fuerza portante procedente del carbón tiende a desaparecer, los bloques de esta zona deben buscar por sí solos apoyo en el macizo. Como se supone que los bancos ya están fisurados por rotura frágil, los esfuerzos se transmiten mediante tensiones tangenciales en los planos de las fisuras. Por consiguiente, la resistencia al corte debe ser suficiente para transmitir estas fuerzas.

Si el banco es demasiado resistente para ser afectado por la rotura frágil, estas fuerzas se transmiten por flexión, antes de la aparición de fisuras de tracción.

La zona (1) (Figuras 11 y 12) está en equilibrio bajo la acción de:

- Su peso propio P_1 .
- La resistencia al corte T_o de la roca sana.
- La fuerza portante del carbón K_{cn}^1 entre la línea de rotura y la línea de fisuración.
- La reacción procedente de las bóvedas que se van asentando, mediante las fuerzas T_1 .

Los planos de las roturas frágiles pueden tomar una ligera inclinación respecto a la vertical, desde el momento en que los bancos son capaces de transmitir esfuerzos tangenciales.

6.4. Pendiente de la línea de rotura

Se ha visto con anterioridad que existe una relación entre la pendiente de las fracturas en

el techo inmediato y la zona de rotura del techo superior.

Cuando el techo inmediato se presenta muy estratificado, normalmente aparecen fracturas inclinadas hacia la zona hundida. El punto de fractura O' (Figuras 11 y 12) está por delante del frente del tajo O .

Cuando el techo inmediato es más resistente, las fracturas se convierten en fracturas verticales. En las cuencas carboníferas al ir disminuyendo la profundidad estas fracturas se invierten y se inclinan hacia el frente de arranque. (Ver Figura 13).

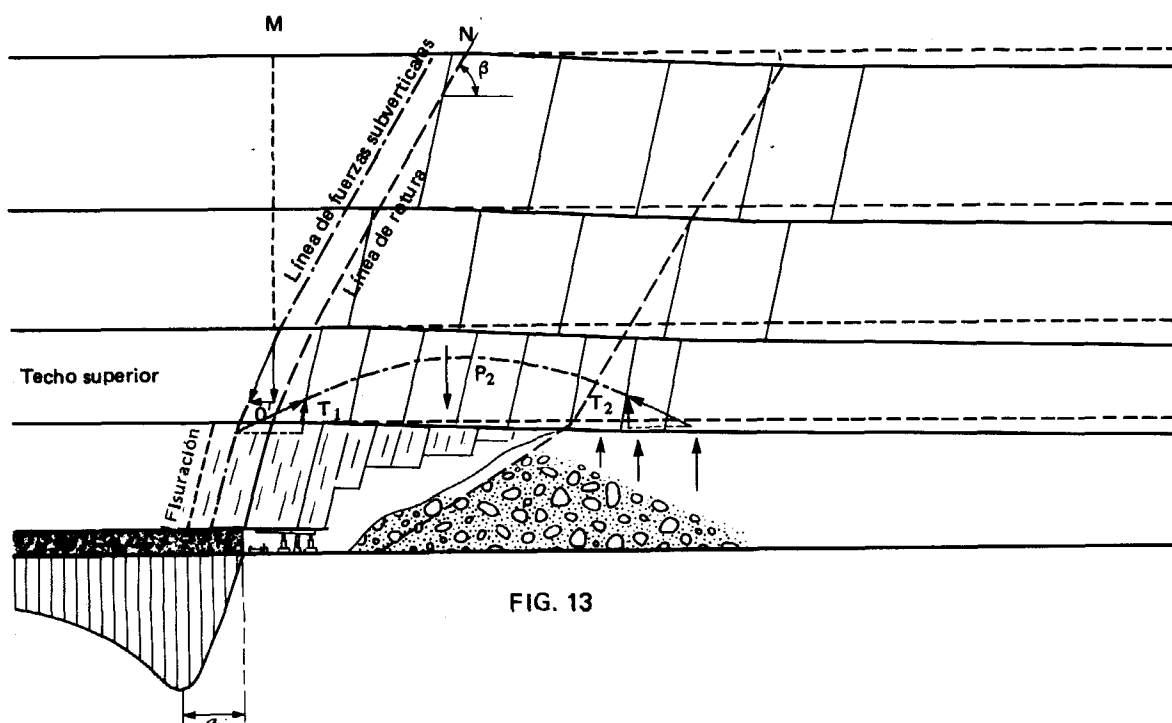


FIG. 13

Es evidente que en este último caso la longitud L disminuye.

A veces, se obtiene una alternancia entre las fracturas del tipo R-2 y R-4, según las posibilidades de relajación o el nivel de presión ejercido por el techo superior.

Si L aumenta, el esfuerzo cortante T_1 también aumenta, pero al mismo tiempo, la pendiente a de los bancos del techo superior debe disminuir en teoría.

Existe una relación entre la pendiente de las fracturas y la inclinación de las líneas de fuerza verticales, según se puede ver en la Figura 13.

Los factores que hacen disminuir dicha pendiente, según LABASSE (1968) son los siguientes:

- un terreno más resistente.
- aumento de la velocidad de avance del frente.
- utilización de relleno; este efecto se acentúa cuando el relleno está mejor colocado.
- en capas inclinadas.

6.5. Efectos de una línea de rotura más inclinada. Bóveda que produce una línea de presión subvertical

Suponiendo que la línea de recompresión se mantiene en la misma posición, la longitud L_1 disminuye cuando la línea de rotura se inclina hacia el hundimiento.

P_2 , y por consiguiente T_2 y T_1 son menores. Sin embargo, el volumen de los terrenos que permanecen unidos al macizo es más importante: $P_1 + P_0$ aumenta. (Ver Figura 11).

El triángulo OMN (Figura 13) sólo se puede mantener si se cumple una de las dos condiciones siguientes:

a) Que debido a su resistencia, los bancos todavía no están fisurados. El empotramiento de los bancos produce una presión vertical sobre el macizo.

b) Si los bancos ya están fisurados —rotura frágil o terreno influenciado y fisurado por otra explotación—, dichos bancos ya no pueden absorber tensiones de tracción. Los bloques, más o menos aislados, están sometidos a un confinamiento y a un pequeño giro. El esfuerzo T_1 debe estar dirigido hacia el frente de carbón.

A la tensión vertical ya existente se añaden tensiones suplementarias debidas a la tensión de corte τ_v . Las tensiones σ_v y σ_h se ejercen sobre los planos horizontales de la estratificación (ver Figura 14). Su resultante produce una línea de fuerzas verticales que se descargan por los planos de estratificación dirigida directamente hacia el frente de carbón. Esta línea de fuerzas se transmite fácilmente a través del bajo techo.

Un aumento de la presión por delante del frente mejora igualmente las fuerzas de rozamiento horizontales disponibles en los planos de estratificación.

La línea de fuerzas horizontales actúa de forma diferente: su transmisión depende de la resistencia al corte τ_v en los planos verticales en la posición del primer banco del techo superior que es capaz de formar un arco de apoyo.

Globalmente, cuando la parte T_2 absorbida por el relleno disminuye, la parte transmitida al frente de carbón necesariamente tiene que aumentar, por lo menos en la zona central del tajo donde no existe ninguna influencia del borde de la explotación. Además, la transmisión se efectúa de otra manera: T_1 disminuye; la línea de fuerzas subverticales, que dirige los esfuerzos mediante el triángulo $O'MN$ hacia el frente de carbón, le asegura una mejor compacidad bajo el efecto favorable de τ_h .

Efectivamente, muchas medidas demuestran que el lugar donde la presión delantera es máxima, se aproxima al frente de carbón cuando la pendiente de la línea de rotura disminuye (LABASSE, 1963). Esto influye de una manera favorable sobre la fracturación del techo inmediato.

El conjunto de los factores mencionados anteriormente facilita el arranque del carbón, ya que:

— Un techo inmediato no fracturado, no entorpece la dilatación del carbón en el último momento.

— Una presión de apoyo más elevada, favorece la expansión del carbón, sobre todo si esta carga está originada por una línea de fuerzas subverticales en lugar de ser producida por un esfuerzo cortante T_1 que tiende a acuñar el carbón.

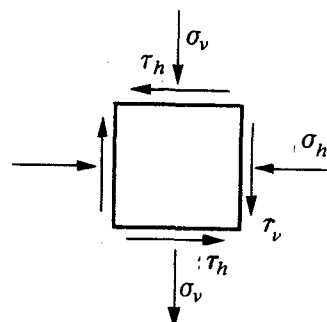


FIG. 14

7. Consideraciones generales sobre la estabilidad del techo inmediato

Anteriormente se ha visto que el techo superior autoportante debe asegurar la estabilidad de toda la serie de bancos situados encima.

Las fuerzas horizontales presentes en el techo superior provocan fuerzas de rozamiento en las juntas de la roca, originando la formación de una serie de arcos de apoyo autoportantes. De esta forma, el peso del terreno suprayacente se dirige hacia los dos bordes de la explotación, sobre el frente de carbón y sobre la zona hundida. Los bancos autoportantes se mueven para seguir la convergencia general que responde a una ley reológica del tipo:

$$C = C_1 \text{ hora} \cdot t^m$$

Si el techo superior es suficientemente estable (pequeña abertura, relleno neumático, roca resistente, ausencia de concentraciones de tensiones), no se requiere sostenimiento en el tajo para asegurar su estabilidad: su resistencia al corte en la proximidad de la línea de rotura es suficiente. En este caso, la función del sostenimiento del tajo se limita a asegurar la estabilidad del techo inmediato.

Se puede definir el techo inmediato como un bloque más o menos coherente que está separado del macizo por un plano de rotura que forma un ángulo β con la horizontal (*Figura 15*). Las fuerzas de rozamiento que actúan en ese plano dependen de la tensión horizontal a la que está sometido el techo inmediato y del ángulo de rozamiento ϕ de la junta.

La resistencia al corte en una junta vertical es igual a:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \phi_1$$

donde, ϕ_1 varía durante el desplazamiento: se requiere un pequeño movimiento para alcanzar la resistencia de pico, pero después de un desplazamiento más importante, este valor disminuye hasta la resistencia residual.

Se puede suponer que el descenso del techo superior induce una presión activa más o menos uniforme sobre el techo inmediato, pero justo después del avance del sostenimiento autodesplazable, esta presión activa todavía no ha comenzado a actuar. En dicho momento sólo se produce reacción pasiva del techo superior sobre el techo inmediato, después de la aplicación de la fuerza de empuje R_{nt} del sostenimiento.

En condiciones normales no se conoce el volumen del techo inmediato que ejerce su peso sobre el sostenimiento del tajo. En la *Figura 15* se puede observar que los arcos de apoyo al nivel del techo inmediato disminuyen la influencia del peso P_2 del mismo sobre el sostenimiento; en esta figura, la fuerza f_R pasiva es la componente horizontal de la fuerza pasiva de reacción del techo superior sobre el techo inmediato al aplicar la carga sobre el sostenimiento. La posición del centro de gravedad del techo depende de la inclinación de las fracturas principales y del volumen de roca que queda sin desprenderse en la zona hundida. En el caso de la *Figura 14*) el centro de gravedad cae a la derecha de K_{st} , que representa la resultante de las fuerzas portantes del sostenimiento. Esta configuración provoca una sobrecarga cerca de la línea de hundimiento; sin embargo, descarga el peso hacia la calle del transportador. La sobrecarga de la zona de hundimiento se contrarresta sin dificultad con los sostenimientos modernos. Por consiguiente, esta situación es favorable para la buena marcha de las labores.

Si se quiere evitar cualquier movimiento inútil del techo inmediato, hay que asegurar su estabi-

lidad, no sólo en cada momento del ciclo, sino también en las condiciones más desfavorables. Las Figuras 15 y 16 muestran que las condiciones se van haciendo más difíciles cuando el centro de gravedad del techo inmediato se va aproximando al frente de carbón, llegando a situarse delante de la fuerza K_{st} . Esto se produce cuando la línea de hundimiento avanza y se hace más recta.

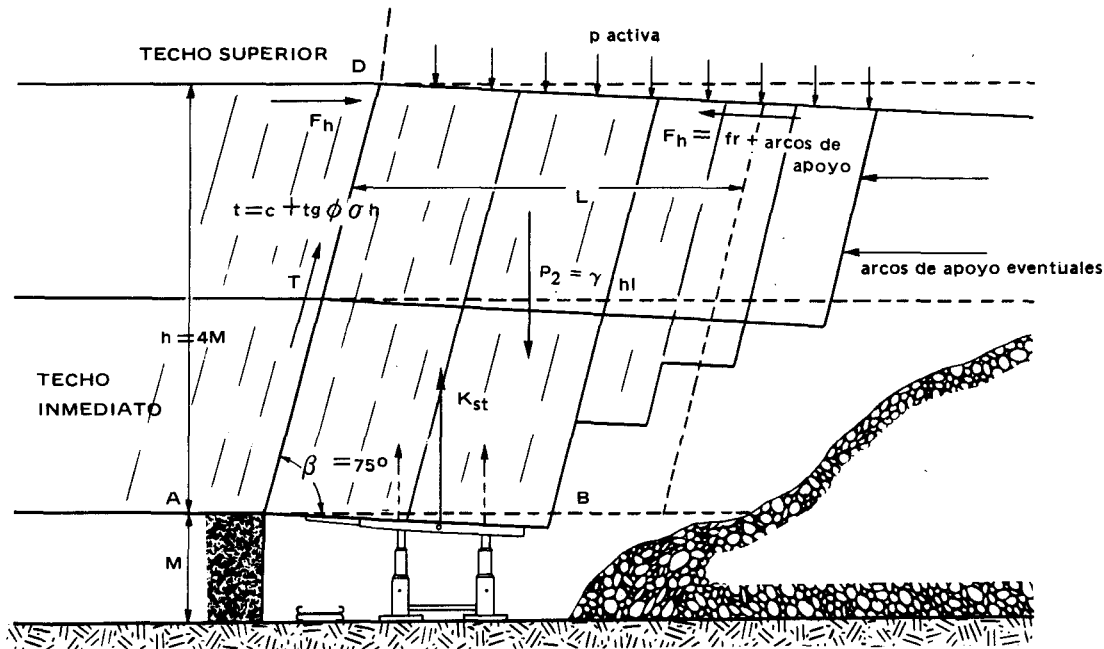


FIG. 15

Las dos situaciones que se van a considerar son las siguientes:

- La línea de hundimiento coincide con el borde posterior de la placa de techo y sube verticalmente hasta el nivel del techo superior, siguiendo la dirección de las fracturas del tipo R2.
- Cuando las condiciones se hacen todavía más difíciles, por ejemplo, al atravesar una discontinuidad, la línea de hundimiento avanza más por encima de la placa de techo. Esta situación se puede producir después de la parada de las labores durante el fin de semana, por ejemplo.

No es posible conocer la fuerza horizontal F_h cuando existen arcos de apoyo al nivel del techo inmediato. En situaciones desfavorables, por ejemplo, si el techo inmediato cae justo junto a la línea de hundimiento, se puede considerar que estos arcos de apoyo han desaparecido. A partir de este momento, la fuerza horizontal queda reducida a las fuerzas de rozamiento inducidas por el empuje del sostenimiento autodesplazable. Estas fuerzas pueden estar originadas o por una expansión del techo inmediato o bien por una fuerza de rozamiento dirigida hacia el frente, producida por un sostenimiento de tipo escudo, cuya placa de techo empuja hacia el frente. Se corre el riesgo de que estas fuerzas desaparezcan cuando se avanza el sostenimiento; esto no ocurre en un tajo con sostenimiento individual. Además, la aplicación de la fuerza portante del sostenimiento autodesplazable no produce la aparición simultánea de las fuerzas horizontales de rozamiento.

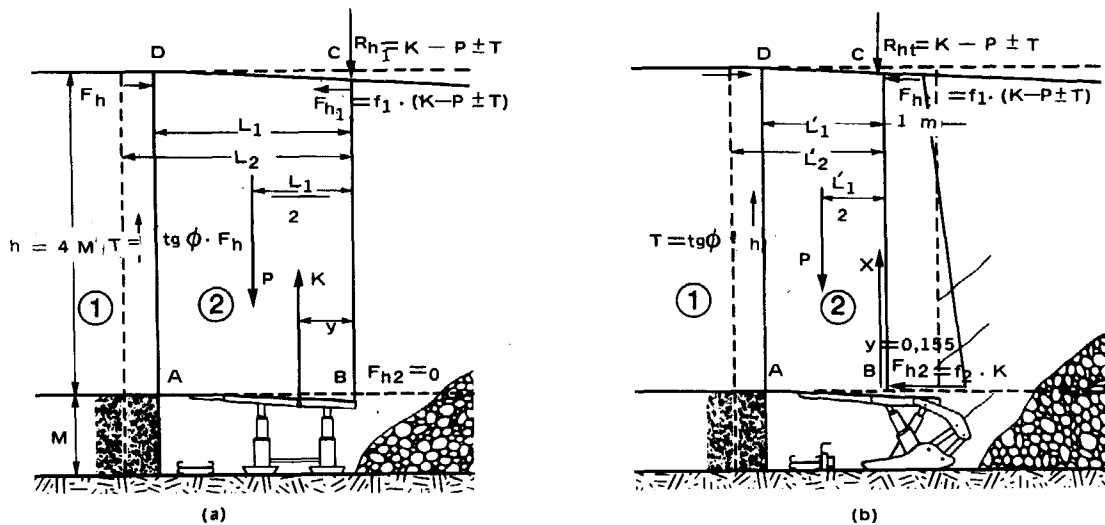


FIG. 16

En la actualidad en Alemania, se aplica el razonamiento siguiente:

Un sostenimiento que alcanza el punto de deslizamiento mantiene una cohesión adecuada en el techo inmediato, con fuerzas horizontales suficientes. Si el techo inmediato tiene cierta rigidez transversal, que es lo más frecuente, incluso en terreno difícil pero bien sostenido, el hecho de aflojar un sólo elemento de toda la línea tiene muy poca influencia en la distribución de tensiones.

Si se vuelve a apretar este elemento de forma que el equilibrio del techo inmediato se restablezca de nuevo, se mantienen las tensiones horizontales. Paso a paso, después del movimiento de cada elemento adyacente, estas condiciones se siguen conservando.

Por último, se avanza todo el tajo y el techo inmediato queda aproximadamente en las mismas condiciones que antes del desplazamiento de la entibación.

Si, por el contrario, la fuerza de colocación es insuficiente, después del avance del sostenimiento, el techo inmediato se encuentra en una situación inestable.

8. Evaluación de las fuerzas que aparecen en el techo inmediato.

8.1. Forma y dimensiones de los bloques

1) Fracturas R2 y R3

Estas fracturas primarias dividen el techo en paralelepípedos rectos y oblicuos. El centro de gravedad se sitúa a media longitud, $L/2$, del techo inmediato. Por consiguiente, es preciso conocer el valor de L .

La junta que aísla el bloque del techo inmediato se encuentra cerca del frente, en la zona donde se inicia la verdadera convergencia. En ciertas condiciones, esta zona coincide con el frente de carbón. Cuando el carbón es más blando, esta línea puede introducirse en el macizo, sobre todo si hay fracturas R4 que atraviesan el carbón y anulan su fuerza portante.

2) Fracturas R4. Interacción entre los bloques del techo inmediato.

Las fracturas R4 a veces están acompañadas de fracturas R2.

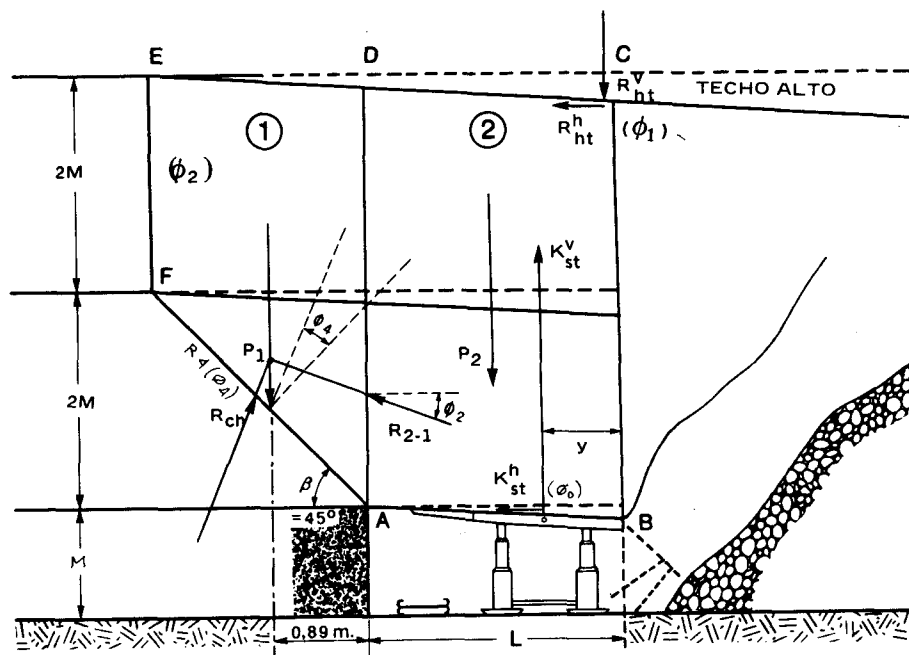


FIG. 17

El bloque ABCDEF de la Figura 17 está dividido en dos bloques adosados: el bloque 1 ADEF, y el bloque 2, ABCD. El primero tiene tendencia a deslizar a lo largo del plano inclinado formado por la fractura R4 con una inclinación β . A menudo este ángulo toma un valor de 45° . En la Figura 17 este plano se ha dibujado llegando hasta la mitad del techo inmediato. El bloque (1) ejerce un empuje lateral sobre el bloque (2), desprendiéndose del macizo por la junta F-E. Incluso si los dos labios de la junta A-D están mutuamente en contacto, el bloque (1) compromete la estabilidad del bloque (2). Por consiguiente, hay que estudiar el equilibrio de cada bloque teniendo en cuenta su interacción.

Ángulos de rozamiento de las fracturas:

- ϕ_0 : Ángulo de rozamiento acero-roca en el contacto entre la placa de techo y éste. Se suelen tomar valores del orden de $\text{tg } \phi_0 = 0,30$ y $\phi_0 = 16,7^\circ$.
- ϕ_1 : Ángulo de rozamiento en los planos de sedimentación. Las experiencias han dado un valor medio de $\text{tg } \phi_1 = 0,36$ y $\phi_1 = 20^\circ$.
- ϕ_2 : Ángulo de rozamiento en una fractura vertical R2. Este ángulo puede tomar diferentes valores según la naturaleza de la roca, la rugosidad de la fractura y la dirección de desplazamiento. En roca $\phi_2 = 40^\circ$ y $\text{tg } \phi_2 = 0,84$. Sin embargo, la resistencia residual normalmente disminuye hasta $\text{tg } \phi_2 = 0,36$ y $\phi_2 = 20^\circ$.
- ϕ_4 : Ángulo de rozamiento en una fractura R4. Esta fractura presenta siempre una superficie estriada y por consiguiente, el valor de ϕ_4 corresponde a la resistencia residual: $\text{tg } \phi_4 = 0,36$ y $\phi_4 = 20^\circ$.

8.2. Fuerzas horizontales en el techo inmediato

Estas fuerzas dependen de los siguientes factores:

1.— De la existencia de arcos de apoyo en el techo inmediato. Normalmente se adopta la hipótesis más desfavorable, que supone que no existen tales arcos de apoyo.

2.— En un tajo con relleno, el techo inmediato puede no estar interrumpido. Este caso no se tiene en cuenta aquí.

3.— Acción y reacción procedentes del sostenimiento:

El sostenimiento de tipo escudo o flecha puede introducir una fuerza de rozamiento activa en el techo inmediato, bien durante la colocación cuando la lemniscata se dirige hacia el frente o durante el deslizamiento, en el caso inverso. La fuerza de rozamiento originada durante la fase de deslizamiento no es tan importante, ya que el peor momento es después de haber avanzado el sostenimiento desplazable, sobre todo si el arranque del tramo siguiente se realiza muy pronto. La fuerza horizontal puede alcanzar el siguiente valor:

$$K_{st}^h \text{ max} = \text{tg } \phi_0 \cdot K_{st}^v = 0,30 \cdot K_{st}^v = 0,30 K$$

Al nivel del techo superior, también hay rozamientos originados por la fuerza transmitida por el techo inmediato hacia el techo superior, o a la inversa. Esta fuerza puede calcularse a partir del equilibrio vertical del techo inmediato.

En principio:

$$R_{ht}^h = \text{tg } \phi_1 \cdot R_{ht}^v = 0,36 \cdot R_{ht}^v$$

$$F_h = K_{st}^h + R_{ht}^h = 0,30 K + 0,36 R_{ht}^v \quad (\text{sostenimiento de escudos})$$

Los sostenimientos tipo cuadro, no ofrecen resistencia a los movimientos horizontales. Sólo se puede considerar la fuerza de rozamiento entre el techo inmediato y el techo superior, que actúa como reacción a una expansión lateral del techo inmediato:

$$F_h = R_{ht}^h = \text{tg } \phi_1 \cdot R_{ht}^v = 0,36 \cdot R_{ht}^v$$

8.3. Sentido de las fuerzas verticales en la junta vertical A-D (Sistema R2)

La fuerza de rozamiento en la junta vertical A-D está provocada por el descenso del bloque (2) respecto al bloque (1), impuesto por la convergencia del techo superior, por consiguiente, está dirigida hacia arriba.

Si, durante el movimiento del sostenimiento el techo inmediato se relaja y por este motivo desciende más que el bloque (1), que se mantiene inmóvil debido al carbón, corre el riesgo de ser levantado por el sostenimiento en el momento de su colocación. En este caso, el bloque (2) se levanta respecto al bloque (1) y la fuerza de rozamiento actúa en sentido inverso: por consiguiente, se dirigirá hacia abajo.

Esta fuerza de rozamiento sólo será favorable si durante el avance del sostenimiento el movimiento no se invierte: necesariamente el techo inmediato debe ser sostenido por los dos elementos adyacentes cuando se realiza el desplazamiento de un elemento aislado; este elemento debe tomar el relevo para mantener el equilibrio del techo inmediato cuando se procede al desplazamiento del siguiente elemento.

8.4. Situación de la reacción del techo superior. Rotación del bloque A-B-C-D (2)

Si la capacidad portante del sostenimiento es inferior al peso del techo inmediato ($K < P_2$), el bloque (2) es inestable cuando la resistencia al corte de la fractura A-D es insuficiente para proporcionar el sostenimiento que falta. En este caso, el bloque va a descender girando. Después de este descenso, la fuerza portante del sostenimiento va a aumentar hasta equilibrar el peso del techo inmediato, antes de que la convergencia se reanude. Sin embargo, a consecuencia del giro, el descenso es superior cerca del frente. El centro instantáneo de rotación del bloque se encuentra cerca de K y el bloque gira alrededor del sostenimiento.

Si la capacidad portante del sostenimiento es superior al peso del techo inmediato, ($K > P_2$), teniendo en cuenta la reacción R_{1-2}^v , el techo inmediato actúa contra el techo superior. Este es el caso de todos los tipos de sostenimientos desplazables modernos. A pesar de esta capacidad portante elevada, se han medido muchas convergencias, C_1 , en el primer tramo de la calle, superiores a las C_2 , del segundo. Esto ocurre en condiciones difíciles cuando el centro de gravedad del bloque (2) se acerca al frente o cuando la capacidad portante del sostenimiento inmediatamente detrás del transportador es demasiado pequeña. Incluso si la capacidad de carga del sostenimiento es suficiente para empujar el techo inmediato contra el techo superior, puede haber un pequeño giro acompañado de un descenso por encima del transportador. La reacción del techo superior hacia el techo inmediato debe pasar por el punto de contacto, que se sitúa en la parte posterior del bloque (2). Debido a la excentricidad del centro de gravedad del bloque, los estemples delanteros del sostenimiento autodesplazable están más comprimidos que los posteriores.

Si se expresan los momentos respecto al centro instantáneo de rotación, por donde pasa la reacción del techo superior R_{nt} , esta fuerza no interviene directamente. Sin embargo, es necesario conocer los valores de F_n y R_{1-2}^v .

Siguiendo un razonamiento similar, WILSON (1980) ha propuesto su teoría de interacción entre el techo superior y el techo inmediato, en la cual se indica que la reacción R del techo superior debe ser mínima.

Aunque, en principio, parezca que con la premisa anterior el sostenimiento podría ser más ligero, sin embargo, los estemples delanteros resultan sobredimensionados, ya que si hay que contrarrestar un peso excéntrico mediante una fuerza de empuje mínima, los estemples traseros no tendrían que sujetar nada. En realidad el empuje de los estemples traseros ayuda a sostener el techo inmediato por dos razones:

- tiene un brazo de palanca favorable.
- contribuye a asegurar el empuje del techo inmediato contra el techo superior, lo cual es favorable para mantener la cohesión en el techo inmediato.

Hay que hacer notar que Wilson en su teoría no tiene en cuenta esta cohesión.

9. Cálculo de la estabilidad del techo inmediato

9.1. Método aproximado

En este método se trata de evaluar las fuerzas de rozamiento inducidas y llegar a un modelo de cálculo de la estabilidad del techo inmediato.

La simplificación consiste en lo siguiente (Figura 16): cerca de la posición de equilibrio, la

reacción del bloque (1) que impide la rotación del bloque (2), debe situarse muy hacia arriba, cerca del contacto con el techo superior; por consiguiente, su brazo de palanca es nulo respecto al centro instantáneo de rotación situado en el punto C . Cerca de la posición de equilibrio, la fuerza R_{1-2}^V es pequeña respecto a las fuerzas K y P_2 y será despreciada en el cálculo del equilibrio vertical. Anteriormente, ya se ha indicado que el sentido de esta reacción depende de las circunstancias.

La reacción R_{nt} del techo superior es igual a:

$$\begin{aligned} R &= R_{nt} = K - P_2 \\ F_{nt} &= R_{nt}^h = \operatorname{tg} \phi_1 (K - P_2) \\ T &= R_{1-2}^V = \operatorname{tg} \phi_2 \cdot \operatorname{tg} \phi_1 (K - P_2) \end{aligned}$$

Para los escudos, como no se conocen bien los efectos del rozamiento entre la placa de techo y el techo inmediato, no se tiene en cuenta dicha reacción.

Por último, en lugar de calcular el equilibrio por separado cada vez, los diferentes tipos de sostenimiento autodesplazable se comparan con la posición de equilibrio mediante un coeficiente de seguridad, que expresa la relación entre los momentos de las fuerzas favorables y los de las fuerzas desfavorables (Ver Figura 16).

$$C \cdot S = \frac{K \cdot y + R_{1-2}^V L}{P \cdot \frac{L}{2}}$$

donde:

$$\begin{aligned} R_{1-2}^V &= \operatorname{tg} \phi_2 \cdot \operatorname{tg} \phi_1 (K - P_2) \\ \operatorname{tg} \phi_1 &= \operatorname{tg} 20^\circ = 0,36 \\ \operatorname{tg} \phi_2 &= \operatorname{tg} 20^\circ = 0,36 \quad \text{resistencia residual media} \\ &= \operatorname{tg} 40^\circ = 0,84 \quad \text{resistencia de pico.} \end{aligned}$$

El ángulo de rozamiento $\phi_2 = 40^\circ$ mejora el rendimiento del sostenimiento autodesplazable. Por consiguiente, una roca en la que las fracturas tienen una fricción alta forma más fácilmente arcos de apoyo en el techo inmediato y el espesor de éste suele ser menor; por este motivo, este ángulo favorable no se aplicará en los siguientes cálculos.

La solución dada por Wilson para el cálculo de la estabilidad del techo inmediato es muy general y se basa en una fórmula que tiene en cuenta la pendiente ascendente o descendente del frente del tajo. Se toma una altura del techo inmediato igual al doble de la abertura de la capa.

En la Figura 18 se muestran las fuerzas que intervienen en la estabilidad de la parte del techo que puede deslizar.

Se considera el frente por unidad de longitud y las fuerzas de rozamiento Q y S en los puntos A y B respectivamente, con un ángulo de fricción ϕ que se supone igual en ambos puntos. W es el peso del bloque de roca y P el empuje del sostenimiento. En la Figura 18 - b se han proyectado todas las fuerzas según las componentes normal y paralela a la estratificación. De aquí surgen tres ecuaciones con tres incógnitas, S , Q y P :

$$\begin{aligned} P \cos \beta + S \operatorname{sen} \phi &= W \cos \delta + Q \cos \phi \\ P \operatorname{sen} \beta + Q \operatorname{sen} \phi &= W \operatorname{sen} \delta + S \cos \phi \\ p \cdot P \cos \beta + c \cdot P \operatorname{sen} \beta + 1 \cdot S \operatorname{sen} \phi &= W' \cdot W \cos \delta + \frac{c}{2} \cdot W \operatorname{sen} \delta \end{aligned}$$

Eliminando Q y S de las dos primeras ecuaciones resulta:

$$\frac{P}{W} \left[(p \cos \beta + c \sin \beta) (1 - \mu^2 \phi) + l \operatorname{tg} \phi (\sin \beta + \cos \beta \cdot \operatorname{tg} \phi) \right] = \left[(W' \cos \delta + \frac{c}{2} \sin \delta) (1 - \mu^2 \phi) + l \operatorname{tg} \phi (\sin \delta + \cos \delta \operatorname{tg} \phi) \right] \quad (1)$$

Con la notación de la Figura 18-c.

$$l = f + a + p - d$$

donde l es la distancia entre el borde posterior de la placa de techo del sostenimiento y la cara libre del frente, y $d = 0$ cuando el sostenimiento está avanzado.

Para hundimiento vertical, $W' = \frac{1}{2}$ y en condiciones normales de hundimiento $c = 2M$.

El peso del techo es el siguiente:

$$W = \text{peso por unidad de longitud del frente} = \text{densidad} \cdot c \cdot l = 0,025 \cdot 2M \cdot (f + a + p - d) \text{ en MN.}$$

El coeficiente de seguridad se ha tenido en cuenta introduciendo un factor F . Sustituyendo valores en la ecuación (1) obtenida de la eliminación de Q y S , resulta la siguiente fórmula general:

$$P = 0,05 \cdot M \cdot l \cdot F \cdot \frac{(l/2 \cos \delta + M \sin \delta) (1 - \mu^2) + \mu \cdot L \cdot (\mu \cos \delta + \sin \delta)}{(p \cdot \cos \beta + 2 M \sin \beta) (1 - \mu^2) + \mu \cdot L (\mu \cos \beta + \sin \beta)}$$

donde:

P = fuerza portante en MN necesaria por metro de tajo.

M = abertura en metros

l = anchura abierta del tajo.

F = coeficiente de seguridad

δ = ángulo de la pendiente ascendente del frente del tajo.

$\mu = \operatorname{tg} \phi =$ coeficiente de rozamiento roca-roca

p = distancia entre la resultante de la fuerza portante y la parte posterior de la placa de techo del sostenimiento.

β = ángulo entre la dirección de la fuerza portante transmitida y la normal a los hastiales, que puede ser igual a ϕ ; si hay un movimiento lateral del techo inmediato, $\operatorname{tg} \phi$ es el coeficiente de rozamiento acero-roca.

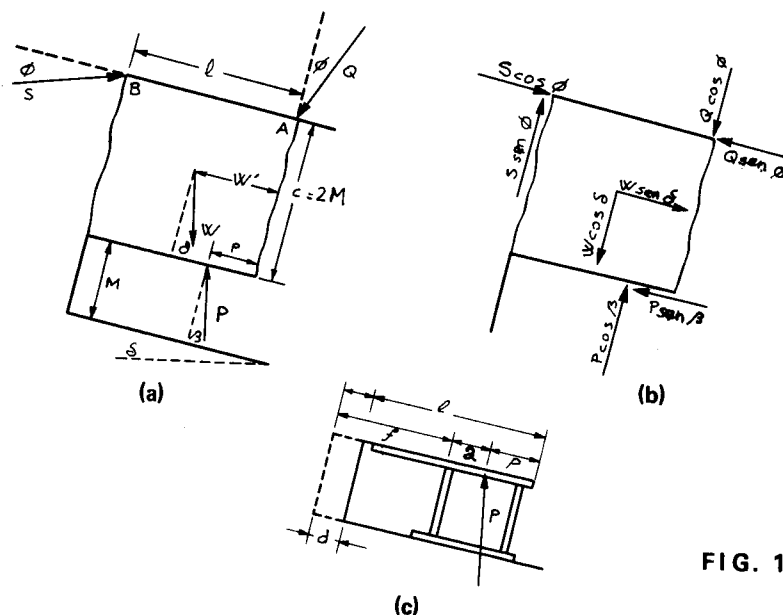


FIG. 18

9.2. Cálculo completo

Hay que distinguir dos casos:

- Equilibrio en presencia de fracturas R4
- Equilibrio en presencia de fractura R2

Las fracturas R2 no inducen fuerzas horizontales en el techo inmediato de forma sistemática. En terrenos esquistosos, estas fuerzas proceden de la expansión lateral del techo inmediato y sólo persisten después del avance del sostenimiento si las tensiones en el techo inmediato permanecen intactas. Si el sostenimiento es de tipo escudo, el rozamiento entre el techo y el sostenimiento desaparece durante el avance de éste y debe volver a actuar, para que sea efectivo.

Incluso, si durante la colocación el sombrero se empuja hacia el frente, generalmente la componente horizontal es muy pequeña y en primera aproximación podrá despreciarse.

Se estudian los siguientes casos:

Caso 1:
$$C S_1 = \frac{K \cdot y}{P_2 \cdot L/2}$$

Si el sostenimiento autodesplazable llega a garantizar el equilibrio prescindiendo de toda fuerza de rozamiento, la situación será favorable. Se obtiene así el coeficiente de seguridad CS_1 . Después del avance del sostenimiento, el equilibrio se restablecerá en el techo inmediato, incluso sin rozamiento en la fractura vertical *A-D*. Este coeficiente pierde mucho de su significado después de la extracción del carbón, ya que la nueva convergencia provoca el descenso del bloque (2) respecto al bloque (1), lo que genera fuerzas de rozamiento favorables, $R_{1.2}^V$, en la junta *A-D*.

Caso 2:
$$C S_2 = \frac{K \cdot y + R_{1.2}^V \cdot L}{P_2 \cdot L/2}$$

Si después de avanzar el sostenimiento se restablece el equilibrio completo en el techo inmediato, éste no se mueve respecto al techo superior. Las fuerzas de rozamiento permanecen intactas. Sin embargo, con un sostenimiento tipo escudo, los rozamientos acero-techo inmediato, que existían antes del avance, desaparecen después de él. Para que vuelvan a aparecer dichos rozamientos será necesario un nuevo movimiento del techo inmediato hacia las zonas de hundimiento. Inmediatamente después del avance, el sostenimiento autodesplazable tipo cuadro y el de escudo, se comportan de la misma manera: al nivel del de la placa de techo, no hay rozamiento; al nivel del techo superior, las fuerzas de rozamiento entre el techo inmediato y el superior se mantienen y garantizan una fuerza de rozamiento vertical favorable en la fractura *A-D*. Este coeficiente de seguridad es válido para la situación L_2 , después de la extracción del carbón, ya que la nueva convergencia ha hecho que el bloque 2 descienda con respecto al bloque 1, generándose la fuerza de rozamiento favorable $R_{1.2}^V$.

Caso 3:
$$C S_3 = \frac{K \cdot y + R_{1.2}^V \cdot L + K_{st}^h \cdot 4 \cdot M}{P_2 \cdot L/2}$$

Un sostenimiento autodesplazable tipo escudo mantiene el techo inmediato cuando éste tiene tendencia a dilatarse hacia la zona hundida. En este caso, la estabilidad queda asegurada más fácilmente, ya que la fuerza de rozamiento K_{st}^n entre el sostenimiento y el techo inmediato está muy bien situada para impedir la rotación del bloque alrededor del punto C.

Caso 4: Fracturas R4, CS_4

En este caso el bloque (1) siempre actúa sobre el bloque (2) y se puede calcular esta acción. Un sostenimiento tipo cuadro no ofrece resistencia al giro y el equilibrio debe asegurarse gracias a las otras fuerzas disponibles. De este modo se obtiene un coeficiente de seguridad CS_4 inferior a la unidad para todos los sostenimientos tipo cuadro.

Bajo la influencia de una fractura R4, el escudo ofrece inmediatamente una resistencia al giro. Así se obtiene el coeficiente CS_5 , que es válido únicamente para los escudos.

Caso 5: Valores CS_i

Cuando la línea de hundimiento avanza por encima de la placa de techo, el equilibrio se hace más difícil. Los estemples traseros ya no soportan cargas y el brazo de palanca de los portantes delanteros se hace muy pequeño. El escudo es claramente efectivo a partir del momento en que empiezan a actuar los rozamientos entre el techo inmediato y el sostenimiento.

9.3. Cálculo del equilibrio en presencia de fracturas R4

El razonamiento que se va a seguir es general, aunque especialmente aplicado a las condiciones de la fractura R4 de la *Figura 17*:

Potencia explotada M

Anchura entre zona hundida y frente L

Distancia de la reacción K del sostenimiento a la línea de hundimiento y

Fracturas R4 a 45° hasta media altura del techo inmediato.

En las condiciones de la figura, el centro de gravedad del bloque (1) está situado hacia el interior del frente de carbón, a $0,89 M$ metros del mismo.

a.— Acción del bloque (1) sobre el bloque (2): R_{1-2} (*Figura 19*)

Hay tres fuerzas que actúan sobre el bloque (1):

- Peso $P_1 = 6\gamma M^2$.
- Reacción R_{ch} procedente del carbón a través del techo inmediato y la fractura R4.
- Reacción R_{2-1} procedente del bloque 2. Después del avance del sostenimiento, esta reacción debe ser aportada por la fuerza de empuje del sostenimiento y por la reacción del techo superior sobre el bloque 2.

Estas tres fuerzas deben coincidir en un punto; de lo contrario no se alcanzará el equilibrio. El contacto entre los bloques puede tener lugar en puntos aislados. En este caso, la solución depende de la posición de estos puntos de contacto. Si el contacto se produce a lo largo de superficies planas, las resultantes se situarán de manera que cumplan las ecuaciones de equilibrio de los momentos con respecto a los ejes vertical y horizontal.

De esta forma, las dos únicas componentes horizontales R_{ch}^h y R_{2-1}^h , *Figura 19 (a)*, se situarán sobre una misma línea horizontal. Se puede calcular la distancia $x = z$ expresando el equilibrio de momentos de las fuerzas verticales respecto al eje vertical $F \cdot E$:

$$R_{ch}^v \cdot X + R_{2-1}^v \cdot 2 \cdot M = P_1 \cdot 1,11 \cdot M$$

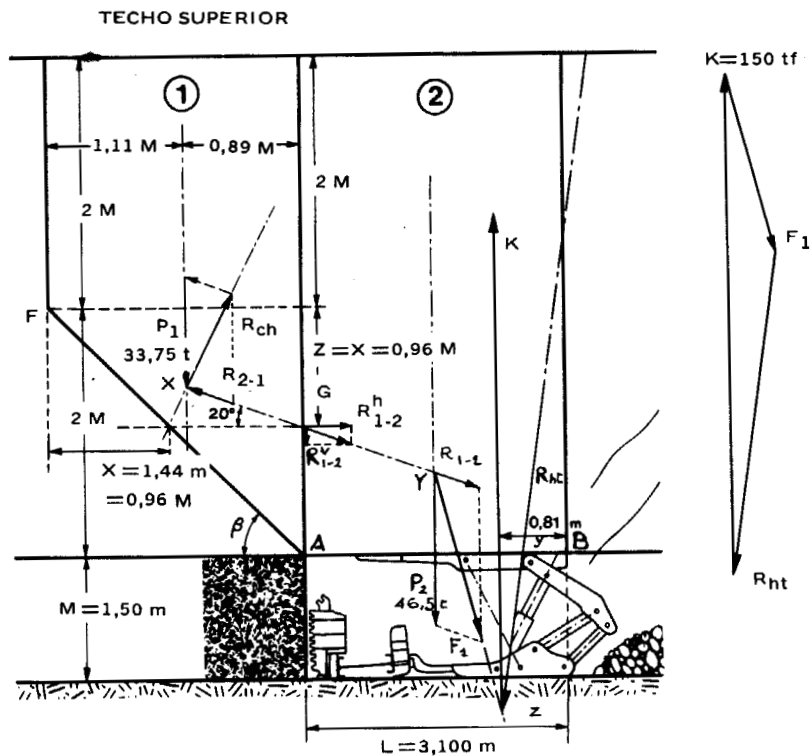


FIG. 19 (a)

Para obtener el valor de R_{2-1} , hay que cerrar el triángulo de las tres fuerzas P_1 , R_{ch} y R_{2-1} .

La reacción R_{ch} forma un ángulo ϕ_4 con la perpendicular al plano de deslizamiento $R_4 = A-F$. Análogamente, la reacción R_{2-1} forma un ángulo ϕ_2 con la perpendicular al plano vertical.

Si $\beta > \phi_4 + \phi_2$, se verifican las siguientes relaciones (Ver Figura 19 c):

$$a = P_1 \operatorname{sen}(\beta - \phi_4)$$

$$R_{2-1} = \frac{a}{\cos(\beta - \phi_4 - \phi_2)} = \frac{P_1 \operatorname{sen}(\beta - \phi_4)}{\cos(\beta - \phi_4 - \phi_2)}$$

$$R_{2-1}^v = R_{2-1} \operatorname{sen} \phi_2 = \frac{P_1 \operatorname{sen}(\beta - \phi_4)}{\cos(\beta - \phi_4 - \phi_2)} \operatorname{sen} \phi_2$$

$$R_{2-1}^h = R_{2-1} \cos \phi_2 = \frac{P_1 \operatorname{sen}(\beta - \phi_4)}{\cos(\beta - \phi_4 - \phi_2)} \cos \phi_2$$

Tomando un valor de 20° para ϕ_2 y ϕ_4 , las diferentes componentes resultan:

$$R_{2-1} = \frac{P_1 \operatorname{sen}(45 - 20)}{\cos(45 - 20 - 20)} = 0,4242 \cdot P_1$$

$$R_{2-1}^v = 0,4242 \cdot P_1 \text{ sen } 20 = 0,145 P_1 \tag{1}$$

$$R_{2-1}^h = 0,4242 \cdot P_1 \text{ cos } 20 = 0,399 P_1 \tag{2}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación de equilibrio de momentos de las fuerzas verticales, se puede calcular la situación de las componentes horizontales en función de M :

$$Z = x = \frac{P_1 \cdot 1,11 \cdot M - 0,145 \cdot P_1 \cdot 2 \cdot M}{P_1 - 0,145 P_1} = 0,96 M \tag{3}$$

b.- Equilibrio del bloque (2)

1.- *Sostenimiento de tipo cuadró* (Figura 19-a), o escudo, sin rozamiento en la placa del techo,

Si el sostenimiento autodesplazable no ofrece resistencia a la oscilación, la reacción horizontal debe proceder del rozamiento del techo inmediato contra el techo superior. Se puede calcular y dibujar la solución gráfica de equilibrio.

SOLUCION GRAFICA:

La fuerza R_{2-1} se invierte y se convierte en acción R_{1-2} del bloque (1) sobre el bloque (2). En el punto Y, corta a la fuerza P_2 ejercida por el peso del bloque (2). Sumando las dos fuerzas, se obtiene:

$$\bar{F}_1 = \bar{P}_2 + \bar{R}_{1-2}$$

Esta fuerza suma, F_1 , corta a la tercera fuerza, (fuerza portante del sostenimiento), K_{st} , en el punto Z. Todavía quedan tres fuerzas en juego: $F_1 = R_{1-2} + P_2$; K_{st} , y la reacción procedente del techo superior R_{ht} . Estas tres fuerzas deben concurrir en el mismo punto, que es el punto Z. Por consiguiente, la fuerza R_{ht} , se obtendrá cerrando el triángulo de las tres fuerzas. La reacción del techo superior corta el nivel del techo superior en el punto O_1 , que cae fuera de la base de apoyo del techo inmediato contra el techo superior. Esta base está limitada por la fractura vertical B-C, según las premisas de partida. Entonces el equilibrio no está asegurado y el techo superior puede girar. Para asegurar el equilibrio, la base de apoyo del techo inmediato contra el techo superior tendría que prolongarse hacia la zona hundida pasado por el punto O_1 .

2. *Sostenimiento con escudo* (Fig. 19-c) 9 c)

Para abordar el problema, se supondrá que inmediatamente después del avance del sostenimiento, el efecto de expansión lateral en el techo inmediato es despreciable. Por consiguiente, la única fuerza horizontal activa es debida al deslizamiento del bloque 1 a lo largo de la fractura R4 inclinada 45° . Se trata de la fuerza R_{1-2} aplicada en el punto G.

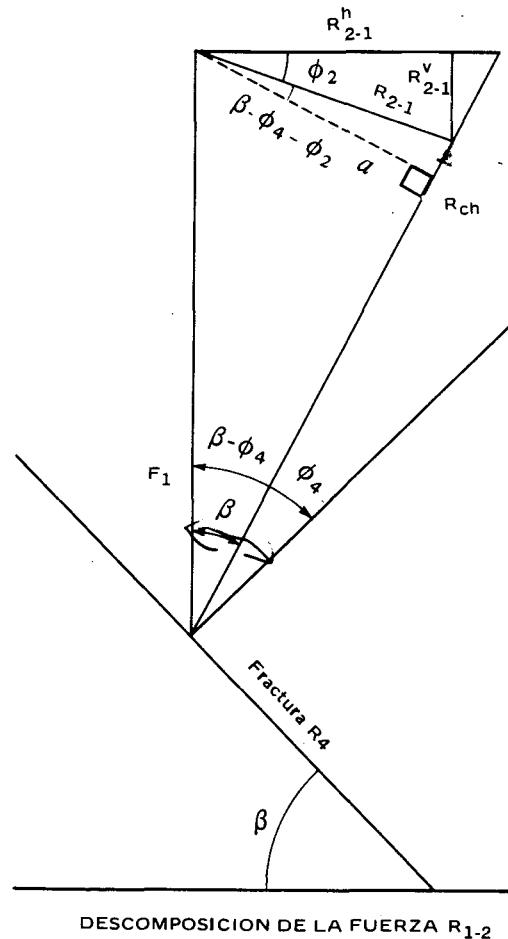


FIG. 19 (b)

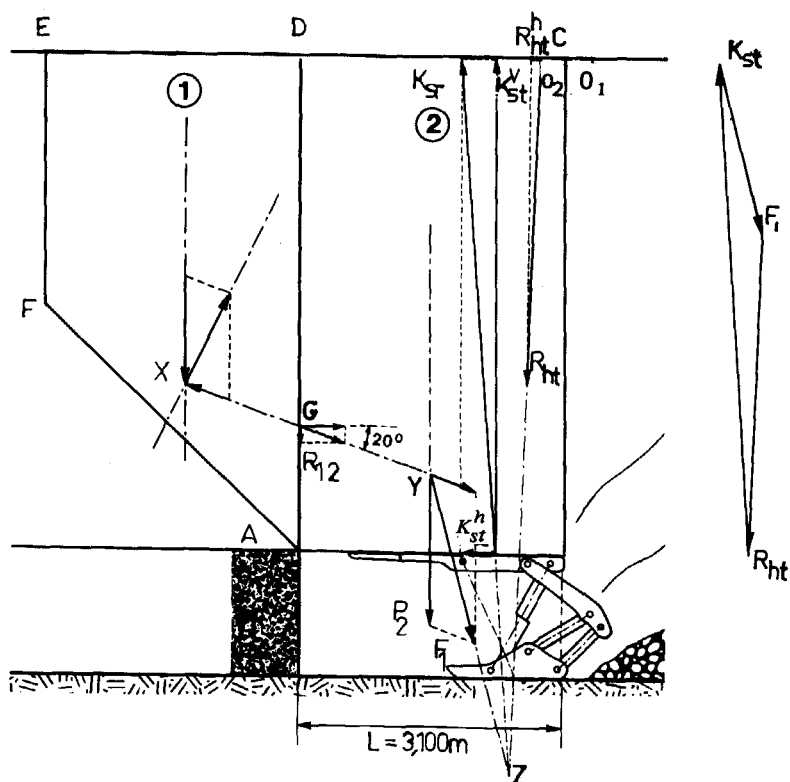


FIG. 19 (c)

Las reacciones a esta fuerza pueden aparecer en dos puntos: en el contacto entre el bloque (2) y el techo superior y en el contacto con la placa del techo del escudo. El valor de estas reacciones se obtiene mediante la ecuación de equilibrio de los momentos de las fuerzas horizontales respecto al nivel del techo superior (eje C-D-E):

$$R_{1-2}^h \cdot (2 + 0,96) M = R_{st}^h \cdot 4 \cdot M$$

$$R_{st}^h = \frac{2,96}{4} \cdot R_{1-2}^h = 0,74 \cdot 0,399 \cdot P_1 = 0,295 P_1$$

La ecuación de equilibrio de fuerzas horizontales viene dada por :

$$R_{ht}^h = R_{1-2}^h - R_{st}^h \text{ (fuerza de rozamiento contra el techo superior).}$$

$$R_{ht}^h = 0,399 \cdot P_1 - 0,295 P_1 = 0,104 P_1$$

SOLUCION GRAFICA

Procediendo de la misma forma que en caso anterior (ver Figura c):

la fuerza resultante $\vec{F}_1 = \vec{P}_2 + \vec{R}_{1-2}$ debe cortar a la fuerza portante en el punto Z. La fuerza portante K_{st} está formada por dos componentes:

$$\vec{K}_{st} = \vec{K}_{st}^v + \vec{K}_{st}^h$$

en módulo, el valor de K_{st} es el siguiente:

$$K_{st} = \sqrt{(K_{st}^v)^2 + (K_{st}^h)^2}$$

siendo conocidos ambos valores, K_{st}^v dado por el fabricante y K_{st}^h calculado anteriormente e igual a R_{st}^h .

El punto Z retrocede ligeramente hacia la parte posterior del tajo.

La reacción del techo superior debe suministrar la fuerza que falta, estando garantizado el equilibrio si las tres fuerzas pasan por un mismo punto, Z , y si el triángulo de las tres fuerzas está cerrado.

De esta forma se obtiene R_{ht} , ligeramente inclinada, cuya componente horizontal vale $0,104 \cdot P_1$ y la componente vertical:

$$R_{ht}^v = K_{st}^v - P_2 - R_{1-2}^v = K_{st}^v - P_2 - 0,145 P_1$$

En la *Figura 19 (c)* se puede observar que la reacción R_{ht} pasa por el punto O_2 , por el interior de la base de apoyo del techo inmediato contra el techo superior. Por consiguiente, el equilibrio está asegurado, por lo menos si la línea de hundimiento no avanza más.

9.4. Cálculo del equilibrio en presencia de fracturas R2

Al no estar bien definidas las tensiones en el techo inmediato, se considerarán separadamente varias situaciones sucesivas. Los cálculos se realizarán para una potencia explotada M

a. – Sin expansión lateral - Coeficiente CS_1

No hay fuerzas horizontales presentes en el techo inmediato, a parte de las introducidas eventualmente en la colocación de un sostenimiento de escudo. Puede ocurrir igualmente que las tensiones horizontales en el techo inmediato hayan desaparecido por algún motivo, principalmente debido al avance del sostenimiento o porque la componente horizontal de la tensión en la fractura vertical es muy pequeña.

El cálculo se plantea de la siguientes forma (Ver Figura 20):

– momento resistente: $K_{st} \cdot y$

donde K_{st} es un dato proporcionado por el fabricante del sostenimiento.

– momento desfavorable: $P_2 \cdot L/2 = 9 \cdot L \cdot 4 \cdot M \cdot L/2$

$$CS_1 = \frac{k \cdot y}{P_2 \cdot L/2}$$

El valor de CS_1 (después del paso del cepillo) sólo tiene significación cuando no hay ninguna expansión lateral (por ejemplo, techo de arenisca); de lo contrario, durante el paso del cepillo, la convergencia vuelve a poner en acción las fuerzas de rozamiento en la fractura vertical, ya que el bloque (2) desciende respecto al bloque (1).

b. – Con expansión lateral, pero sin rozamiento al nivel del sombrero – Coeficiente CS_2

Las fuerzas horizontales presentes en el techo inmediato permanecen activas después del avance del sostenimiento, pero en los primeros momentos, las fuerzas de rozamiento entre el techo inmediato y el sombrero todavía no han comenzado a actuar de nuevo.

SOLUCION GRAFICA (Figura 20)

En la figura mencionada se presenta la configuración de equilibrio para una potencia M y un sostenimiento tipo cuadro, con un vano de la placa de techo, igual a v , capacidad portante K y una anchura entre la zona hundida y el frente igual a L .

Por otra parte, $P_2 = 9 \cdot L \cdot 4 \cdot M$

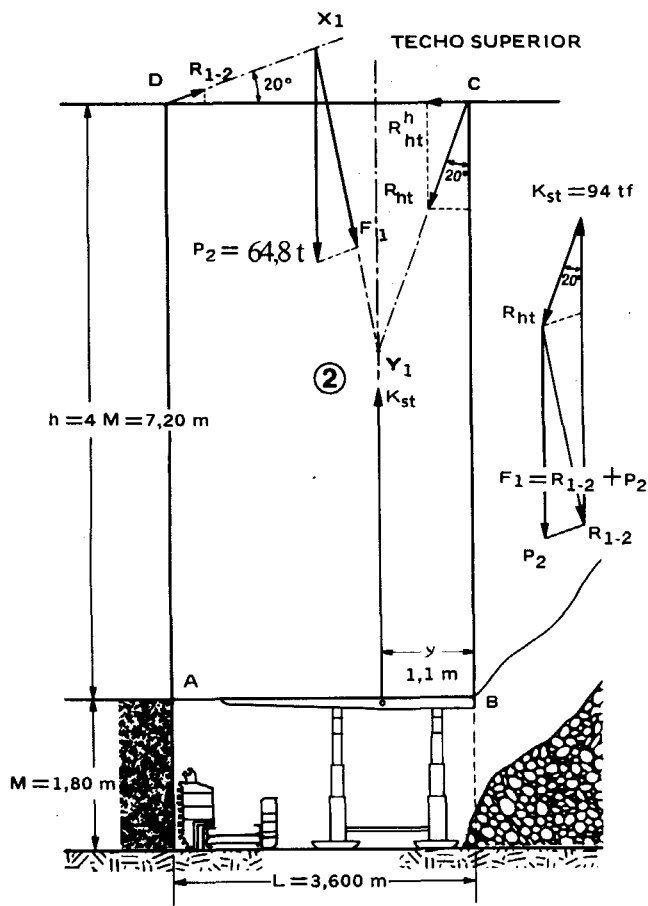


FIG. 20

El avance ha modificado las condiciones de rozamiento entre el sostén y el techo inmediato. En este caso, el coeficiente CS_2 es válido.

Considerando el caso de un escudo en una abertura M , con una anchura L entre el frente y la zona hundida y un peso P_2 del bloque (2), se va a plantear a continuación la solución gráfica.

SOLUCION GRAFICA

En la Figura 21 (a) se presenta la solución gráfica cuando no hay rozamiento entre el sostén y el techo inmediato, situación con la que se corresponde el coeficiente CS_2 .

Se procede exactamente de la misma forma que en el caso anterior.

La capacidad portante más elevada del sostén hace avanzar el punto O hasta O_2 .

También se puede obtener la situación O_1 que corresponde al caso sin rozamiento en la fractura vertical $A-D$.

En la Figura 21-b) queda reflejada la situación que se produce cuando entran en juego los rozamientos. Se supondrá que la expansión lateral del techo inmediato es suficiente para que entren en acción todas las fuerzas de rozamiento disponibles en el contacto del techo inmediato con el techo superior y con el sostén.

Las direcciones de las fuerzas R_{ht} , K_{st} y R_{1-2} son conocidas.

Además se conocen las direcciones de las fuerzas de reacción R_{ht} y R_{1-2} que forman un ángulo de 20° con la vertical y con la horizontal respectivamente ($\text{tg } \phi_1 = \text{tg } \phi_2 = 0,36$). Sus valores se obtienen dibujando el paralelogramo de fuerzas P_2 y R_{1-2} hasta la intersección con la dirección de R_{ht} . Las dos fuerzas P_2 y R_{1-2} dan una resultante $\bar{F}_1 = \bar{R}_{1-2} + \bar{P}_2$. Esta resultante corta a la fuerza K_{st} en el punto Y . La tercera fuerza, R_{ht} , también debe pasar por el mismo punto. Como se puede ver mediante la solución analítica, R_{ht} tiene que pasar por el punto C , en el límite de la base de apoyo del techo inmediato contra el techo superior.

c. — Sostén tipo escudo

En este caso, se van sucediendo una serie de situaciones cada vez más favorables a medida que van entrando en acción los rozamientos en la zona de la placa de techo.

En los primeros momentos, las condiciones de equilibrio son similares a las del caso precedente: el avance ha modificado

- R_{ht} forma un ángulo con la vertical de $\phi_1 = 20^\circ$.
- K_{st} forma un ángulo con la vertical de $\phi_o = \text{arc tg } \frac{K_{st}^h}{K_{st}^v}$
- R_{1-2} forma un ángulo con la horizontal de $\phi_2 = 20^\circ$.

Además, se conoce el punto de aplicación de P_2 y de K_{st} , suponiendo que la distancia "y" no cambie. Los emplazamientos de R_{1-2} y de R_{ht} no son conocidos.

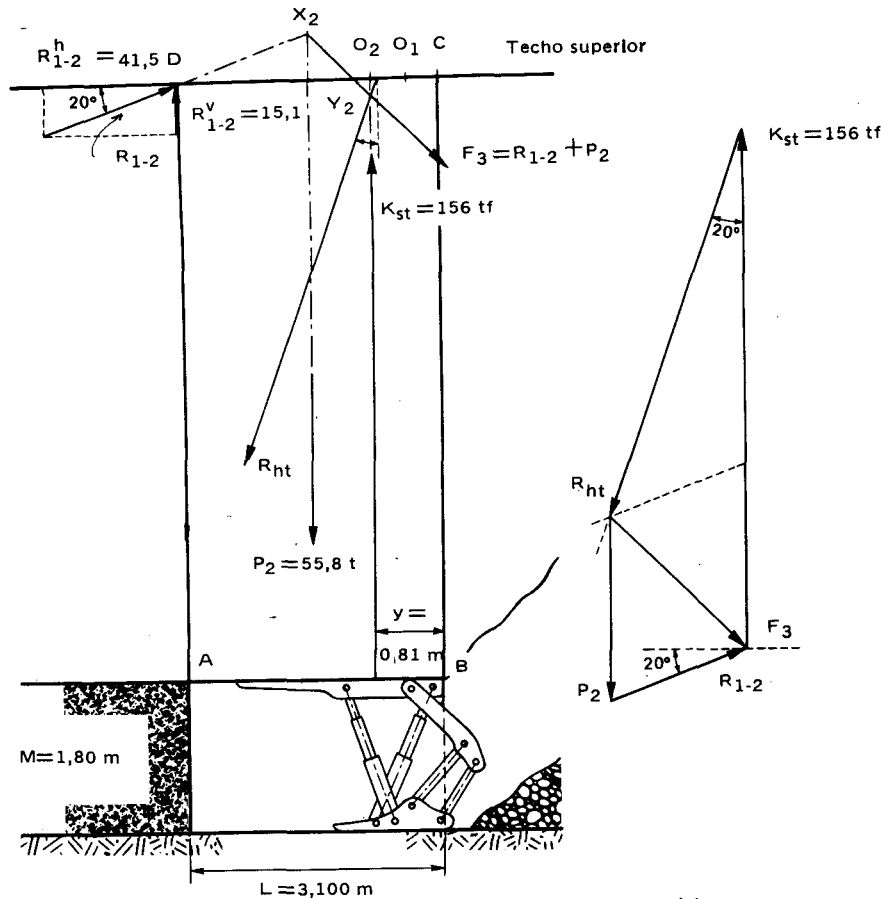


FIG. 21 (a)

Se traza el diagrama de fuerzas, Figura 21-b): con :

- K_{st} , cuyo valor es un dato del fabricante y forma un ángulo ϕ_o con la vertical.
- R_{ht} , forma un ángulo de 20° con la vertical.
- R_{1-2} , forma un ángulo de 20° con la horizontal.
- P_2 , es conocido.

En el punto de corte del paralelogramo $P_2 - R_{1-2}$ con R_{ht} , el triángulo K_{st} , R_{ht} y $\bar{F}_3 = \bar{P}_2 + \bar{R}_{1-2}$, se cierra.

Las situaciones reales pueden determinarse mediante la ecuación de equilibrio de los momentos de las fuerzas horizontales respecto a un eje horizontal.

Tomando el eje $C-D$ se obtiene el valor de R_{1-2}^h y

$$K_{st}^h = \text{tg } \phi_o \cdot K_{st}^v$$

La ecuación de momentos viene dada por:

$$R_{1-2}^h \cdot z = K_{st}^h \cdot 4 \cdot M$$

de donde,

$$z = \frac{K_{st}^h \cdot 4 \cdot M}{R_{1-2}^h}$$

10.- Estudio de la estabilidad del techo inmediato de una explotación por testeros.

A continuación se presenta el análisis de la estabilidad local del techo de una explotación por "testeros" realizado mediante la aplicación del modelo numérico de bloques rígidos (R. Lain-1985).

La estabilidad del sistema de bloques que constituye el techo inmediato de las explotaciones por testeros, se puede analizar en dos dimensiones y extrapolar los resultados a todo el volumen.

La sección que se considera más representativa para el estudio de la estabilidad, y que va a ser modelizada, es una sección paralela al frente de carbón y que pasa entre relleno y el frente, es decir, la zona del modelo correspondiente a la capa estará ocupada por las mampostas, según puede verse en la Figura 22.

Como los bloques que se forman en el techo de las explotaciones por testeros están sometidos a pequeñas presiones y se mueven como sólidos rígidos, para el análisis del problema se puede utilizar el método de bloques rígidos. Lo que se va a obtener con dicho modelo es un conjunto de relaciones entre la fuerza suministrada por el sostenimiento de la galería de base y la suministrada por las mampostas.

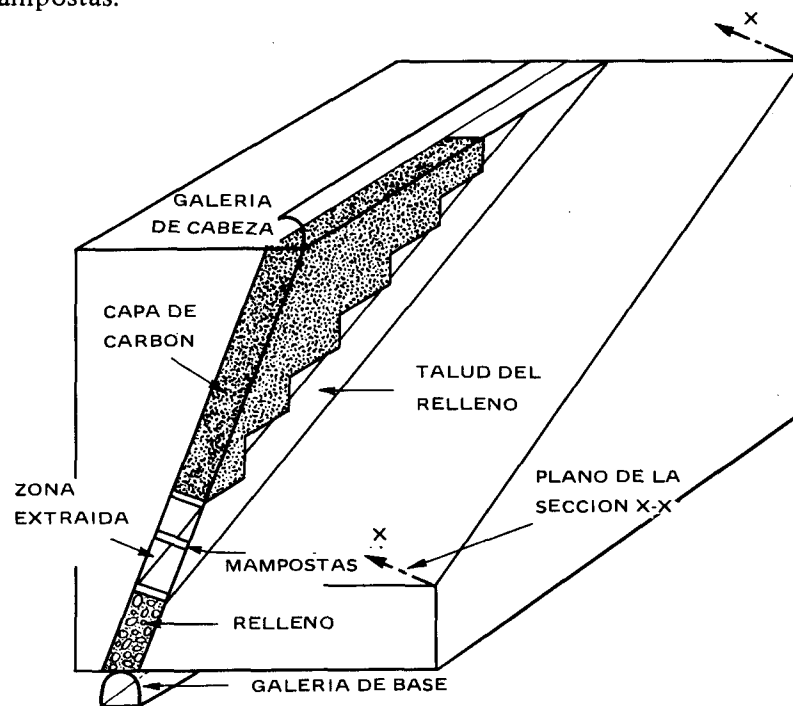


FIG. 22

Esta relación se obtendrá para distintas inclinaciones de la capa de carbón y distintas fricciones, variando la fuerza suministrada por la galería y obteniendo el correspondiente valor de la fuerza de las mampostas que equilibra el sistema de bloques.

Para aplicar el modelo de bloques rígidos en el control estructural de cavidades subterráneas, es necesario definir previamente los bloques. Esta definición se hace automáticamente, generando las coordenadas de sus vértices cuando el sistema de diaclasas es regular, como es el caso que se

plantea en este ejemplo.

En el modelo que se va a analizar, se estudiarán los bloques formados a techo de la capa por la intersección con el plano X-X de la sección de cuatro diaclasas de una familia, cuyo rumbo es paralelo al de la capa y con espaciado de 2 m, y 3 planos de estratificación con espaciados de 0,5; 0,75 y 0,75 m respectivamente.

En la figura 23 se muestra el sistema de bloques que se acaba de definir.

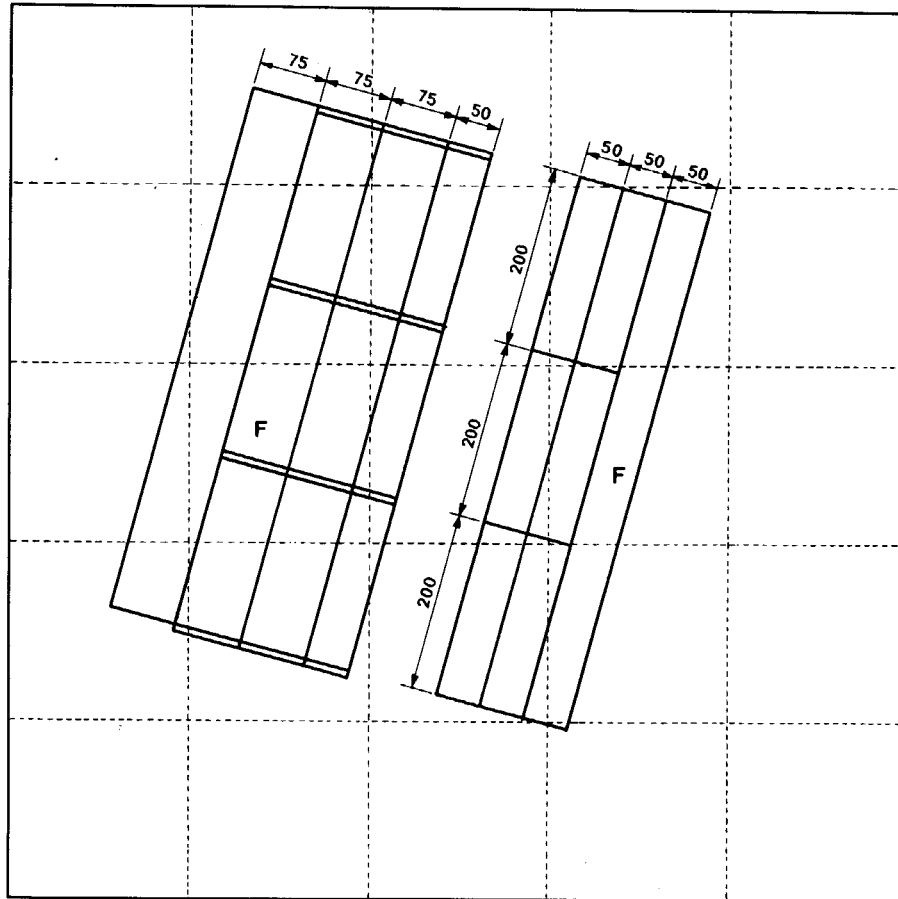


FIG. 23

Esta figura se ha obtenido mediante ordenador y en ella se puede ver la posición inicial del sistema de bloques y su posición al cabo de cierto tiempo para unas condiciones de contorno dadas. Se observa que los bloques situados a techo de la capa son inestables, ya que han sufrido un pequeño desplazamiento, apreciable en la figura, y los situados a muro son estables. Los bloques señalados con una F están fijos y simulan la parte del macizo rocoso que se supone no está afectada por la explotación. Se estudiarán ocho secciones diferentes análogas a la de la figura y obtenidas con distintas inclinaciones de capa, desde 55° a 90° .

Se determinan las fuerzas necesarias para estabilizar el sistema de bloques, utilizando el criterio de la energía cinética total del sistema, que considera estable el mismo cuando la ener-

gia cinética tiende a 0.

En cualquier instante de la ejecución del programa de ordenador se pueden conocer las fuerzas que actúan sobre cada bloque, sus velocidades y los desplazamientos experimentados por su centro de gravedad, siendo estimados a partir de estos valores los de otros parámetros, tales como la energía cinética del sistema.

Para poder seleccionar el conjunto de fuerzas y fricciones que estabilizan el sistema de bloques hay que hacer una estimación previa de estos parámetros desde el mismo programa, calculando el peso de los bloques. A partir del peso de los bloques y en función de la fricción se estiman unos valores de las fuerzas aplicables a los bloques.

En el cálculo del sostenimiento de una explotación por testeros y una capa de un metro de potencia, las condiciones de contorno son las siguientes:

- Los bloques de roca del macizo no están afectados por la explotación a distancias mayores de 2 m desde la capa, en el techo, y a 1 m en el muro.
- Se supone que las reacciones del sostenimiento de la galería de base, actúan en el centro de gravedad de los bloques inferiores del sistema.
- También se supone que la acción que las mampostas que sostienen los hastiales, está aplicada en el c.d.g. de los correspondientes bloques.
- En el modelo, se supone que las mampostas son perpendiculares a la capa.
- Para los cálculos, el peso específico de la roca de los hastiales se tomará igual a 24 KN/m^3 .

En la figura 24 se muestran, a título de ejemplo, las relaciones entre las fuerzas en las mampostas y la fuerza de la galería de base, obtenidas, como resultado de la ejecución del programa de ordenador, para una pendiente de la capa de 75° . En esta figura, dichas fuerzas vienen expresadas en función de la fricción entre las juntas de los bloques de roca de los hastiales.

Se han estudiado cinco hipótesis diferentes de fricción, que corresponden a 0,60; 0,65; 0,70; 0,75 y 0,80.

Las fuerzas en las mampostas pueden obtenerse también a partir de la Figura 25, para un sostenimiento de la galería de 0,1 MPa, que es la presión que ejerce normalmente, y una fricción entre estratos de 0,6, o para una zona no influenciada por el sostenimiento de la galería, es decir, presión nula del sostenimiento y fricción igual a 0,6. En dicha figura se ha representado la mencionada relación en capas de carbón con buzamientos entre 60° y 90° .

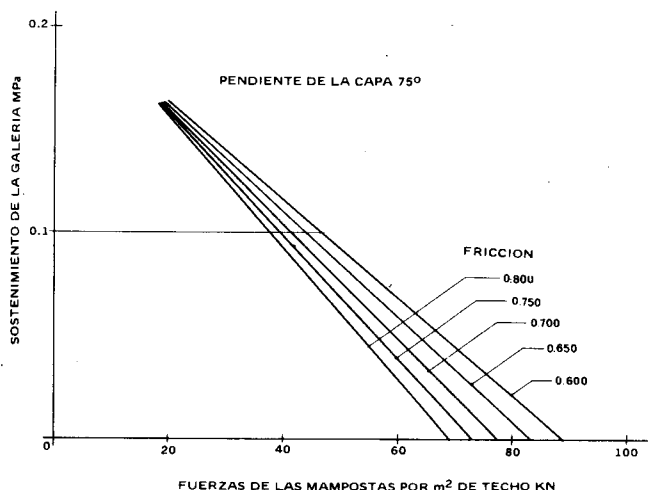


FIG. 24

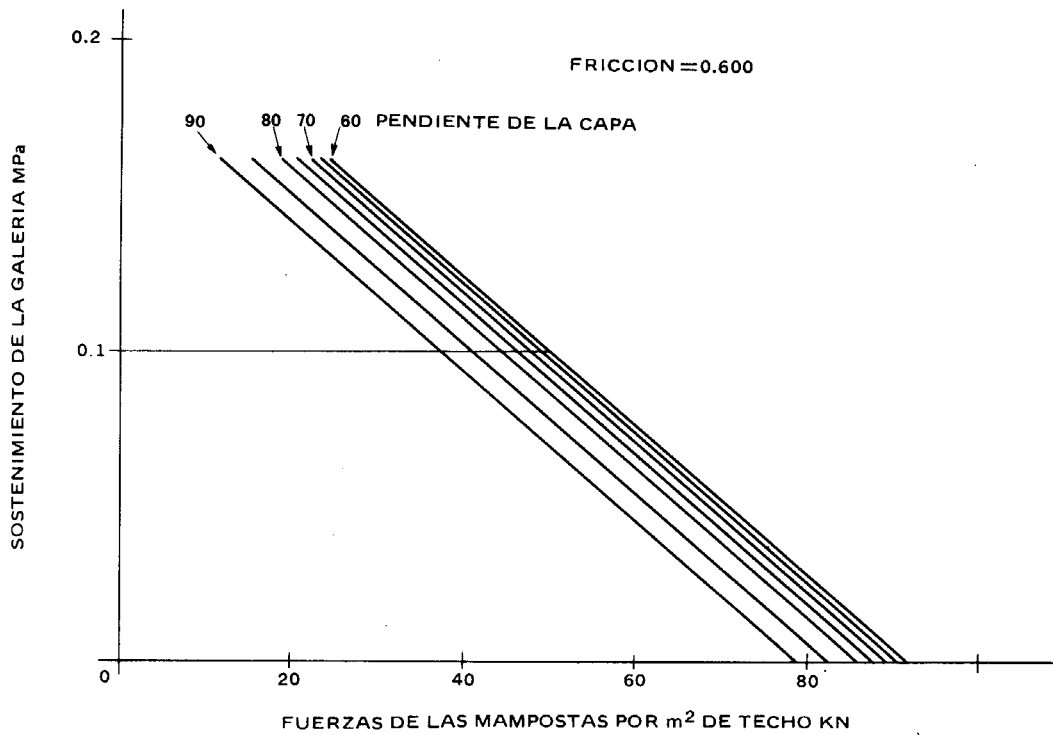


FIG. 25

En las Figuras 26 y 27 la serie de curvas que se han trazado indican para presiones de sostenimiento de 0,1 MPa, respectivamente, las relaciones entre las fuerzas de las mampostas y los buzamientos de la capa, con fricciones entre los bloques de techo y muro de 0,6 a 0,8. La Figura 27 corresponde a un sistema de bloques situado lejos de la parte inferior del frente.

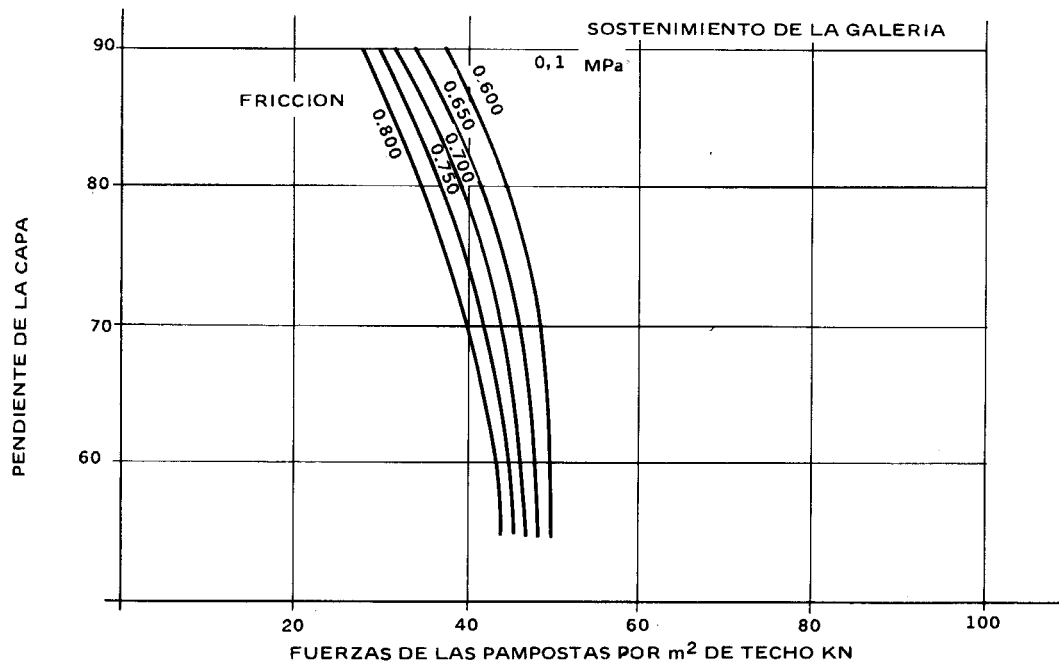


FIG. 26

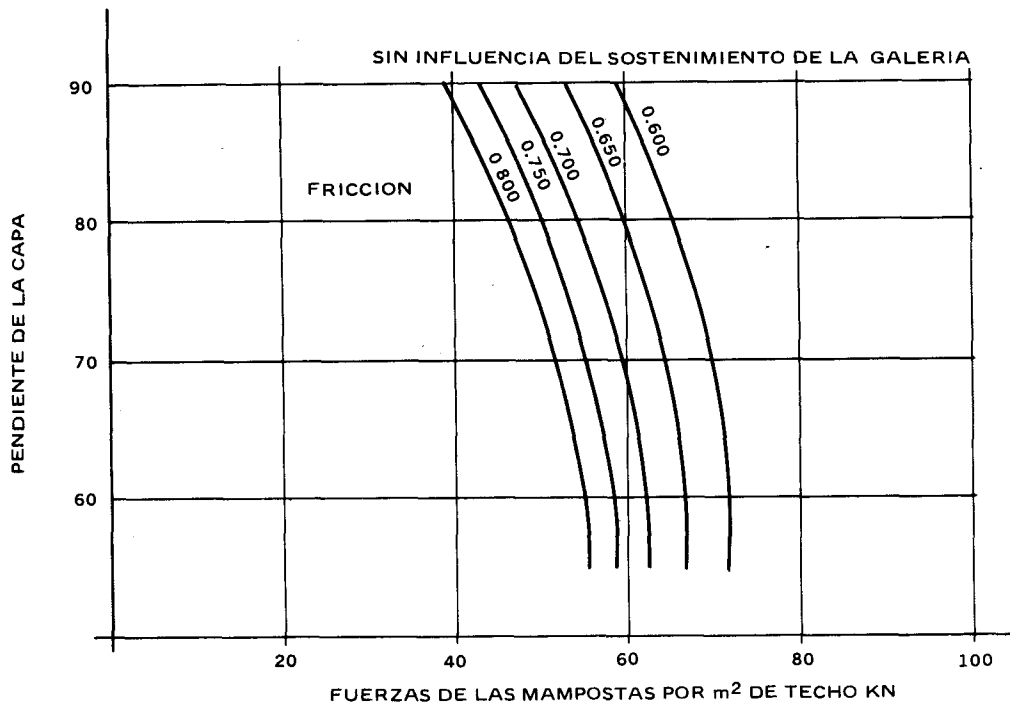


FIG. 27

Los resultados suministrados por el programa de ordenador concuerdan con los obtenidos por métodos de equilibrio límite y no difieren de los deducidos experimentalmente.

11 Golpes de techo en frente largo

11.1 Generalidades

Los golpes de techo son fenómenos cuya característica fundamental es la liberación brusca de la energía elástica almacenada en las rocas del techo del tajo cuando se rompen. La liberación instantánea de energía origina el estallido de la roca y su proyección hacia la cavidad minera. Las proyecciones de roca pueden provocar la destrucción del sostenimiento, maquinaria y equipos, lo cual detiene el proceso de producción. Así mismo, hay que lamentar, a veces, heridos y pérdidas de vidas humanas.

Estos fenómenos van acompañados de la expulsión del carbón del frente y de fuertes ruidos y vibraciones del macizo rocoso; también pueden aparecer otros efectos secundarios peligrosos, especialmente emisiones de metano y de polvo de carbón e incluso irrupciones de agua.

Si se examina el fenómeno del golpe de techo desde el punto de vista energético, se observa que el proceso está relacionado con la transformación de la energía potencial, acumulada en el macizo rocoso, en energía cinética. El índice que cuantifica dicha transformación es la energía de las ondas sísmicas producidas durante la sacudida que acompaña al golpe de techo. Según la energía li-

berada, dichas ondas se propagan a distancias considerables del foco, que pueden ir desde decenas a centenas de kilómetros.

Exceptuando el golpe de techo que se produce al arrancar un tajo, los golpes de techo en las explotaciones por frente largo son raros. Se producen únicamente cuando los primeros bancos del techo son potentes y resistentes, por lo que la fisuración previa se ejerce muy poco sobre ellos. Estos bancos, debido a su rigidez tardan en descansar sobre el relleno y alcanzar grandes voladizos y por tanto grandes tensiones, que son causa de acumulación de energía elástica.

El golpe de techo es tanto más fuerte cuanto más cargado se encuentra el banco rígido por los bancos más flexibles que pesan sobre él.

Casi todos los frentes largos dan lugar a un golpe de techo en el arranque, incluso aquellos cuyo techo es poco resistente, porque al comienzo de la explotación las tensiones por delante del frente no han alcanzado todavía un valor suficiente para provocar la fisuración previa. El fenómeno empieza cuando el tajo se ha alejado de 15 a 30 m del montaje.

Pasado este primer golpe, solamente cuando el primer banco del techo es muy resistente, los golpes de techo se suceden de una forma regular, cuando el banco del techo alcanza un vano crítico. El intervalo de tiempo entre los golpes depende, por consiguiente, de la velocidad de avance del tajo.

Pueden producirse también golpes del techo superior. Los primeros bancos del techo superior que presentan suficiente rigidez dan lugar a separación de estratos y pueden por consiguiente formar como una losa o viga que al alcanzar un vano crítico se rompe y produce un golpe de techo. La acción de la energía liberada en la rotura es tanto mayor sobre la entibación cuanto más cerca se encuentra del tajo el estrato rígido del techo superior. De forma similar a los del techo inmediato, los golpes de carga del techo superior se producen con una cierta regularidad, cuyo período depende de la rigidez del banco y de la velocidad de progresión del tajo. Estos golpes del techo superior dan lugar a menudo a caudales suplementarios de grist como consecuencia de la dislocación de vetas de carbón y de la aparición de nuevos caudales de evacuación. En los tajos por hundimiento, si bien los golpes de techo inmediato son menos frecuentes, por estar el techo superior menos controlado por el relleno, que no alcanza su portancia de inmediato, el primer banco del techo superior, que suele ser rígido, puede dar lugar a golpes de techo.

11.2. Condiciones para que se desencadene un golpe de techo

Uno de los aspectos fundamentales para la aparición de los golpes de techo es la capacidad de la roca para acumular energía de deformación y liberarla en el momento de la rotura. Experimentos realizados demuestran que esta capacidad está relacionada con la resistencia de la roca.

SALAMON(1974) ha desarrollado una teoría basada en el ensayo de compresión, que tiene en cuenta consideraciones energéticas y de rigidez de la prensa de ensayo y de la roca. Con esta teoría se explica la rotura explosiva de las rocas en los ensayos de compresión simple, debido al hecho de que las prensas no son suficientemente rígidas; por este motivo, acumulan energía elástica de deformación, que se libera bruscamente en el momento de la rotura de la roca.

En terrenos hulleros, se puede producir a gran escala el mismo efecto que el expuesto por Salamon. Aquí la "prensa" está constituida por tres elementos diferentes: el carbón, la roca enca-

jante, arenisca o pizarra, y los terrenos suprayacentes.

La capa de carbón suele ser un elemento poco rígido, ya que su expansión comienza lejos del frente, en el interior del macizo. La relajación favorece la fisuración lenta de las capas suprayacentes de arenisca y pizarra, disminuyendo su rigidez y, por consiguiente, su susceptibilidad a los golpes de techo.

En ciertas circunstancias, el frente de carbón se endurece, manteniendo su capacidad portante hasta el último momento; en este caso, el carbón se comporta de forma frágil más que dúctil; la compresión vertical no va acompañada de la dilatación transversal correspondiente. En estas condiciones el riesgo de golpe de techo es evidente.

La compresión vertical que se ejerce sobre el carbón se debe exclusivamente a la flecha que se produce en los bancos de arenisca o pizarra suprayacentes a la capa de carbón. Cuando los bancos son de pequeña potencia, su resistencia a la flexión es menor y se fisuran más fácilmente. En estos casos la flecha es mayor.

El terreno suprayacente puede ser rígido o flexible. Si se produce un efecto arco, se puede afirmar que el terreno es rígido.

Cuando la parte baja del techo superior está formada por un banco potente de arenisca, puede ocurrir que ésta tenga que soportar todo el peso de los terrenos suprayacentes, si el efecto arco no llega a desarrollarse en niveles superiores. Todo el peso se transmite según el esquema de la *Figura 28* produciendo como primer efecto una compresión del carbón que lo vuelve frágil. Estas condiciones responden al criterio de inestabilidad de Salomon, cuya teoría se fundamenta en las rigideces recíprocas de los diferentes bancos.

11.3 Métodos de previsión de riesgos de golpes de techo

Los métodos de previsión y de evaluación continua de los riesgos de golpes de techo durante la ejecución de las labores mineras figuran entre los principales medios que permiten limitar el peligro que de ellos se deriva.

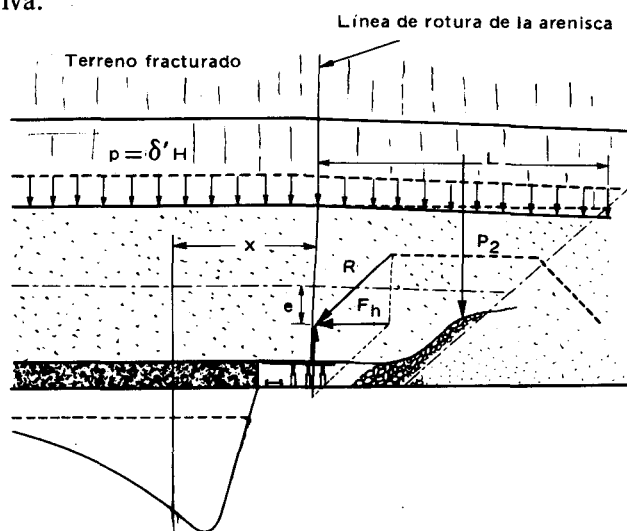


FIG. 28

Investigaciones llevadas a cabo han demostrado que la facilidad de los estratos del techo para hundir está relacionada con la longitud de los trozos de testigo que se obtiene de sondeos realizados en ellos.

Existen también algunos índices de capacidad de absorción energética de la roca que se utilizan habitualmente para estudiar la susceptibilidad de las rocas frente a los golpes de carga. El índice propuesto por los polacos, que también se utiliza en Francia, se define, a partir de probetas de 42 mm de diámetro y 84 mm de altura, como el cociente entre la energía elástica almacenada en la probeta y la energía disipada; es el denominado índice de propensión W_{er} :

$$W_{er} = \frac{\phi_e}{\phi_p}$$

ϕ_e = energía elástica

$\phi_p = \phi_t - \phi_e$: energía disipada = energía total menos energía elástica.

$W_{er} < 2$ rocas no susceptibles de golpes de techo

$2 \leq W_{er} \leq 5$ rocas susceptibles de golpes de techo

$W_{er} > 5$ rocas muy susceptibles de golpes de techo.

El profesor Dudek propone el siguiente criterio:

Coefficiente de portancia del techo $C = \frac{H_1}{b \cdot f}$

H_1 = potencia del techo del tajo.

b = peso específico de la roca

f = coeficiente de resistencia de Protodyakonov

Partiendo de este coeficiente, distingue los siguientes tipos de tajos:

CLASE	COEFICIENTE DE PORTANCIA DEL TECHO	CARACTERISTICAS DEL TECHO
1	$C \leq 2$	El techo se rompe enseguida y no ofrece peligro.
2	$2 < C < 6$	El techo tiene peligro de golpe de techo
3	$6 < C < 12$	Techo susceptible de golpes de techo.
4	$C > 12$	Techo muy susceptible de golpes de techo.

Además de los métodos anteriores de previsión, se pueden citar:

- Métodos basados en la perforación de sondeos de pequeño diámetro.
- Método sísmico de evaluación del estado tensional.
- Método basado en registros microsísmicos.
- Método sismoacústico.

Los resultados de los estudios muestran que la distribución de las tensiones en las zonas de la capa próxima a la cavidad minera influye claramente sobre el riesgo de golpe de techo. Estas tensiones pueden incrementarse en las siguientes situaciones :

- En los estrechones de las capas.
- Cuando se aproxima el frente de la explotación a labores abandonadas y a galerras.
- En caso de falta de alineación de los frentes de los tajos que se avanzan simultáneamente en varias capas.
- En caso de hundimiento incompleto e irregular del techo o de relleno insuficiente.

11.4 Métodos de lucha contra los riesgos de golpes de techo

Entre los principales factores que producen golpes de techo en las diversas cuencas hulleras europeas, se pueden citar:

- La presencia de capas de carbón con rocas encajantes muy resistentes, capaces de acumular una cantidad muy importante de energía elástica.
- La formación de zonas peligrosas de acumulación de tensiones, que provocan una fisuración dinámica de la capa o del macizo rocoso en la proximidad de la cavidad.

La lucha contra los riesgos de golpes de techo en estas cuencas se basa en la utilización de diversas soluciones técnicas que permiten eliminar o por lo menos limitar uno u otro de los factores antes mencionados. Las cuencas hulleras europeas expuestas a golpes de techo consisten en yacimientos con paquetes de capas, donde la explotación de cualquiera de ellos casi siempre afecta a las capas próximas. Por consiguiente, es de especial interés llevar la explotación de las capas de una forma coordinada para evitar la aparición de zonas de concentración de tensiones. La planificación minuciosa de la extracción del carbón de los paquetes de capas en el espacio y en el tiempo es de importancia primordial para la limitación de los riesgos de golpes de techo.

Los métodos y medios de lucha contra los golpes de techo se clasifican en dos categorías principales:

- medidas de prevención a largo plazo, que comprenden sobre todo la tecnología de preparación y de ejecución de las labores como : la secuencia, disposición y sentido de explotación de las capas, los tipos de sostenimiento, las máquinas de arranque y los medios de transporte.
- intervención urgente durante la ejecución de las labores mineras en función de los riesgos constatados en la zona. Estas intervenciones urgentes se refieren especialmente a la puesta en marcha de métodos de liberación de tensiones en las proximidades del tajo, en la capa o la roca expuestas a los golpes de techo, así como a las diversas medidas dirigidas a reforzar los sostenimientos para limitar las consecuencias de los golpes de techo.
- Medidas preventivas a largo plazo.

En el dominio de las medidas preventivas a largo plazo, el empleo de métodos de explotación dirigidos a reducir las tensiones en el macizo es la más importante (Polonia, Checoslovaquia, República Federal de Alemania). Para la elección de la capa protectora del paquete, se da una importancia decisiva a las condiciones del yacimiento, así como a los parámetros geomecánicos de dicha capa y de los estratos circundantes. La capa protectora no debe presentar riesgos de golpes de

techo, o en caso de que no exista una capa totalmente exenta de riesgo en el paquete, debe estar lo menos expuesta posible para que la posibilidad de que se produzca un golpe de techo se reduzca al mínimo durante su explotación. Es conveniente explotar la capa protectora por el método de frente largo con hundimiento (Polonia, Checoslovaquia, República Federal de Alemania, Francia), para crear una zona distendida de gran radio y obtener un efecto de relajación a más larga distancia en las capas propensas suprayacentes y subyacentes. En el contexto de este sistema de explotación, hay que determinar la secuencia, la dirección y la disposición de la explotación de capas.

Una medida preventiva a largo plazo no menos importante es la explotación completa, sin abandono de pilares ni de carbón, lo que impide la aparición de zonas de fuerte concentración de tensión.

– Trabajos urgentes a corto plazo.

En condiciones geológicas difíciles, por ejemplo, en yacimientos situados a gran profundidad, y en los muy perturbados por la tectónica, las medidas de prevención a largo plazo pueden resultar inaplicables. En dichos casos, los métodos de lucha contra los riesgos de golpes de techo están enfocados a controlar la liberación de la energía elástica acumulada en la capa de carbón o en los estratos rocosos encajantes, en las zonas de fuerte convergencia. Se trata de eliminar el exceso de energía acumulada y de alejar de las cavidades mineras en explotación las zonas de concentración de tensiones.

Se pueden distinguir dos métodos principales, teniendo en cuenta su acción sobre el macizo:

– La descarga controlada de la capa de carbón o de los estratos rocosos por aumento de su plasticidad, mediante la inyección de productos líquidos.

– La descarga dinámica de la capa o de los estratos rocosos encajantes mediante fracturaciones múltiples en las zonas de concentración de tensiones, por ejemplo, realizando tiros con explosivos, o con técnicas hidráulicas.

Los métodos activos se pueden clasificar según la zona de distensión donde se acumula la energía elástica en :

– Métodos y medios de acción en la capa, especialmente tiros de conmoción (Polonia, Checoslovaquia, República Federal de Alemania), humidificación de la capa (Polonia, Checoslovaquia, República Federal de Alemania) y sondeos de distensión (República Federal de Alemania, Francia, Checoslovaquia, Polonia).

– Métodos y medios de acción sobre los paquetes comprimidos de estratos del techo, por ejemplo, tiros mediante barrenos largos y cortos en las rocas del techo (Checoslovaquia, Polonia), fisuración hidráulica.

– Métodos y medios de descarga del muro, por tiros con explosivos.

Además de los métodos de lucha activa que se acaban de mencionar, se pueden citar los siguientes:

– En los tajos con relleno: sostener el techo con un relleno y sostenimiento lo más resistentes posible. El relleno vertido carece de la capacidad portante inicial necesaria para sostener un techo rígido.

– Disminuir la velocidad de avance del tajo, para que los bancos tengan tiempo de flexar, y de fisurarse el carbón del frente y, en consecuencia, el techo.

- Abrir falsas galerías en el techo del tajo cada 10 m, lo que suprime su continuidad.
- Explotar una capa situada al muro de la que produce golpes de techo.
- Aproximar la línea de hundimiento lo más posible al frente y utilizar el sostenimiento más rígido disponible; emplear rozadoras de poco ancho de pasada.
- Orientar adecuadamente el tajo en relación con las tensiones naturales.

12. Convergencia

Al ir avanzando un tajo se originan un conjunto de fenómenos que tienden a producir el cierre del mismo; estos fenómenos consisten en un levantamiento del piso, la propia fluencia del carbón y un aflojamiento del techo.

Con pisos y techos débiles los soportes tienden a clavarse por lo cual se incrementa la convergencia, ésta también tiende a aumentar con la longitud del tajo, al reducirse la influencia de los macizos de los bordes.

En techos de arenisca o pizarra fuerte, la convergencia que se produce durante el avance de la entibación es menor del 40 por ciento de la convergencia total durante un ciclo de trabajo del tajo. Si se trata de techos débiles, la convergencia puede alcanzar el 70 por ciento de dicho valor.

Según medidas experimentales de Wittaker, teniendo en cuenta la relación del techo inmediato y los movimientos verticales y horizontales que tienen lugar en él, la convergencia por metro medido en dirección perpendicular al frente responde a la siguiente ecuación:

$$C = 10,8 H + 29,2$$

donde.

C es la convergencia en mm/m.

H es la potencia de la capa extraída en m.

La ecuación anterior se ha obtenido en cuencas británicas.

Los franceses proponen la siguiente relación para estimar la convergencia media por ciclo de avance del tajo.

$$\frac{CV}{P} = 200 (q \cdot H)^{3/4} \cdot h^{-1/4} \cdot \left(\frac{34}{PM} + 0,33 \right)$$

donde.

CV = convergencia media por ciclo (mm).

P = paso de avance (m).

H = potencia explotada (m).

h = profundidad del taller (m).

PM = capacidad portante media efectiva en toneladas por metro de longitud del frente.

q = coeficiente de relleno o hundimiento ($q = 1$ para hundimiento; $q = 0,60$ para relleno neumático, $q = 0,19$ para relleno hidráulico).

Los valores de q generalmente observados varían de 0,4 a 0,5 para el relleno vertido.

Aplicando la expresión francesa, obtenida experimentalmente para explotaciones horizontales, a yacimientos de fuerte pendiente, se ha determinado el valor de q , ya que H_2zh son conocidos y CV y PM se pueden medir directamente.

Los valores de q así calculados varían entre 0,05 y 0,20. De estos resultados se deduce que en yacimientos muy inclinados, el valor del coeficiente de relleno es mucho más bajo que en yacimientos horizontales, y esto a pesar de que la potencia del sostenimiento es mucho más baja.

Se ha observado que la convergencia depende también del tiempo. En Francia, por ejemplo, las medidas han mostrado que el descenso del techo corresponde a un modelo rheológico de Kelvin.

La convergencia específica, $\frac{C}{a}$, responde a la siguiente ley:

$$\frac{C}{a} = A (1 - e^{-t/\tau})$$

donde.

C = convergencia correspondiente a un ciclo de duración t .

a = distancia avanzada por el frente del tajo durante este ciclo.

τ = tiempo de relajación característico del terreno.

A = coeficiente que caracteriza la amplitud del movimiento, independiente de la duración del ciclo.

t = duración del ciclo.

En Francia, por ejemplo, el tiempo de relajación varía entre 2,5 y 4 horas. Después de este tiempo, la convergencia alcanza ya un 63 por ciento de la convergencia final. La convergencia final se alcanza al cabo de un tiempo 4τ , es decir, de 10 a 16 horas.

La convergencia C varía según el taller y depende principalmente de:

- la calidad geotécnica de los hastiales de la capa.
- la potencia de la capa.
- la velocidad de avance: disminuye al aumentar la velocidad de avance.
- es casi independiente de la resistencia del sostenimiento y de la profundidad.

13.— Resumen y conclusiones

En este capítulo se han analizado las sollicitaciones del techo superior de los tajos, el comportamiento del techo inmediato y se ha estudiado el fenómeno de los golpes de techo en frentes largos.

Debido a la complejidad del comportamiento de los techos y sus interacciones con los distintos sostenimientos, ha sido necesario tratar este tema desde un punto de vista muy teórico para el minero; sin embargo, este planteamiento teórico lleva a conclusiones que son fundamentales para comprender los fenómenos que se producen. Dentro de este contexto, se ha hecho un estudio del origen de la fracturación del techo de los tajos, definiéndose los distintos tipos de fracturas que aparecen, $R1$, $R2$, $R3$ y $R4$, sus condiciones de desarrollo e influencia sobre la estabilidad del tajo. El conocimiento de estas fracturas y todo el estudio posterior que se ha llevado a cabo es muy importante, a efectos de desprendimientos de techo, derrabes, etc, para la seguridad del personal.

El análisis planteado acerca de los movimientos del techo superior en frente largo horizontal, se ha realizado con objeto de disponer de más elementos de juicio cara a la seguridad de las explotaciones y para poder interpretar mejor el tipo de movimientos que se producen en los techos de los frentes largos de capas verticales o de mucha pendiente. Para completar este estudio, mediante la utilización del modelo numérico de bloques rígidos, se ha analizado la estabilidad local de una explotación por testeros en una capa de 75° de inclinación, determinándose las fuerzas necesarias para estabilizar los bloques del techo inmediato. Los resultados obtenidos mediante el modelo numérico, concuerdan bastante bien con los deducidos por el método de equilibrio límite.

Por último, se trata el tema de los fenómenos asociados a los golpes de techo, proponiéndose un conjunto de medidas para paliar en lo posible los riesgos que sobre el personal y sobre la marcha de la explotación suponen estos fenómenos.

*

BIBLIOGRAFIA

- CHAPPELL, B. (1974) *Numerical and physical experiments with discontinua.* Congreso de Mecánica de Rocas. Tomo II-A. Denver. USA.
- CHRISTIAENS, P. (1981) *Relations entre le soutènement mecanise et le comportement du toit.* These. Liege.
- GRAMBERG, J. (1969) *Analyse des cassures, mouvements et contraintes aux alentours d'une voie de chantier.* Journees d'information à Luxembourg.
- JACOBI, O. (1976) *Praxis der Gebirgsbeherrschung.* Verlag Glückauf. R.F.A.
- JOSIEN (1971) *Fracturation des terrains houillers dans les longues tailles.* Simposio Internacional de Mecánica de Rocas. Nancy.
- LABASSE, H. (1968) *Les pressions de terrains dans les mines de houille.* Annales des Mines de Belgique. Decembre.
- LAIN HUERTA, R. (1985) *Estudio del sostenimiento de galerias, túneles y grandes cavidades subterráneas mediante el modelo numérico denominado método de bloques rígidos.* Tesis.
- RAMIREZ OYANGUREN, P. (1980) *Control de estratos en las explotaciones por frente largo.* Fundación Gomez-Pardo. E.T.S. I Minas. Madrid.
- SALAMON, M.D. (1974) *Rock Mechanics of underground excavations.* Congreso de Mecánica de Rocas. Tomo I-B. Denver. U.S.A.
- WILSON, A. (1980) *The stability of underground workings in the soft rocks of the coal measures.* Thesis.

*

4.- relación de sostenimientos

INDICE DEL CAPITULO IV

	<u>Pág.</u>
RELACION DE SOSTENIMIENTOS	
1. Sostenimiento de madera	147
1.1. Mampostas, pies derechos o estemples	149
1.2. Castilletes	149
1.3. Fortificación de explotaciones verticales	150
2. Sostenimientos metálicos de fricción	159
2.1. Ensayos en capa vertical	162
3. Estemples hidráulicos	162
3.1. Ensayos de posteo con estemples hidráulicos	164
4. Sostenimientos autodesplazables	165
4.1. Tipos de sostenimientos autodesplazables	165
4.2. Proyecto de sostenimiento autodesplazable	171
4.3. Selección de un sostenimiento autodesplazable	173
4.4. Sistema de evaluación del rendimiento	176
5. Sostenimiento de frentes verticales con escudos autodesplazables	178
5.1. Unidades madre	178
5.2. Cadenas flexibles	178
5.3. Ensayo del sistema soviético ANSCHA	181
6. Investigación sobre una nueva entibación en capa de 80° de pendiente	183
7. Sostenimientos para capas muy estrechas	186
8. Incidencias prácticas en el avance del sostenimiento autodesplazable	187
8.1. Avance bajo techo falso o desmenuzable	189
8.2. Previsión de derrabes	194
8.3. Refuerzo de los estratos del techo	195
8.4. Explotación de capas potentes por rebanadas	197
8.5. Avance bajo techos muy fuertes	198
8.6. Avance sobre muros blandos	198
8.7. Prevención del resbalamiento del sostenimiento	199
8.8. Prevención contra el desplome o inclinación del sostenimiento	199
8.9. Avance del sostenimiento en condiciones complicadas	201
9 Resumen	204
BIBLIOGRAFIA	205

CAPITULO IV

RELACION DE SOSTENIMIENTOS

1.— Sostenimiento de madera

El empleo de la madera para el sostenimiento de las minas de carbón se remonta a los primeros días de la historia de esta minería.

La madera es fácil de obtener, barata en relación con su resistencia, y de larga duración si está adecuadamente preparada. Otra ventaja de la madera como sostenimiento de huecos subterráneos es que cede considerablemente antes de alcanzar su rotura total y avisa con sus sonidos la proximidad del colapso.

Pero con la llegada de la mecanización de las minas, se ha ido eliminando, ya que estorba al movimiento de las máquinas de arranque.

No obstante, en las minas de hulla españolas de la zona Noroeste, donde predominan las capas verticales, sigue utilizándose con claro predominio la madera en su forma primitiva, por lo que es preciso dedicarle alguna atención. En las demás cuencas sólo se emplean en galerías y castilletes como sostenimiento auxiliar y complementario.

Las maderas más empleadas en las minas en general son las siguientes:

- Duras: Roble, castaño, haya y eucalipto.
- Resinosas: Pino.
- Blandas: Alamo y chopo

Los rollizos son trozos de troncos, descortezados o no, de sección circular con diámetros que oscilan entre 10 y 17 cm y largos comerciales de 1,5 m a 3 m, llegando a 5 m.

La madera debe ser seca, pero no demasiado; su calidad se mide por su resistencia a la compresión en los dos sentidos, normal y paralelo a su fibra; resistencia al pandeo, a la flexión y por su duración, capacidad de ruido de aviso antes de su rotura y su poco peso.

A la madera se le exige que la carga de rotura por flexión sea alta, pero además que tenga la suficiente para seguir resistiendo después de rota, para asegurar un posible tiempo de seguridad.

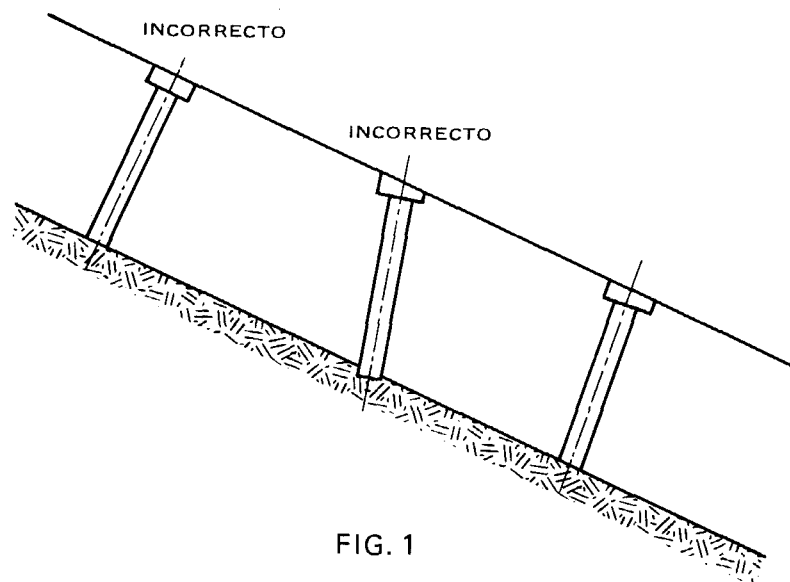


FIG. 1

Las cargas de rotura a compresión son por término medio, (en MPa):

	Roble	Haya	Pino	Alamo
Compresión paralela a la fibra	40	35	28	20
Compresión normal a la fibra	15	11	7	10

La madera de mina debe estar libre de anomalías físicas (Venet, 1960) o de forma, como curvaturas, torceduras, etc.; de estructura, tales como nudos, hendiduras y otras lesiones y finalmente químicas o biológicas, como podredumbre o insectos.

Los ensayos a que debe someterse la madera son: compresión axial, flexión y pandeo. Se han de ensayar piezas naturales, no probetas; se emplean piezas de 10 a 30 cm de diámetro y 250 cm de largo, o bien de 8 cm a 16 cm por 160 cm.

La relación entre el largo y el diámetro no debería ser superior, a seis, ya que sinó en vez de compresión se producirá pandeo, lo que prácticamente ocurre en todas las piezas empleadas.

La flexión se ensaya con luces de uno a dos metros y con máquinas que cargan hasta 30t.

Los ensayos de pandeo se hacen con prensas de hasta 200 t de carga.

De estos ensayos se han deducido estadísticas que confirman las buenas propiedades de las maderas resinosas. Sus características son:

- a) Resistencias mecánicas elevadas a compresión y flexión.
- b) Relación alta entre la resistencia por cm^2 y la densidad.
- c) Producción de signos audibles de aviso antes de la rotura.
- d) Por el contrario faltan estos signos en la ruptura por flexión.

Hay que advertir que las propiedades son muy variables según el origen de la madera.

La resistencia de los estemos depende de numerosas variables, como nudos relación diámetro/largo, y contenido de humedad. La humedad de saturación de la fibra corresponde al porcentaje de contenido de la misma que va del 25 al 30 por ciento. Si el contenido de humedad es mayor,

la resistencia no varía, es lo que se conoce como “resistencia en verde”, pero aumenta cuando disminuye la humedad. Normalmente la primera cifra que se da se refiere a madera verde y la segunda ajustada al 12 por ciento de humedad contenida.

Cualquier madera que tenga un contenido de humedad inferior al 12 por ciento se considera seca.

La madera no resinosa tiene resistencia a flexión elevada pero más baja al pandeo o compresión. La relación de resistencia a densidad es en ellas, menor que en las que tienen rotura rápida.

1.1. *Mampostas, pies derechos o estemples*

Una mamposta o pies derecho es una parte de tronco de árbol. En la mina sólo se utilizan generalmente piezas en las que la relación largo/diámetro ≤ 15 , en donde el diámetro se mide en la parte más delgada de la mamposta.

El tamaño menor es de 10 cm de diámetro, y la afea más corriente es de 12 cm por 2,5 m de largo en promedio. En la figura 1 se muestra la forma de sostener un hueco con pies derechos. Estos se colocan perpendicularmente al plano del techo y del muro si estos son horizontales, o ligeramente inclinados si no lo son. Se aprietan para que actúen como sostenimiento inmediato de varias formas. Una de las más corrientes es introducir un marranillo entre la cabeza del pie y el plano del techo, y también se introducen una o más cuñas para apretarlo en el muro, pero esto es más caro.

Los pies derechos son utilizados principalmente como sostenimiento provisional y temporal en los frentes de arranque, y, como testigo por rotura de la presión del techo.

1.2. *Castilletes*

Un castillete se forma colocando una serie de capas de madera escuadrada, normalmente dos piezas por capa Figura 2 y las de cada capa normales a las de las capas adyacentes. Algunas veces son tres las piezas utilizadas. Este dispositivo se construye con la altura necesaria para alcanzar el techo. Para afirmarlo se introducen cuñas entre el último tramo de piezas y el techo. El aspecto más importante del castillete es su estabilidad. Tiene una amplia superficie plana y cuando una carga se aplica perpendicularmente a ella no se deshace repentinamente sino que en lugar de eso se va amoldando y frenando gradualmente. Como ejemplo, la figura 3 muestra la curva carga-deformación de un castillete sujeto a carga de 200 T. Se trata de un bloque de tres piezas por capa, de dimensiones 12,5 x 12,5 x 60 cm. La deformación permanente es inapreciable a simple vista. La resistencia, o mejor, relación de resistencia/costo de un castillete crece al aumentar el número de piezas por capa.

Por ejemplo, colocando una tercera pieza más por capa, la superficie de contacto aumenta mucho la resistencia, mientras el

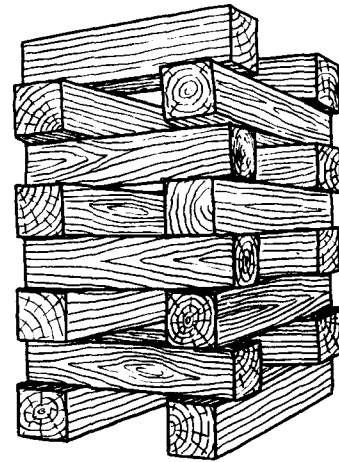


FIG. 2

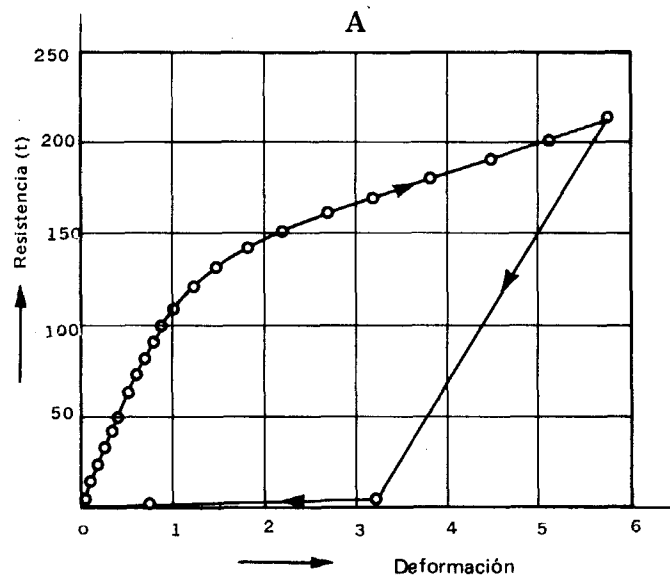


FIG. 3

gasto de material sube sólo un 50 por ciento. La madera más adecuada es el roble en piezas paralelepípedas. También se utilizan a veces piezas redondas de maderas blandas pero tienen poca resistencia en el periodo inicial de carga a causa de los contactos entre las capas próximas. Sin embargo, puede aumentarse ésta rellenando los huecos con piedras o escombros.

Debido a su estabilidad y adaptabilidad se emplean mucho los castilletes en donde se esperan fuertes presiones.

Para recuperarlos se utilizan "recuperadores" como el dibujado en la figura 4. y otros.

1.3. Fortificación de explotaciones verticales. (A. Fuente, 1980)

Es inevitable hacer referencia a la explotación de capas verticales con madera ya que desgraciadamente abundan en España. En el resto del mundo, sólo Rusia tiene una producción de carbón considerable en este tipo de capas.

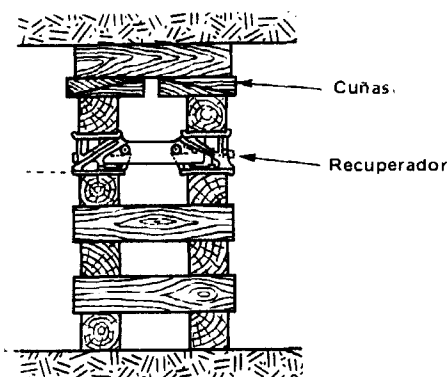


FIG. 4

Se va pues a tratar del sostenimiento de los tajos o talleres sobre capas cuyas pendientes son superiores a 30° , que en general sería más complicado que para las capas horizontales ya que no sólo debe de resistir los esfuerzos normales a los hastiales (Techo y Muro), sino también la componente de la gravedad según los hastiales, que puede producir deslizamientos, figura 5.

Indudablemente el sostenimiento a emplear debe ir ligado íntimamente al sistema de explotación, como una parte fundamental del mismo.

Con independencia de la pendiente, se consideran dos grandes grupos, según que el sistema de explotación sea por tajos largos o por tajos cortos.

Las explotaciones de frente largo se dividen en dos tipos:

- a) Frente único
- b) Testeros

En cualquier caso los tipos de sostenimiento a emplear pueden ser todos los conocidos, es decir desde la madera, caso más frecuente, hasta el más sofisticado como son los escudos autodesplazables; pasando por las mampostas de fricción, mampostas hidráulicas individuales o las pilas autodesplazables. También se puede llegar a combinar, como sistema de tratamiento del post-taller, desde el hundimiento integral al relleno total, pasando por el relleno por franjas y el tratamiento con llaves de madera.

A continuación se describen varios de los sistemas de sostenimiento en tajos largos que se han empleado o que se están empleando en la Cuenca Central Asturiana.

1.3.1. *Sostenimiento en Talleres por Frente único.*

En este caso y según la pendiente de la capa en explotación se puede utilizar un sostenimiento a base de mamposta de madera y tratamiento del post-taller con llaves de madera y hundimiento o sostenimiento con madera y relleno del hueco deshullado. Todos estos sistemas son aplicados últimamente en frente invertido con una mecanización del ciclo de arranque, fundamentalmente a base de rozadoras integrales, en versión eléctrica y neumática, o bien adaptadas para capas con pendientes superiores a 60° , cuyo esquema de taller queda reflejado en la figura 6.

En todo caso, los dos tipos de sostenimiento que se suelen emplear en este tipo de talleres son los siguientes:

- Posteo de madera y llaves de madera.
- Posteo de madera y relleno.

Posteo de madera y llaves

Este sistema se emplea en capas con pendientes de hasta 45° y cuya potencia no exceda de 1,50 m, en cuyo caso las llaves de madera empezarían a ser inestables por su esbeltez y por lo tanto la resistencia ante las altas presiones del techo sería muy pequeña, corriendo el peligro de soltarse y

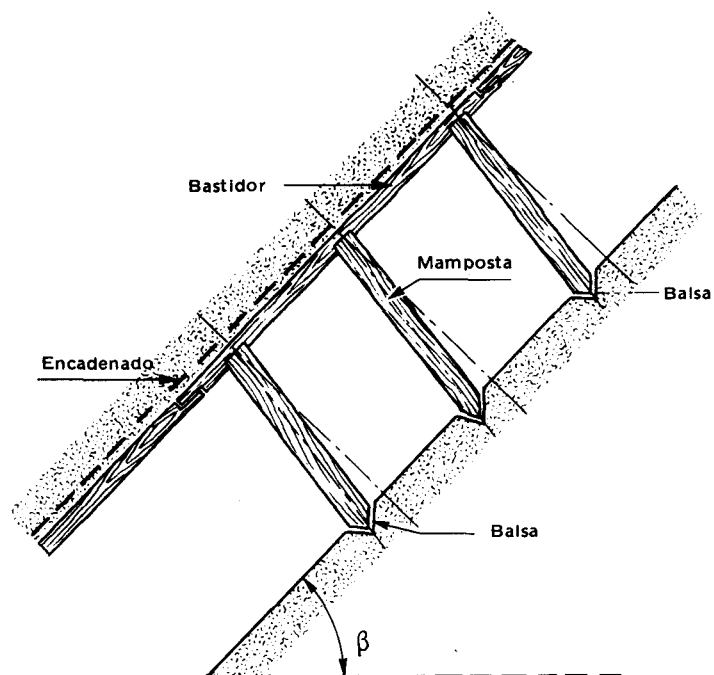


FIG. 5

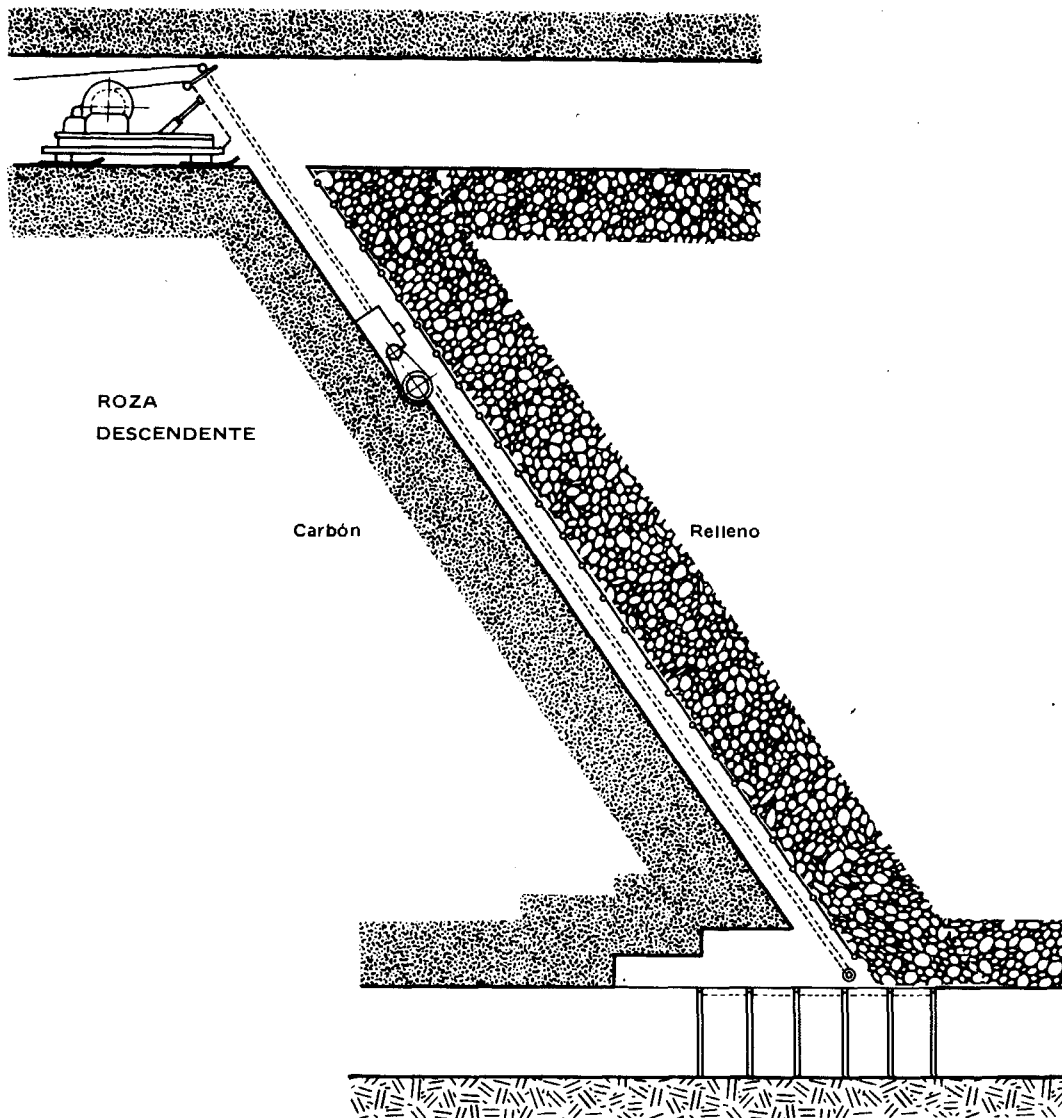


FIG. 6

desplazarse, salvo si se hacen con una gran base, en cuyo caso su construcción resultaría muy costosa por el elevado número de jornales a emplear y el gran consumo de madera (piezas largas y gruesas) necesario para cada llave, Figura 7.

El sostenimiento del frente se hace con bastidor de madera paralelo al mismo por la línea de máxima pendiente, con tres o cuatro mampostas por bastidor según la calidad de los hastiales. Las mampostas suelen ser normalmente de pino o de eucalipto y los bastidores casi siempre de eucalipto.

En el caso de potencias superiores a 1,50 m o pendientes superiores a 45° , con independencia de la potencia, el tratamiento del post-taller a post-taller es a base de relleno.

Posteo de madera y relleno

El sostenimiento del techo es, igual que en el caso anterior, con bastidor paralelo al frente, aunque se deben distinguir dos casos en función de la pendiente:

- I) Buzamiento hasta 65° .

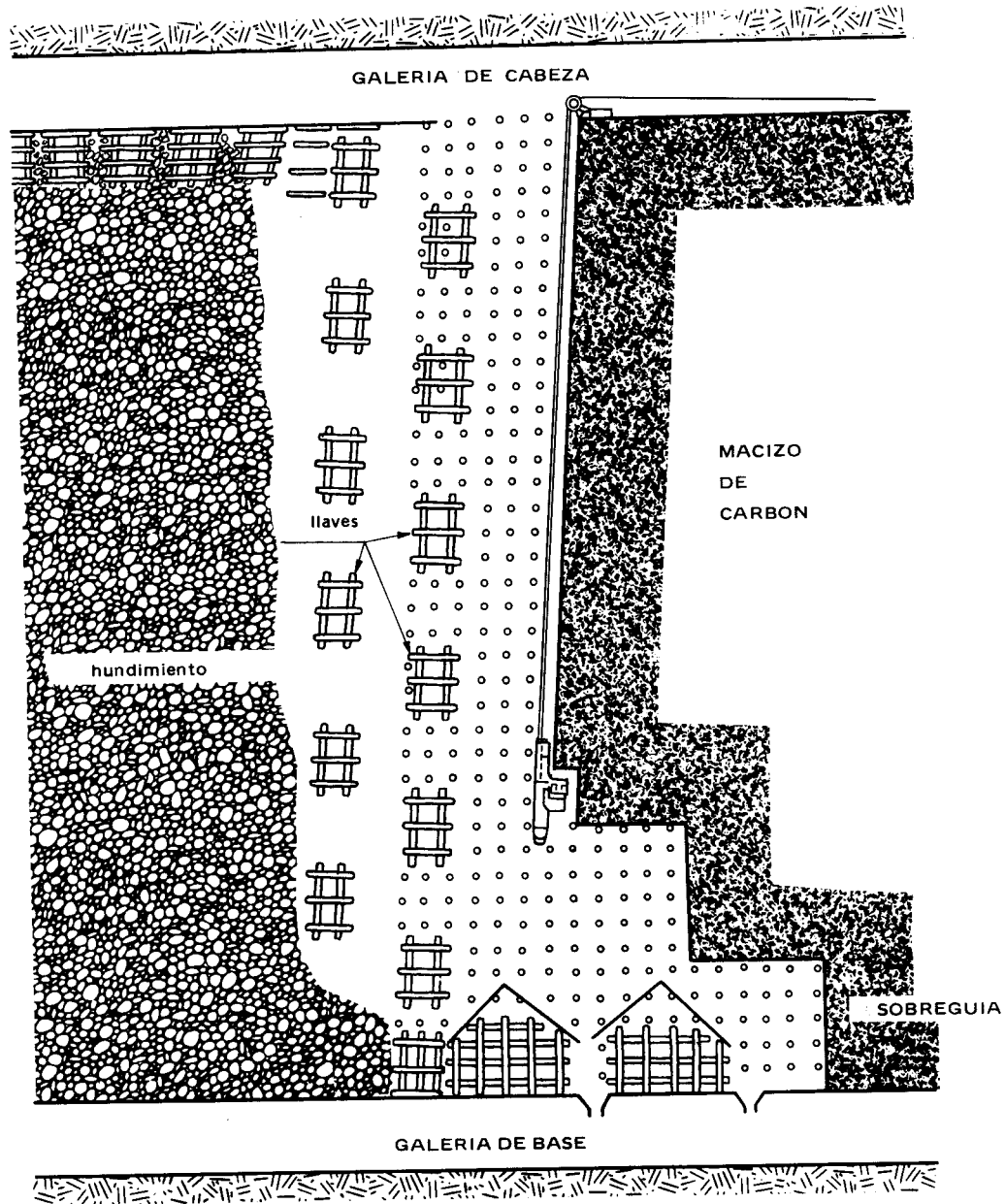


FIG. 7

II) Buzamiento de 65° a 90°.

En el caso de que el buzamiento de la capa no supere los 65°, se puede considerar que no hay límite superior de potencia por problemas de sostenimiento y el alineamiento de las jugadas (bastidor con 3 ó 4 mampostas) se hace por la línea de máxima pendiente. Con ello el escombro que se utiliza para relleno va paralelo al frente del carbón invertido, sostenido por una tela metálica que no precisa ningún esfuerzo, lo que representa una gran economía, tanto en lo que se refiere a materiales como a mano de obra, permitiendo incluso el empleo de relleno sin moler procedente directamente de las labores de preparación, Figura 8.

En el caso de que el buzamiento de la capa supere los 65°, existe un límite superior para la

potencia máxima de la capa de 2,00 m, ya que una potencia excesiva requiere un posteo de refuerzo especial de la tela de contención del relleno. Además el talud del frente es preciso alejarlo de la línea de máxima pendiente, para evitar que el carbón arrancado, al no deslizarse por el propio frente, caiga directamente sobre la parte inferior del taller, dañando el sostenimiento, lo que obliga a una inclinación de taludes con respecto a la horizontal de hasta 50° , en el caso de talleres sobre capas con buzamiento de 90° .

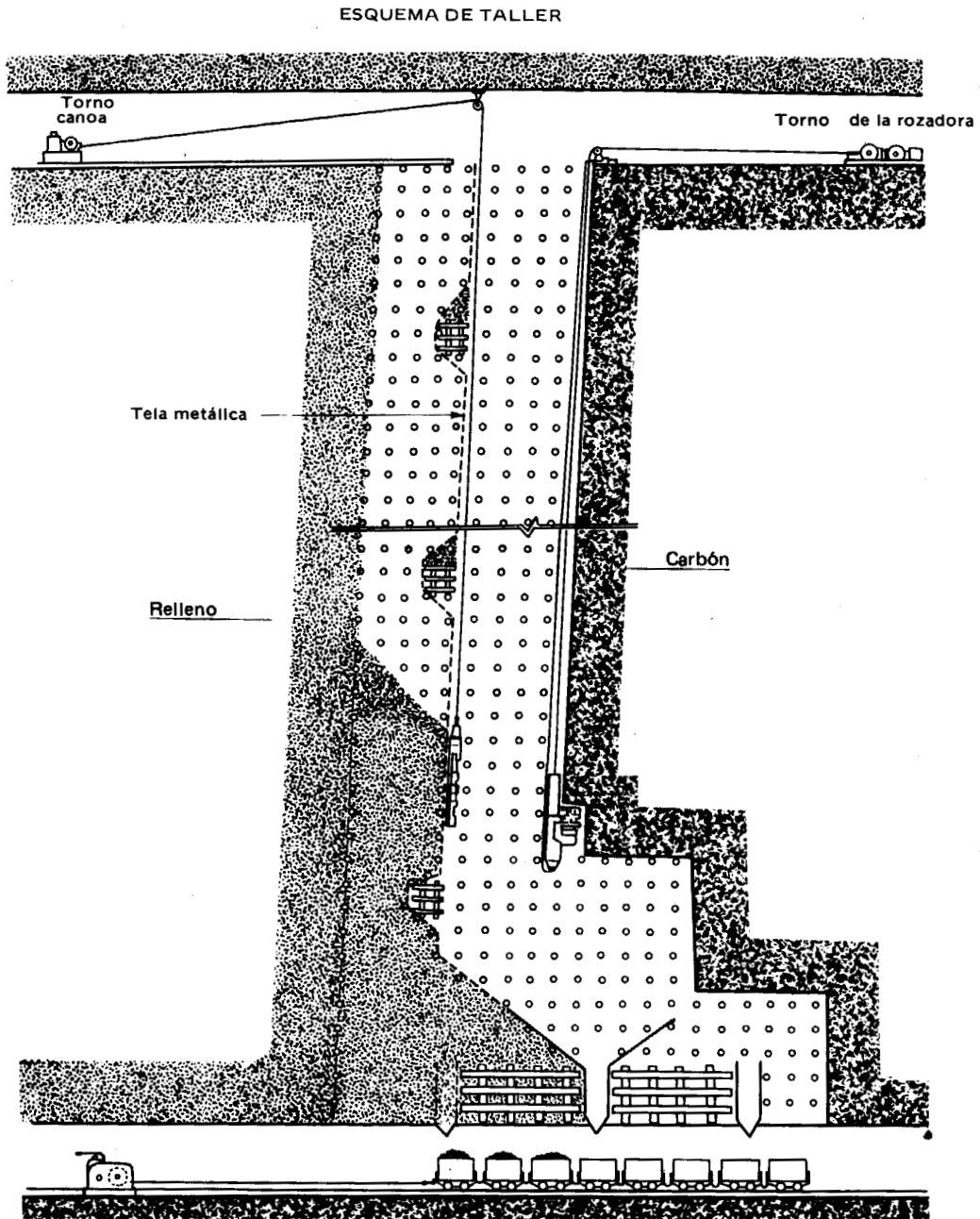


FIG. 8

En estos casos y siempre con el límite de la potencia, que ha de ser como máximo de 2,00 m, la tela que sostendrá el relleno colgado requiere un refuerzo especial, que dificulta los trabajos y

encarece los resultados técnico-económicos del taller. En este caso la roca que se emplee para el relleno ha de estar molida y durante la operación de basculado no puede haber personal por debajo, en labores de arranque.

El refuerzo de la línea donde se va a colocar la tela que sostendrá el relleno se hace con mampostas, en número de cuatro por bastidor, balseando en este caso al techo.

En todo caso siempre se deben construir unas llaves de 2,50 x 2,50 m cada 10-12 m, es decir a una distancia entre ejes de 12,50 - 14,50 m, que servirán de refuerzo a la calle y de espera al relleno que posteriormente se basculará en la franja así preparada.

1.3.2. *Sostenimiento en Talleres por testeros*

Normalmente el método de arranque por testeros es el que se viene empleando sistemáticamente y de forma tradicional en nuestras explotaciones verticales, con una clara limitación, ya que los rendimientos están basados en el esfuerzo personal del hombre. En la cuenca Central Asturiana y limítrofes se puede considerar que en el 90 por ciento de la producción arrancada se emplea el sistema de testeros, con arranque manual a base de martillo picador, sostenimiento con madera y tratamiento del post-taller con relleno, extendiéndose cada vez más el relleno tratado y calibrado.

Posteo con madera

Son dos exclusivamente las calidades de madera empleadas en la Cuenca Asturiana:

- Pino
- Eucalipto

aunque predomina el uso del segundo, dada su mayor resistencia.

Puede decirse que de las explotaciones el 35 por ciento usan sólo eucalipto, el 22 por ciento sólo pino, el 31 por ciento pino o eucalipto indistintamente y el 11 por ciento pino y frenos de eucalipto.

Fortificación de la niveladura

Debido a las presiones que tendrá que soportar, se trata del punto de máxima atención en el posteo. A continuación resumimos los diferentes tipos de protección de la niveladura.

a) Frenos normales

La protección se reduce a que la mamposta superior de la jugada haga de freno. Es un sistema correcto para capas no derrabables y con pendientes inferiores a 40°; superados estos límites, en ningún caso deben utilizarse estos frenos (Figura 9).

b) Frenos intermedios

Consiste en colocar una mamposta bajo la niveladura en medio de los frenos de dos jugadas sucesivas.

En las capas con pendiente superior a 60° es obligado este freno para distancias de pos-

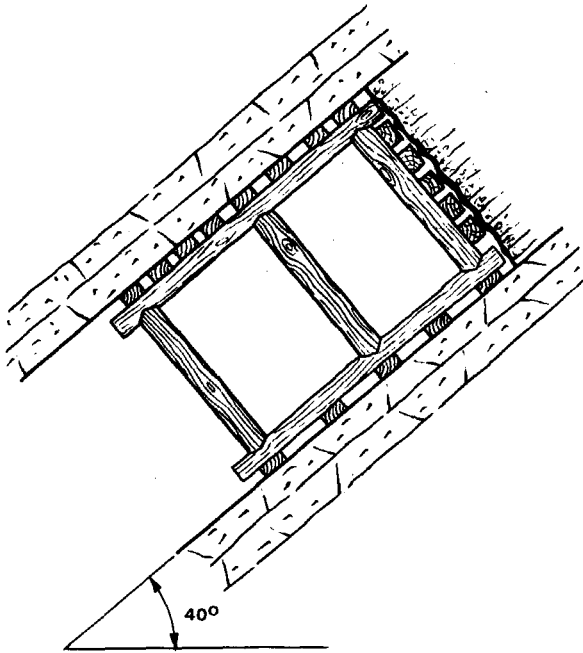


FIG. 9

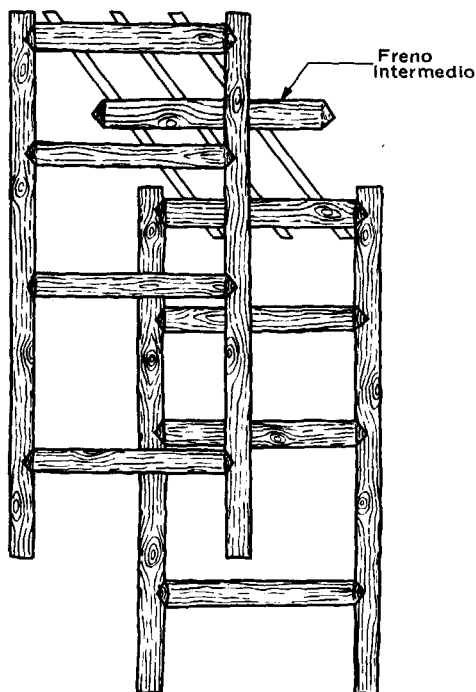


FIG. 10

teo superiores a 1,00 m, siempre que su colocación se haga previa al total deshulle y posteado de la serie, a fin de que el picador quede protegido mientras pica el resto de la serie, Figura 10.

c) Puntal a la mamposta superior

Son necesarios en potencias superiores a 1,50 m, cuando no se sobrepasan los 60° de pendiente, y deben ir acompañados de la colocación de una mamposta de espalda, figura 11, o cuarta mamposta de la jugada.

d) Tornapuntas

Refuerzan la niveladura con retraso pues no pueden colocarse inmediatamente después de posteada la serie. Su colocación ofrece cuatro variantes, siendo su campo de utilización a partir de los 60° de pendiente y de 1,50 m de potencia:

- debajo del freno intermedio.
- debajo del freno de la jugada y balseadas a los hastiales, figura 12.
- debajo del freno de la jugada y balseadas a la mamposta de espalda, figura 13
- debajo del freno intermedio y apuntalamiento del freno de la jugada, figura 14

e) Longarinas

Se trata de una variante del sistema de refuerzo con tornapuntas, en donde se hacen solidarios los refuerzos de varios frenos. Su área de aplicación se encuentra en aquellos talleres que, por su gran potencia y dificultades de laboreo, no permiten un avance rápido del taller, figura 15.

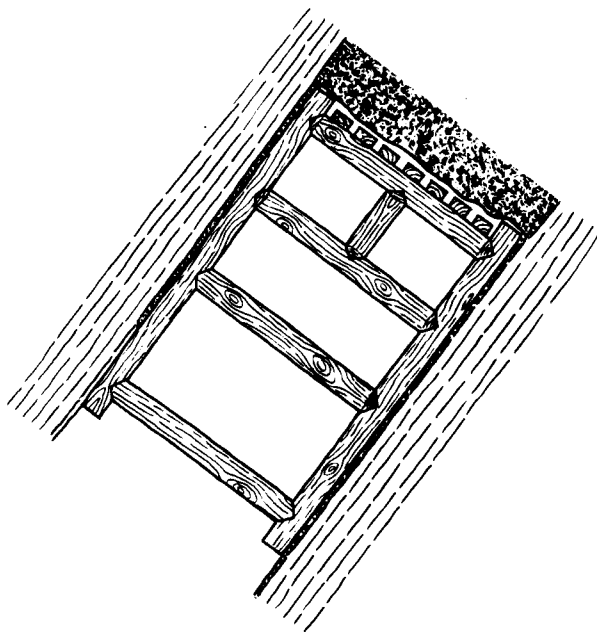


FIG. 11

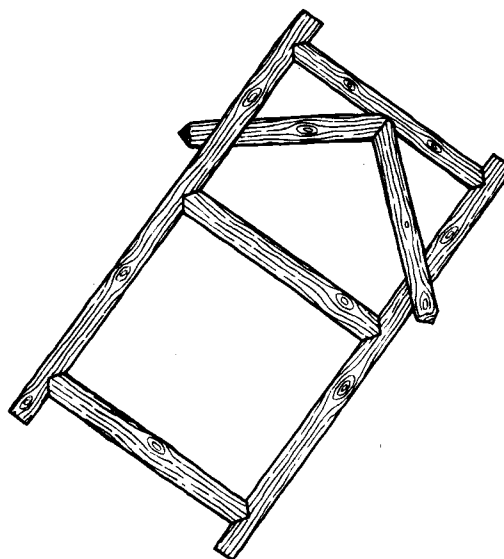


FIG. 12

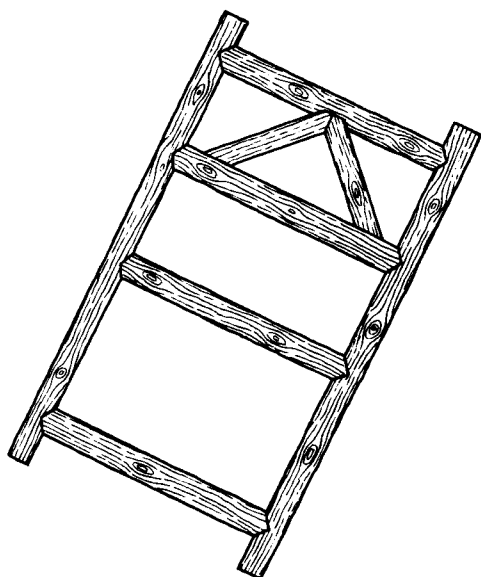


FIG. 13

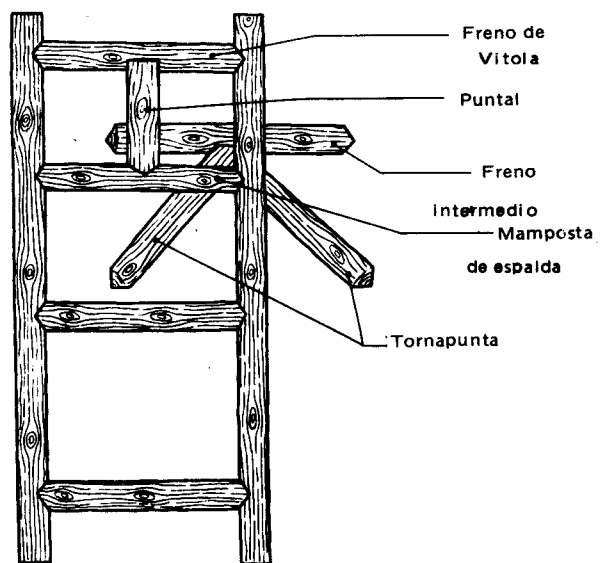


FIG. 14

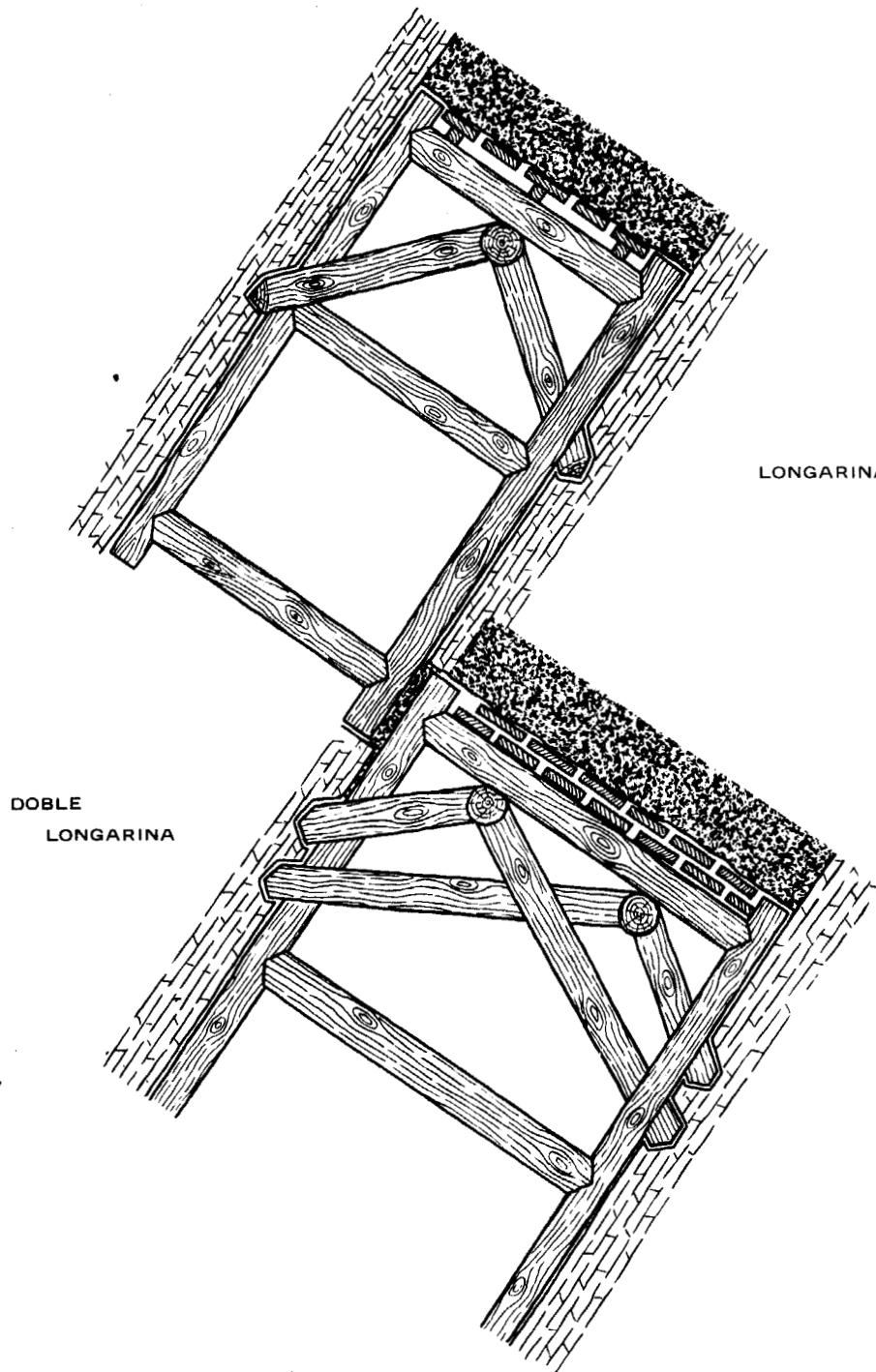


FIG. 15

2. Sostenimientos metálicos de fricción.

Los estemples metálicos de fricción sólo pueden sustituir a los de madera o mampostas si su costo por tonelada es igual o inferior al de aquellas.

En general, el costo del estemple metálico es de 40 a 80 veces el de la madera y sólo serían comparables los costos si pudiera volver a emplearse por lo menos de 40 a 80 veces.

A favor del estemple de fricción está la supresión de la “tira” o transporte de la madera y su mayor rapidez de colocación.

Se ha demostrado su ventaja en capas adecuadas, de no mucha pendiente y con potencia y regularidad suficientes.

Los estemples metálicos se componen de un pie o base hembra en la que entra un vastago con una pieza de cabeza sobre la que se apoya el bastidor de madera o metálico. El enlace de estas dos piezas se hace por intermedio de un freno de fricción.

Las condiciones que debe reunir este estemple son:

- adaptarse a la potencia de la capa en el frente.
- poder absorber la convergencia de hastiales en la explotación.

a) Principio del estemple:

Sea B, la base, y P el vástago, que penetra en B. Sea C, la carga que lo hace penetrar. Sea F la fuerza del freno que ejercen las zapatas sobre el pie P (Figura 16). El deslizamiento cesará cuando se cumpla que:

$$C = \Sigma F. \text{tang } \varphi$$

en la que $\text{tang. } \varphi$ es el coeficiente de rozamiento de las superficies deslizantes en contacto.

b) Curva característica:

Se pueden definir tres tipos de curvas características, que se indican en la figura 17.

La curva 1, en la que después de la carga previa de colocación o de aprieto P, la penetración o deslizamiento se realiza con resistencia que crece regularmente, de forma casi lineal (esto corresponde a los estemples más antiguos).

La curva 2, caracteriza los estemples de resistencia rápidamente creciente, hasta el punto M, a partir del cual el crecimiento es más suave.

La curva 3, en la que, a partir de M, la resistencia es constante.

Desgraciadamente estas curvas características son en realidad demasiado teóricas y en la práctica dos estemples idénticos pueden dar características muy diferentes. Frecuentemente la dispersión de sus comportamientos es excesiva en los ensayos de material recién fabricado. A ello hay que añadir los defectos del desgaste y de la colocación con relación a la dirección de la carga, etc.

Por estas razones estos estemples se han sustituido, en casos en que la regularidad es indispensable, por las entibaciones hidráulicas.

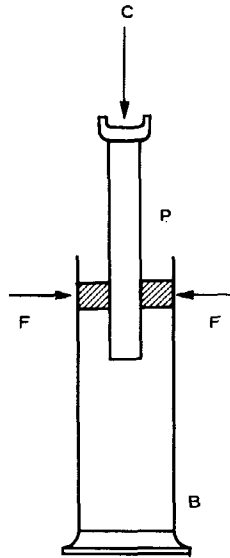


FIG. 16

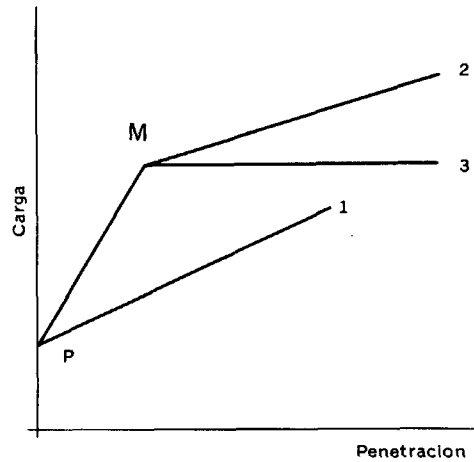


FIG. 17

c) Modelos

Son innumerables las marcas y tipos que se han empleado, y algunos aún se emplean; son conocidas en Europa las marcas Guerlach, GHH, Sales, Schwarz, etc.

En este trabajo sólo se describe el modelo español TAIM (Figura 18); el cuerpo inferior (1) está constituido por un tubo de acero de gran resistencia y el cuerpo superior (2) por perfil especial con dos hendiduras longitudinales. El cierre consta de la abrazadera (3) soldada al cuerpo inferior, de dos cuñas (4) y dos piezas de presión (5). Estas se apoyan en las ranuras de la abrazadera y trabajan independientemente una de otra sumándose de esta forma la fuerza de apriete originada por las cuñas y transmitida por las piezas (5) al cuerpo superior de la mamposta (2).

d) Bastidores metálicos articulados.

Los bastidores de madera se sustituyeron por bastidores metálicos articulados. Esto dió a la explotación una flexibilidad que antes no tenía y facilitó la mecanización del arranque.

Las características necesarias son: ligereza, resistencia a la flexión, reparación y recuperación sencillas, ser manejables y de colocación y articulación fácil.

Además la articulación debe disponer de un artificio de bloqueo y desbloqueo sencillo, para poder dejar la articulación fija a 180°, permitiendo un voladizo de sostenimiento sobre la calle de arranque y dejar liberar rápidamente y sin riesgo el bloqueo en la calle de hundimiento o relleno Figura 19.

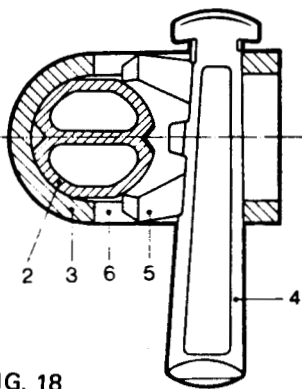
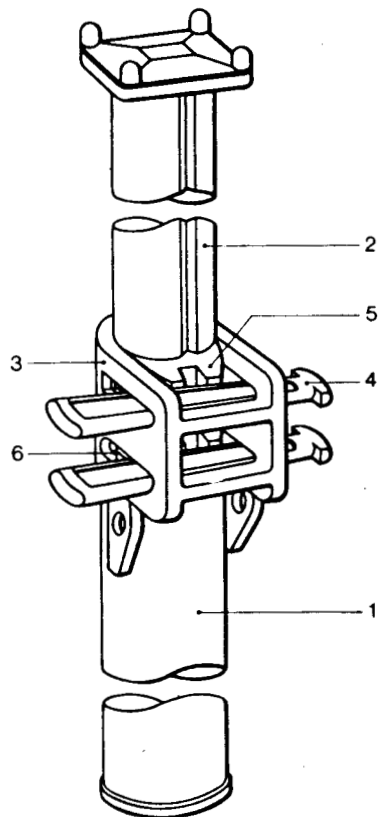


FIG. 18

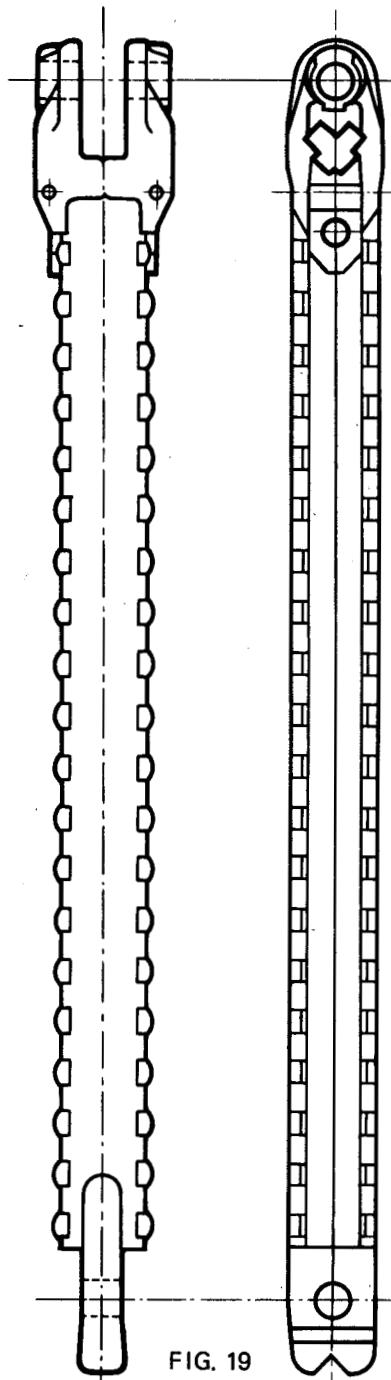


FIG. 19

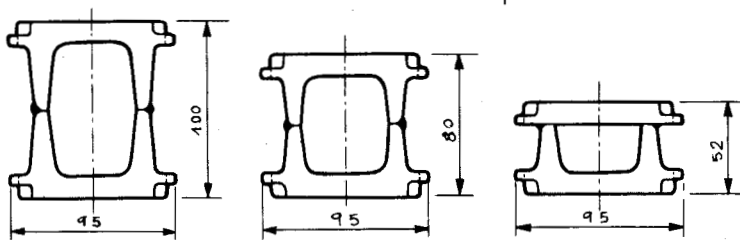


FIG. 19-a

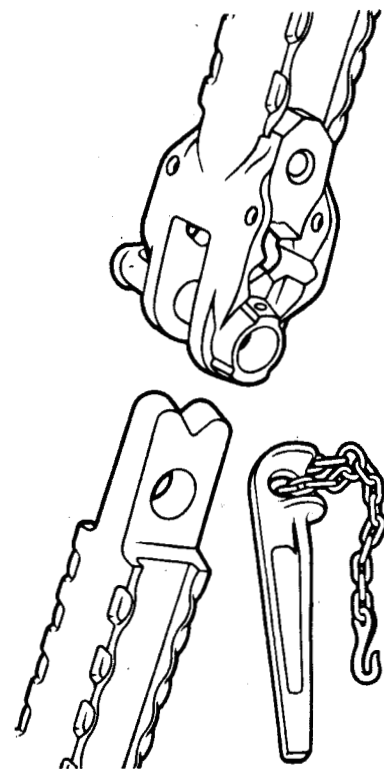


FIG. 19-b

2.1. *Ensayos en capa vertical*

Este sistema de sostenimiento se ensayó en HUNOSA en el año 1975. Las características de la explotación en que se ensayaron eran las siguientes

Potencia de la capa	1,50 - 3,00 m
Pendiente	40°
Falso techo	Banco de pizarra de 1,00/3,00 m de espesor
Techo inmediato	Banco de arenisca de 9,00/11,00 m de espesor
Muro	Arenisca
Método de arranque	Rozadora eléctrica TEM-1
Longitud de frente	110 m
Transporte dentro del taller	Por gravedad
Sostenimiento del frente	Bastidor de madera de 2,50 m al techo paralelo al frente. Mampostas metálicas de fricción en número de 3 por bastidor. Tela metálica de hilo de alambre galvanizado colocada al techo para proteger las calles del hundimiento.
Tratamiento del post-taller	Hundimiento controlado.

Después de aplicado el sistema durante seis meses se abandonó porque los problemas en el tratamiento del techo y del post-taller produjeron unos rendimientos bajísimos y un peligro potencial elevado, lo que decidió definitivamente la sustitución del sistema de hundimiento por el tradicional de relleno, figura 20.

3. Estemples hidráulicos

Un estempe hidráulico es en esencia un gato de largo recorrido, que debe ponerse en carga de varias toneladas en un tiempo muy corto y con poco trabajo, y que además pueda descargarse con mucha rapidez. No debe deslizar con cargas inferiores a 20 t y por razón evidente de peso (por ser manipulado a brazo) su diámetro debe ser reducido.

Su curva característica es la número 3 de las descritas para los estemples de fricción. Su carga de colocación suele ser de 5 t, aunque algunos alcanzan hasta 8 a 10 t.

La carga de deslizamiento llega a 20/30 t.

En cuanto a la rentabilidad de estos estemples, sólo se consigue en casos muy favorables.

El prototipo de estos estemples (Figura 21) consta de dos cilindros, uno superior que hace de pistón principal, cerrado por la parte baja; éste penetrará en el inferior.

El pistón superior tiene una válvula con una bomba que se acciona con una manivela. Esto permite pasar el fluido (aceite con agua) de un cilindro a otro y subir o bajar el estempe.

Cuando la carga del techo pasa de un límite (20 a 30 t), la válvula dispone de un orificio regulado para descargar el fluido.

Estos estemples han dejado de utilizarse de forma general y sólo se emplean de manera acci-

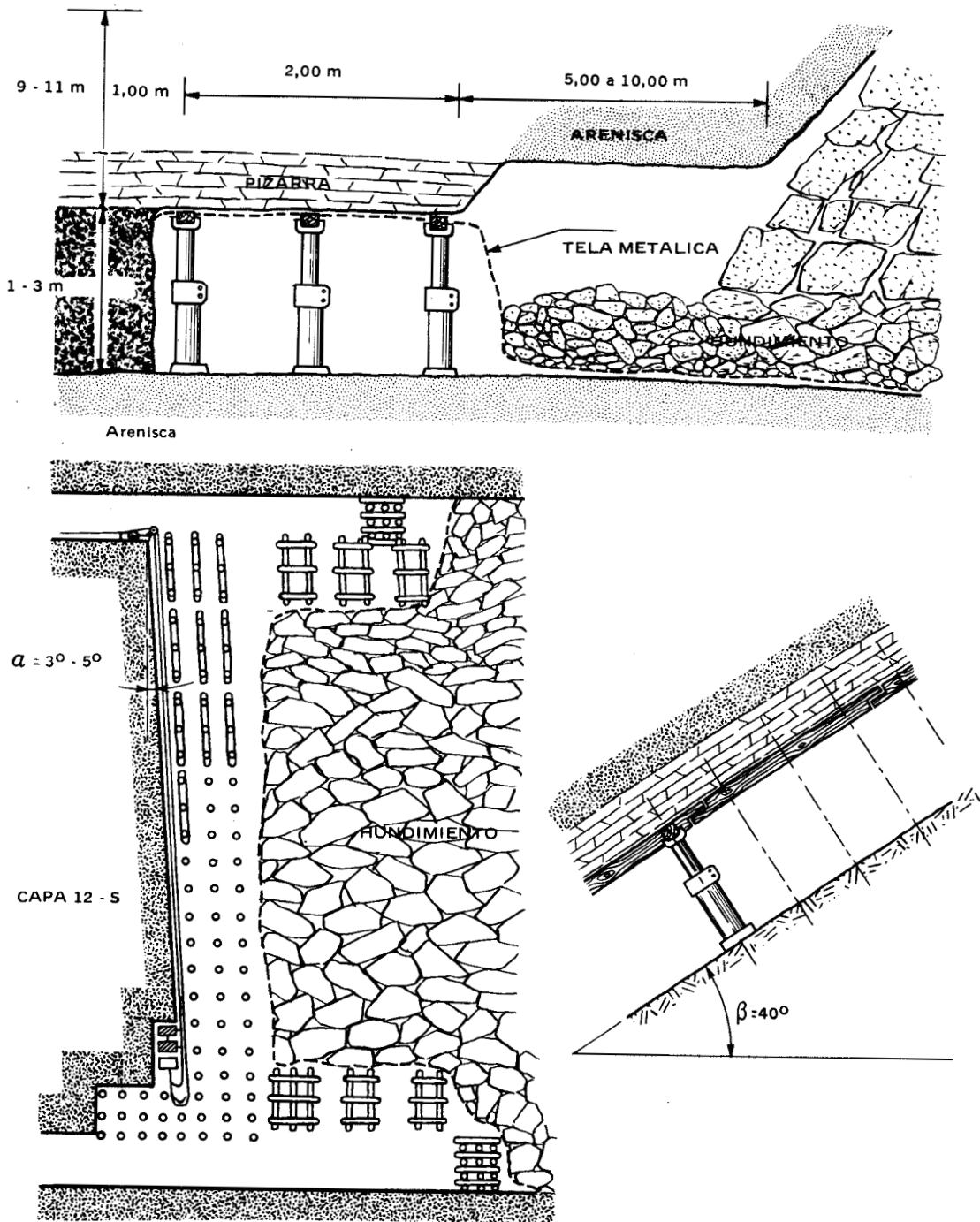


FIG. 20

dental en algunas explotaciones.

En la Figura 21 se indica un tipo de fabricación española.

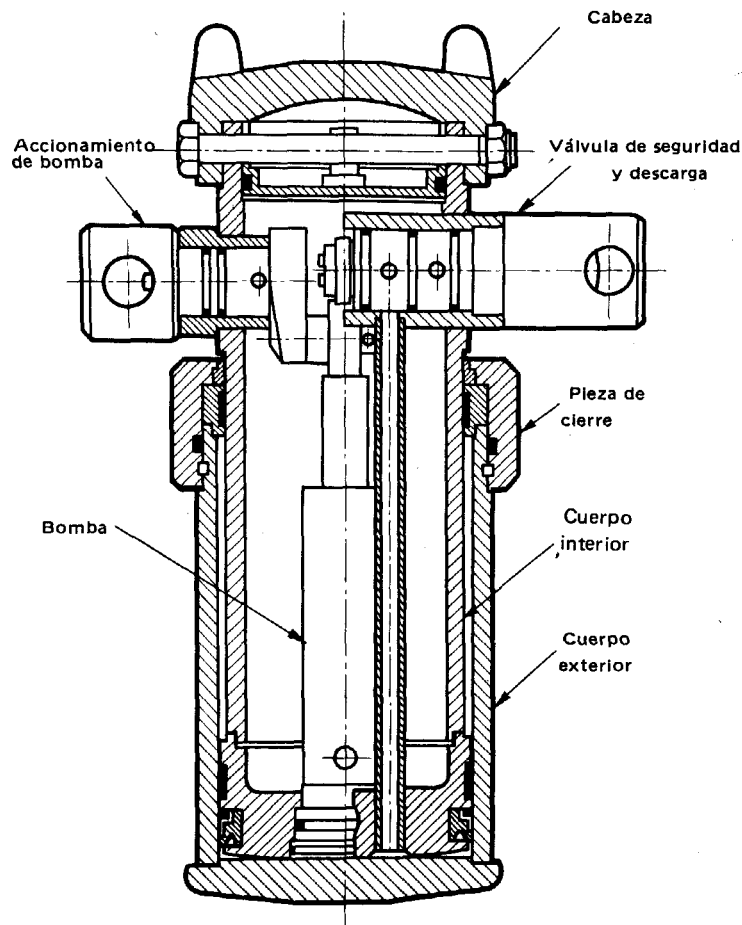


FIG. 21

3.1. Ensayos de posteo con estemples hidráulicos

El uso de los estemples hidráulicos para capas verticales se inició en el año 1969 en la E.N. HUNOSA y después de un breve periodo de resultados esperanzadores, fué decayendo hasta su casi total retirada en estos momentos. No obstante merece la pena conocer el sistema y los factores que condicionan su utilización.

El primer ensayo se planteó en una explotación cuyas características fueron:

Techo: Pizarra fuerte, en ocasiones se puede postear de balsa, no siempre.

Muro: Pizarra floja, lo que hace necesario el uso de bastidor.

Buzamiento: 85°.

Potencia media: 0,97 m.

Carbón: Cristalino, con una regadura en el centro. Da polvo y grisú.

Altura: 110 m según máxima pendiente.

Corrida ensayada: 360 m.

Método de explotación

Fué el clásico de testers con series de 5,00 m de altura y bastidores de 2,50 m, con tres mampostas por bastidor.

Arranque con martillo picador e inyección de agua a alta presión, en la capa.

Posteo de chulana con una distancia de posteo de 1,10 m, equivalente a 1,09 mampostas/m².

Tratamiento del post-taller con relleno calibrado.

Se han utilizado estemples hidráulicos en aleación ligera, de peso específico 2,7 y alta resistencia; autoretractables de carga nominal ajustable desde 5 t a 12 t.

Se emplea como líquido una emulsión de agua y aceite al 2 por ciento.

Precisan de relleno calibrado, para que la retirada de los estemples más cercanos al relleno se efectúe con facilidad a medida que se introduce aquel y para asegurar que los vástagos no reciban golpes que los puedan dañar de modo irreversible.

En resumen, se encuentra una falta de rentabilidad, con los rendimientos actuales, en el empleo de estemples hidráulicos como elementos de sostenimiento en talleres de testers con niveladuras rectas. Cabría excluir aquellos que por disponer de carbón excesivamente duro, al no existir fuertes presiones en la niveladura permitieran el uso de estemples como frenos. Aún en este caso, lo rentable es disparar al carbón, hecho que no es factible empleando este tipo de mampostas.

4. Sostenimiento autodesplazable (Ramirez Oyanguren-1980) y (Peng y Chiang-1984).

El sostenimiento autodesplazable es una fortificación de explotación que se desplaza, siguiendo el avance del taller y paralelamente a él, de forma automática o semiautomática. Se aplica en explotaciones en frente largo mecanizadas. Las cinco principales funciones de estos sostenimientos son:

- 1.- Resistir las cargas verticales.
- 2.- Resistir o equilibrar los movimientos laterales de los estratos.
- 3.- Proteger el taller de la invasión de relleno y rocas.
- 4.- Permitir apoyo para el avance del transportador.
- 5.- Ser autopulsado en su avance.

La minería moderna de frente largo en yacimientos sedimentarios se caracteriza por equipos mineros altamente mecanizados, que incluyen sostenimientos autodesplazables, transportadores blindados de tajo y máquinas de arranque como rozadoras y cepillos. Los sostenimientos autodesplazables no sólo sujetan el techo, empujan el transportador y avanzan por sí solos, sino que también proporcionan un espacio seguro para todas las actividades mineras y contribuyen en gran parte al éxito de la minería de frentes largos.

4.1. Tipos de sostenimientos autodesplazables

Hay cuatro tipos de sostenimientos autodesplazables: cuadros, bloques, escudos y bloques-escudo. Un sostenimiento de tipo cuadro es un conjunto de estemples hidráulicos con un sombre-

ro común en el techo y una base en el muro, diseñado con una capacidad de avance que es completamente independiente del transportador del tajo (Figura 22). Hay dos juegos diferentes de uno a cuatro estemples hidráulicos, que se conectan en la base mediante un cilindro de traslación. El sostenimiento avanza cuando uno de los juegos se deja sin presión y se actúa sobre el cilindro de desplazamiento, mientras el otro juego está fijo presionando contra el techo. Después que el primer juego haya avanzado una distancia determinada, aproximadamente 0,5 m, se aprieta contra el techo. Se repiten las mismas operaciones para el segundo juego, de modo que el cuadro completo avanza por sí solo.

El transportador del tajo se avanza por medio de un cilindro de doble efecto situado entre los estemples de cada unidad de sostenimiento. El sostenimiento de cuadros se usa en capas de carbón de 75 cm a 3,5 m de potencia. Se asocian generalmente con frentes con cepillo, ya que su movimiento de avance conduce a un buen alineamiento del transportador. Sin embargo, los fragmentos de roca sueltos del techo tienden a caer en la zona del frente a través de los espacios entre los sombreros, o por las zonas abiertas posteriores.

Esquemáticamente puede representarse en seis grupos (Figura 23), con bastidor articulado o no, base unida o independiente, y las variantes con articulación de visera, en el voladizo del sombrero.

Un **bloque** (Figura 24) se compone de cuatro o seis estemples hidráulicos unidos mediante un sombrero y una base comunes, cuyo avance depende de una unión al transportador del tajo. La clave de su autoavance es un cilindro hidráulico horizontal de doble efecto de una longitud de 45 cm a 75 cm integrado directamente en la base y acoplado a la carcasa del transportador.

Se extiende el cilindro to-

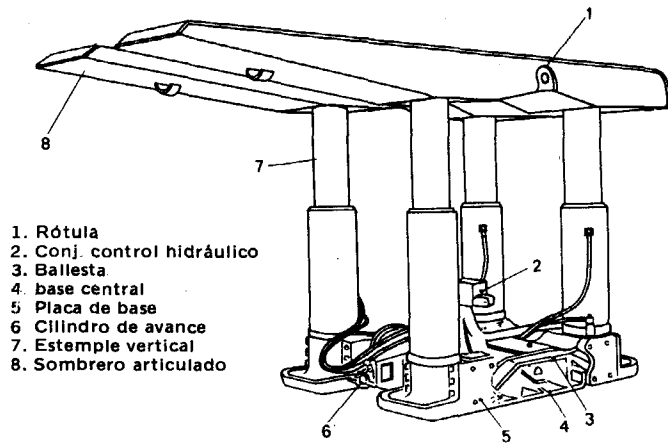


FIG. 22

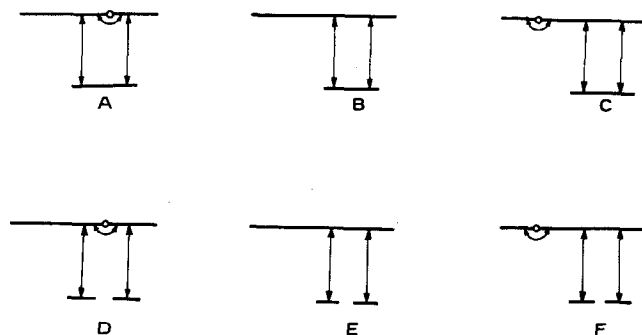


FIG. 23

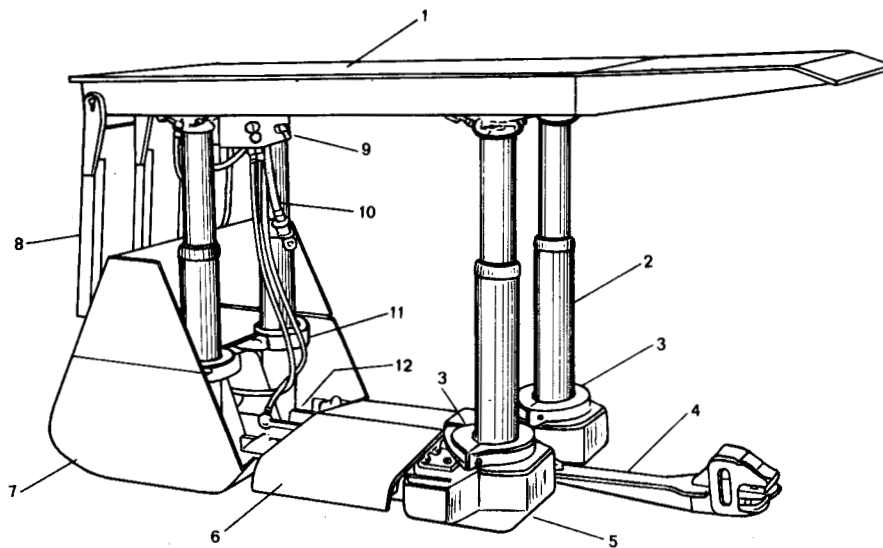


FIG. 24

- | | |
|---------------------------------|----------------------------------|
| 1. Sombrero rígido | 7. Estructura trasera de base |
| 2. Estempe vertical | 8. Escudo |
| 3. Anillo centrador | 9. Válvula de control hidráulico |
| 4. Cilindro de doble acción | 10. Manguera hidráulica. |
| 5. Estructura delantera de base | 11. Estabilizador |
| 6. Cubridor del paso central | 12. Estructura |

talmente y empuja el transportador. Los estempe del bloque se bajan hasta que el sombrero quede libre del techo. Se tira entonces del bloque la misma distancia, retrayendo el cilindro hidráulico horizontal, mientras que el transportador queda sujeto por los bloques vecinos. Entonces, se elevan los estempe contra el techo en la nueva posición. En la Figura 25 se presentan tres esquemas de bloques.

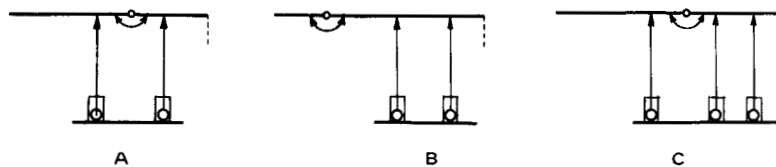


FIG. 25

Los bloques son eficaces para capas de 75 cm a 3,5 m de potencia. El escudo trasero sujeta las rocas sueltas. El sombrero y la base del bloque son piezas sólidas de acero, que hacen a los bloques más estables que los cuadros.

Escudo

Un sostenimiento de escudo (Figura 26), consiste en una placa inclinada cuyo extremo inferior está sujeto mediante una rótula a una base horizontal, que reposa en el suelo, mientras que el extremo superior está articulado con un sombrero horizontal en contacto con el techo. Se usan estemples hidráulicos para unir la placa inclinada (escudo del hundimiento) con la base.

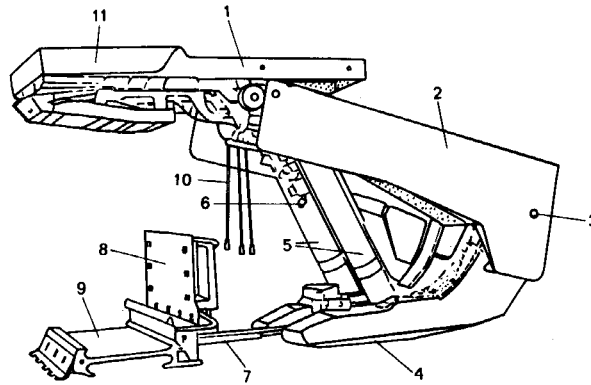


FIG. 26

- | | |
|---------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sombrero | 6. Válvula de control hidráulico |
| 2. Escudo del hundimiento | 7. Cilindro hidráulico |
| 3. Rótula | 8. Placa de vertido |
| 4. Base | 9. Chapa del transportador |
| 5. Estemples | 10. Manguera |
| | 11. Placa contra desprendimientos |

En la Figura 27 se dibujan los esquemas más usados de escudos.

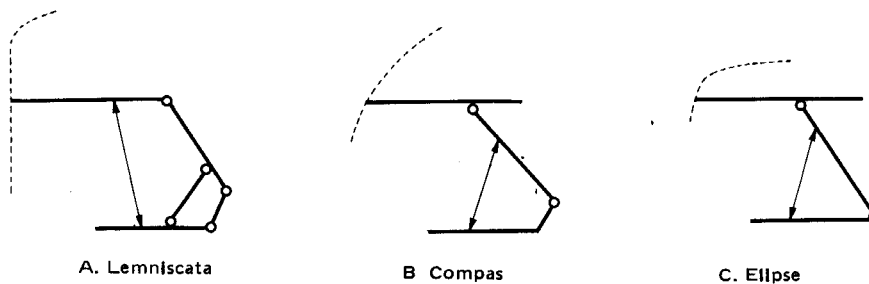


FIG. 27

El primero es el tipo "Lemniscata" (Figuras 28 y 29), el más conocido. En él el borde de la visera del sombrero sube y baja casi verticalmente y mantiene constante el vano libre del techo en la calle del frente. Esta condición es muy útil para el control del techo.

El segundo esquema es el llamado tipo "Compás". El sombrero se une con una bisagra a la base y el borde del sombrero se mueve en arco de circunferencia, disminuyendo el techo soportado.

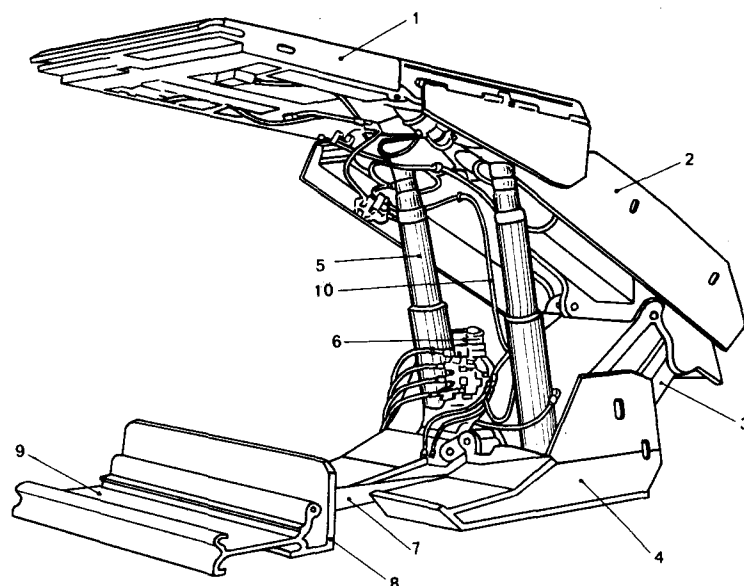


FIG. 28

- | | |
|---------------------------|----------------------------------|
| 1. Sombrero | 6. Válvula hidráulica de control |
| 2. Escudo del hundimiento | 7. Embolo hidráulico |
| 3. Junta lemniscata | 8. Placa de vertido |
| 4. Base | 9. Chapa de transportador |
| 5. Estempe | 10. Manguera |

Finalmente el tercero, es el tipo “elipse”, llamado así por describir esta figura el borde del sombrero. Es un tipo muy poco usado.

En el escudo lemniscata de cuatro estemples (Figura 29), los dos posteriores actúan entre la base y el escudo, mientras que los anteriores actúan entre la base y el sombrero. Este escudo posee mayores cargas de colocación y deslizamiento. Además, al situar los extremos superiores de los estemples traseros en el escudo se consigue mantener un espacio relativamente mayor entre estemples, sin alargar el sombrero, en comparación con el escudo de dos estemples. Un mayor espacio es mejor con vistas a la circulación de personal y ventilación del frente. Un frente sostenido con escudos es muy limpio ya que el espacio entre escudos vecinos está cubierto y el escudo del hundimiento aísla completamente la zona del postaller. Ya que el escudo tiene un sombrero más corto que el cuadro o bloque, la cantidad de techo a soportar en un frente por escudos es menor. De aquí que en casos iguales el escudo puede tener una menor capacidad de sostenimiento. Además, su estabilidad es excelente, especialmente en capas inclinadas. El sistema de avance del sostenimiento de escudo es similar al del bloque. El cilindro hidráulico horizontal de doble efecto está situado entre los estemples. Los escudos son eficaces para capas de 90 a 425 cm de potencia.

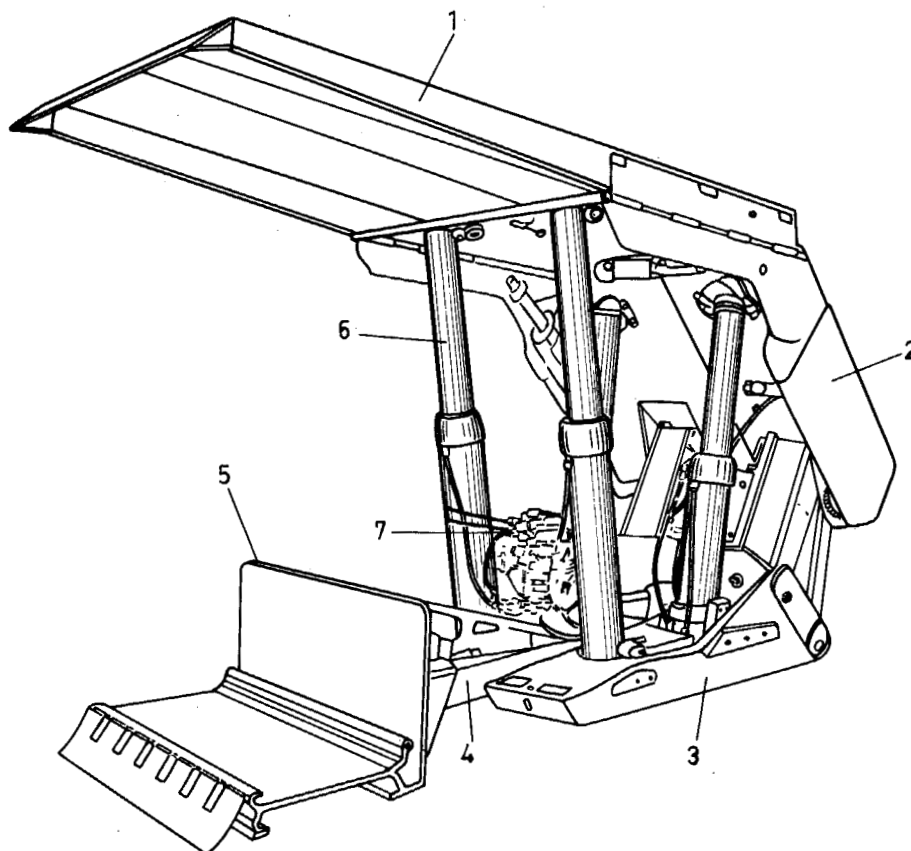


FIG. 29

- | | |
|---------------------------|-----------------------|
| 1. Sombrero | 5. Placa de vertido |
| 2. Escudo del hundimiento | 6. Estempe |
| 3. Base | 7. Válvula de control |
| 4. Embolo hidráulico | |

En la Figura 30 se indican las posiciones y orientaciones de los estempes. El esquema primero es el más común, en él se conecta la base directamente con el sombrero.

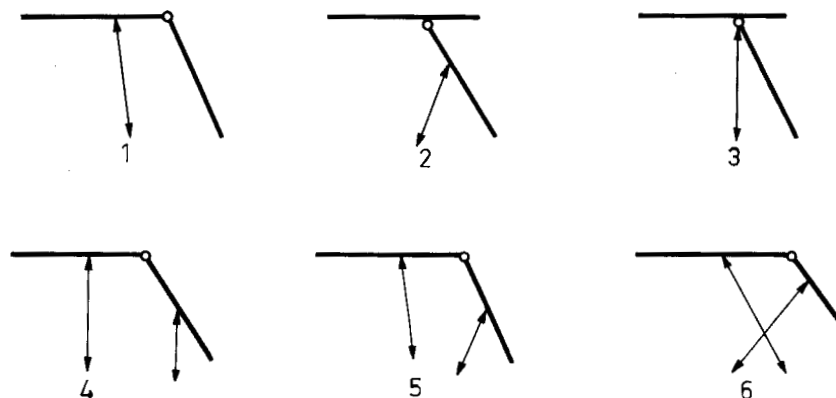


FIG. 30

En el *esquema 2* la conexión se hace entre la base y el escudo. En la figura 3 se une la base con la articulación de sombrero y escudo. En el *esquema 4*, hay dos conexiones paralelas de base con sombrero y escudo. En el *esquema número 5* el enlace es también de la base con el sombrero y el escudo, pero los estemples no son paralelos. Finalmente el último *esquema, 6*, lleva estas conexiones cruzadas en forma de x.

La forma del sombrero detrás de su articulación (Figura 31) puede tener las variantes siguientes: En la (1) el voladizo trasero queda abierto. En la (2) se protege con una chapa. En la número (3) se rellena con una cuña de plástico. En la (4) el extremo del sombrero es un sector curvo cerrado. Por último, en la (5) se elimina el hueco enlazando el sombrero y el escudo con una charnela.

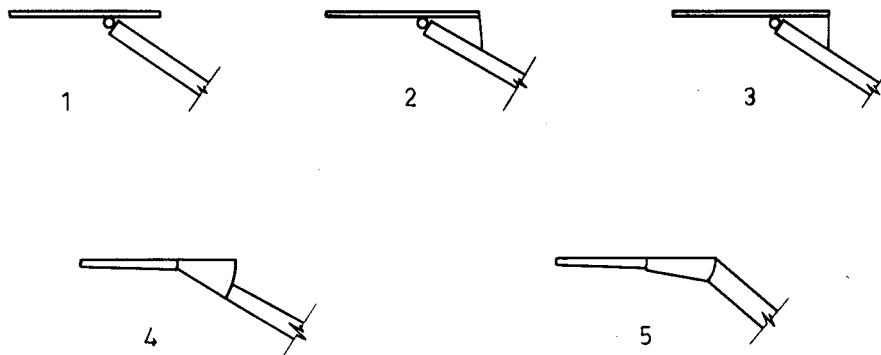


FIG. 31

El **escudo-bloque** (Figura 32) combina las ventajas de los escudos de dos estamples y de los bloques de cuatro estamples. Hay varias disposiciones, según que todos los estamples actúen entre el sombrero y la base, o que algunos actúen entre el escudo de hundimiento y la base. La unión entre el escudo de hundimiento y la base es predominantemente del tipo lemniscata, permitiendo que el sombrero se mueva paralelamente a sí mismo hacia arriba y hacia abajo.

Los escudos-bloque son eficaces para capas de 95 a 340 cm de potencia.

Todos los estamples, cuatro o seis, enlazan la base con el sombrero (Figura 33)

Los estamples pueden ser (1) verticales y paralelos, (2) inclinados ó (3) cruzados en X.

4.2. Proyecto de sostenimiento autodesplazable (Peng y Chiang, 1984)

Cuando se proyecta un sostenimiento autodesplazable hay que considerar tres factores principales:

a) La solidez y estabilidad, para lo que se necesita que todas sus partes estén bien dimensionadas y sean apropiadas para la función que van a desempeñar en el frente de arranque.

b) No olvidar las cargas externas que ha de soportar, ya que si no se estudian bien pueden resultar excesivas para la resistencia del sostenimiento.

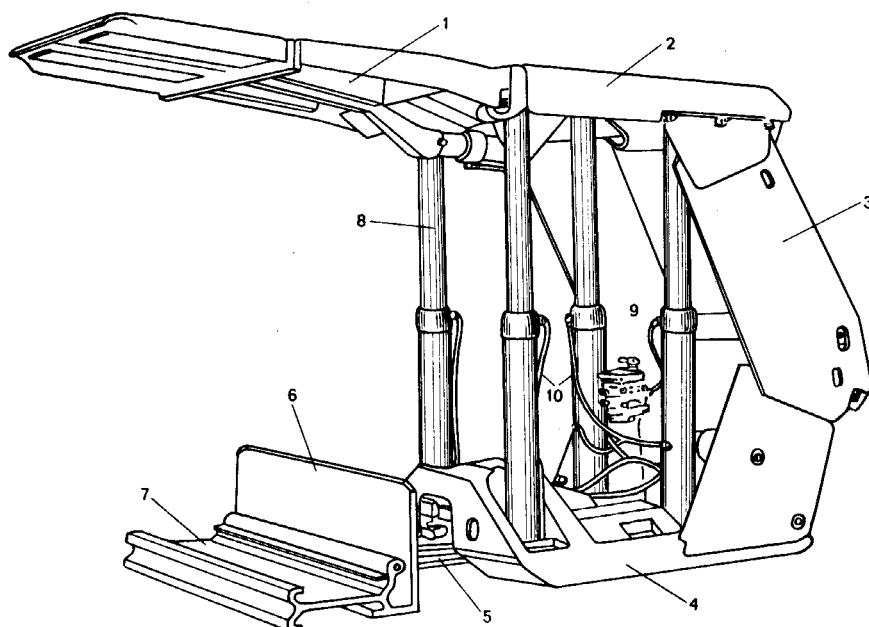


FIG. 32

- | | |
|---------------------------|----------------------------------|
| 1. Sombrero frontal | 6. Placa de vertido |
| 2. Sombrero posterior | 7. Chapa de transportador |
| 3. Escudo del hundimiento | 8. Estempe |
| 4. Base | 9. Válvula de control hidráulico |
| 5. Embolo hidráulico | 10. Manguera |

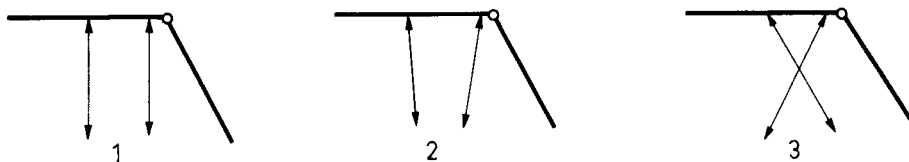


FIG. 33

c) Saber elegir el sostenimiento adecuado para cada techo y cada muro, y de este modo conseguir una perfecta interacción entre el techo, el muro y el sostenimiento.

El proyecto constará de varias fases, que se pueden agrupar en tres:

Primera Fase: Comprende los estudios precisos para adaptar la carrera de los estempeles hidráulicos del sostenimiento a la potencia de la capa de carbón.

Si a las potencias extremas se las denomina P_{max} y P_{min} ; P a la potencia media; ΔP a la mitad de la variación de potencia; C a la convergencia del techo a la distancia "l" del frente y C_r a la altura de los restos de rocas y asperezas bajo la base y sobre el sombrero del sostenimiento pueden escribirse las expresiones (Figura 34):

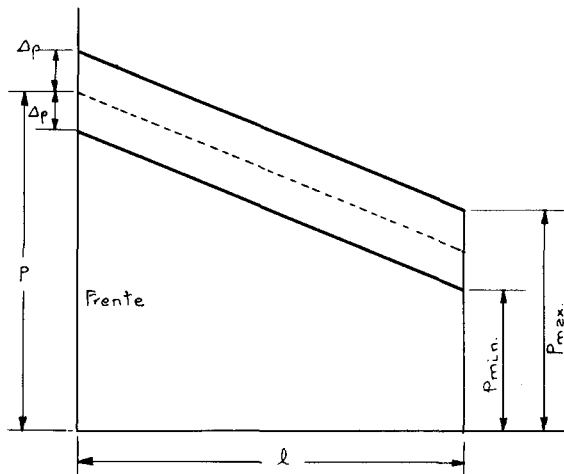


FIG 34

$$P_{max} = P + \Delta p - C_r - C \dots \dots \dots (1)$$

$$P_{min} = P - \Delta p - C - C_r \dots \dots \dots (2)$$

Para sostenimientos tipo cuadro o bloque, la carrera mínima será:

$$L = P_{max} - P_{min} \dots \dots \dots (3)$$

ya que todos los estemples son paralelos entre sí y perpendiculares a la base y al sombrero.

Sin embargo, en los escudos y escudos-bloque, al no ser así, deben dimensionarse los estemples de forma que el conjunto de todos los movimientos tenga como resultante una distancia recorrida por el sombrero comprendida entre $P_{máx.}$ y $P_{mín.}$

La longitud de los estemples de un sostenimiento autodesplazable en frente largo debe ser tal que su sombrero esté siempre en contacto con el techo. Por ello el sostenimiento debe ser capaz de retraerse una cantidad igual a la convergencia. Si esto no fuera así se harían rígidos al estar completamente retraídos y tocar fondo, lo que los dañaría y dejaría inútiles.

Las minas muy grisuosas han de disponer para su buena ventilación, de suficiente sección de paso a través del sostenimiento.

Segunda Fase: En ella se habrán de calcular las cargas extremas a que va a estar sometido el sostenimiento, provenientes del techo, y determinar la resultante de dichas fuerzas. También hay que fijar la resistencia del sostenimiento y la capacidad de apoyo del muro.

Tercera Fase: En ella se determina la estabilidad ante las cargas externas y la eficacia del sostenimiento, operando en ciclos en los que se van introduciendo correcciones y modificaciones. Se termina con el proyecto de la estructura y de todos sus componentes, que son analizados y sometidos a cargas simuladas. Si es preciso, se revisa y repite todo el proceso. Finalmente se realiza un ensayo real, con un prototipo.

4.3. Selección de sostenimiento autodesplazable (P. Ramírez Oyanguren, 1980)

En la elección de un sistema de sostenimiento autodesplazable para frente largo lo primero que hay que considerar es la diferencia de alturas máxima y mínima del sombrero. Este es un factor importante si la capa varía mucho de potencia.

La resistencia del sostenimiento no varía con la altura en los sistemas de bloques y cuadros, pero depende de la extensión de los estemples en los escudos.

Las relaciones de altura máxima a mínima son generalmente de 2,9 para cuadros y bloques, y de 2,5 a 3 para escudos de dos y cuatro estemples, respectivamente.

Entre los sostenimientos con una altura mínima de 80 cm, sin extensión mecánica, los bloques pueden operar en capas de 80 cm a 155 cm de potencia, con una resistencia constante de 640

KPa, mientras que los escudos de cuatro estemples pueden operar en capas de 80 cm a 200 cm, variando su resistencia de 530 a 640 KPa; para los escudos de dos estemples el margen es de 80 cm a 200 cm, con una resistencia de 210 a 530 KPa.

En otras palabras, los escudos pueden proporcionar un margen más amplio de operación a costa de su resistencia. La resistencia varía con la potencia de la capa o la extensión de los estemples hidráulicos, porque algunos de ellos, en los escudos, están inclinados con relación al sombrero o al escudo. Al extenderse o retraerse para acoplarse a la altura de la capa, el ángulo de conexión del estemple y el sombrero o el escudo varía, dando lugar a cambios en los componentes de las fuerzas transmitidas al sombrero o al escudo.

En suma, no hay sostenimiento autodesplazable que se acople a todas las condiciones de trabajo posibles en una mina subterránea de carbón. Más bien cada tipo tiene características que lo hacen más adecuado a unas condiciones de trabajo específicas.

4.3.1. Carga de colocación y carga de asiento

La carga de colocación es la que realiza el fluido al empujar los émbolos de los estemples y presionar el sombrero contra el techo.

La fuerza en cada estemple será:

$$f_e = \frac{\pi d^3}{4} \sigma_3 \quad (t)$$

En la que d es el diámetro del cilindro y σ_3 la presión. Si n es el número de estemples, la carga de apriete o colocación será:

$$F_e = n \eta f_e \quad (t)$$

en la que η es el coeficiente de eficacia del sostenimiento.

Una vez vez colocado el sostenimiento y agotada la carga de apriete, empieza la convergencia del techo y como consecuencia su presión de carga sobre los pistones de los estemples. Ante esta carga los pistones retroceden y los estemples se acortan. Esta carga tiene como límite la carga de asiento del sostenimiento, al llegar a la cual se abren las válvulas de seguridad y ceden los estemples. Esta carga suele ser la mitad de la carga de rotura del acero empleado.

La carga de asiento de cada estemple será:

$$f_a = \frac{\pi d^2}{4} \sigma_a \quad (t)$$

y $F_a = n \eta f_a \quad (t)$ la del sostenimiento completo.

Normalmente se utiliza el concepto "densidad de carga" y mejor la "densidad media de carga" que viene dada por:

$$\frac{\sum \frac{F_x}{S_x} t_x}{\sum t_x}$$

En la que F_x = carga media de los estemples; S_x = superficies de sostenimiento, y t_x = tiempo de aplicación.

No existe unanimidad sobre la carga de colocación óptima. En los últimos 20 años se ha considerado la comprendida entre 6 y 9 (t).

La relación entre las dos cargas de colocación y de asiento viene dada por la curva de la Figura 35.

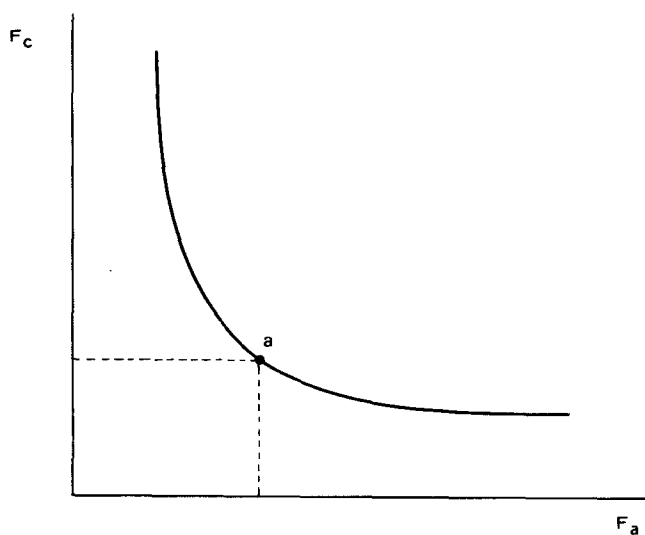


FIG. 35

A la izquierda del punto crítico *a* la carga de colocación sube mucho para muy poca variación de F_a (convergencia).

A la derecha es lo contrario, pero si F_c baja mucho no se controla el techo. En consecuencia se recomienda que:

$$\frac{F_a}{F_c} = 0,8$$

4.3.2. *Condiciones de trabajo*

El comportamiento del sostenimiento en su ciclo de trabajo en la mina se representa en la figura 36, que da la resistencia del sostenimiento en función del tiempo. Una vez alcanzada la presión de colocación (0-1), en lo que se tarda de 10 a 20 segundos, se inicia una subida rápida (1-2). Luego viene un período estable (2-3), el más largo del ciclo. A continuación la pasada de arranque de la rozadora influye en (3-4) y finalmente en (4-5) el soporte inmediato se descomprime y sube la carga por transferencia rápidamente y en un corto período. Por último la presión baja con (5-6) para realizar su avance.

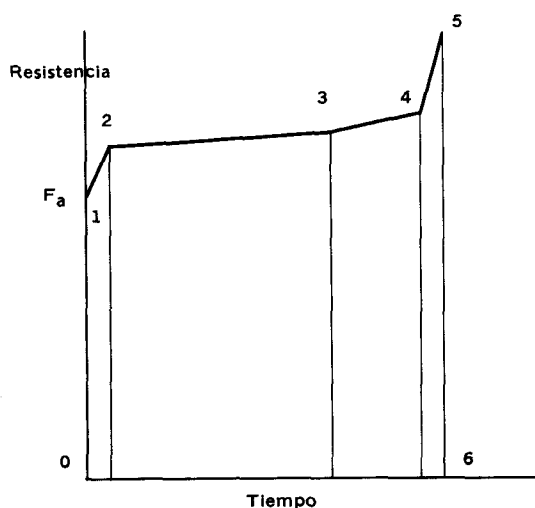


FIG. 36

Sacando esta curva en varios tipos de sostenimiento se pueden analizar todas las variaciones de presión.

Se puede así considerar diversos tipos:

- 1.- De incremento rápido de resistencia F_c .
- 2.- De incremento rápido de F_c y F_a constante.
- 3.- De incremento rápido de F_c y F_a constante con incremento final.
- 4.- De incremento suave de F_c .
- 5.- De baja resistencia
- 6.- De resistencia decreciente.

Los tres últimos tipos suponen malas condiciones de trabajo.

4.4. Sistema de evaluación de rendimiento

Se trata de saber si los estratos del techo se mantienen controlados en su comportamiento por la presión del soporte y si éste último es el adecuado.

4.4.1. Método de los tres parámetros.

Este método comprende: la convergencia de hastiales, el descenso de los estemples hidráulicos y la resistencia total del sostenimiento.

1.- Convergencia.

Se obtiene la curva en función del tiempo. Es el dato más llamativo para indicar el grado de estabilidad.

La convergencia en un punto viene dada por:

$$C = K \cdot H \cdot \ell$$

C= convergencia a ℓ metros del frente.

H= potencia en mm.

K= constante = 0,025 - 0,05

2. Descenso de estemples.

Suele ser menor de 10 mm y es igual a la convergencia, el espesor de los trozos de rocas y asperezas en el techo y muro.

3. Resistencia de sostenimiento.

Se mide y se dibujan las tres curvas para varios puntos (Figura 37). Se utilizan sistemas estadísticos para obtener el promedio de cada parámetro.

4.4.2. Método de observación estadístico del techo.

Este método consiste en tomar medidas del tamaño, forma, situación y frecuencia de varios tipos de fractura y fallos del techo inmediato en intervalos seleccionados de tiempo y espacio. Es-

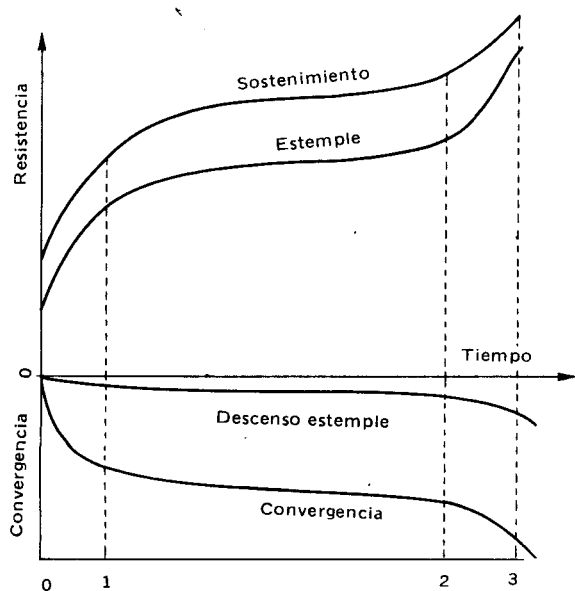


FIG. 37

tos datos se analizan estadísticamente y sirven para completar la interpretación de las conclusiones del Método de los Tres Parámetros.

Se hace una observación cada 5 - 10 m de frente y en unos 2 m perpendicular al mismo. Observando y anotando la forma, tamaño y situación de las cavidades etc. de más de 50 cm, fracturas, escalones, etc.

1.- Sensibilidad del techo a las roturas

Se mide por la relación entre la superficie de los huecos y la total del techo del frente que se controla.

$$\text{Densidad de fallos} = D_f = \frac{\sum \text{superficie hueco}}{\text{Superficie controlada}} \times 100$$

Se mide la base de los huecos en el plano del techo y sólo de aquellos de más de 50 cm de profundidad. D_f puede medirse por el tanto por ciento de la parte de techo no soportada (Figura 38) y así resulta:

$$D_f = \frac{d}{a + b + c} \times 100$$

En la que d = ancho de los huecos.

Así los techos se clasifican en cuatro categorías según los valores de D_f

Tipo de techo	D_f (tanto por ciento)
1.- Fácil de controlar	0-10
2.- Mediano	10-20
3.- Difícil y poco productivo	20-30
4.- Muy difícil	> 30

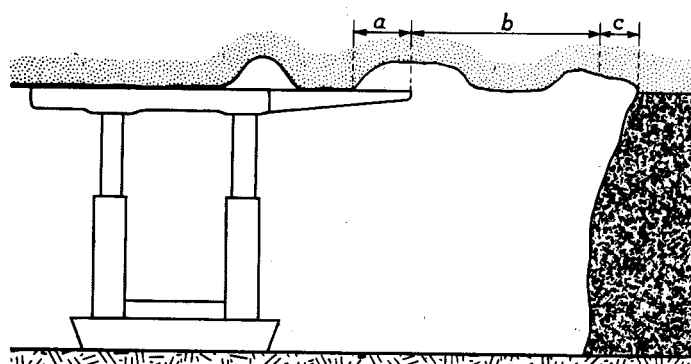


FIG. 38

En cuanto a las fracturas que se producen en el techo del frente largo se han reconocido cuatro tipos, según su inclinación: R_1 paralela a la estratificación, R_2 perpendicular, R_3 inclinada hacia el frente y R_4 inclinada hacia el hundimiento.

El aumento del número y altura de los escalones producido como consecuencia de los bloques del techo significa que la resistencia del sostenimiento es insuficiente.

5. Sostenimiento ruso de frentes verticales con escudos autodesplazables (V. Luque-1980).

En la URSS, único país en el que existe una importante cuenca hullera de características geológicas parecidas a las del Noroeste de España, con capas verticales y estrechas, en el Donetz, se han desarrollado y continúan haciéndolo numerosos tipos de escudos para este tipo de capas.

Como es lógico se han considerado por HUNOSA algunos de estos modelos para su aplicación en las capas de la Cuenca Central de Asturias y en León, pero su resultado no ha sido muy positivo.

Parece que la causa de este fracaso es que a pesar del parecido de las capas asturianas y leonesas con las capas de Ucrania en las que funcionan estos escudos, en éstas los tramos de capas con cierta regularidad son mucho más amplios que los que generalmente se presentan en las capas españolas.

A continuación se describen, muy brevemente, cuatro de los modelos considerados por Hunosa:

Modelo-1.MKT (Figura 39): Este escudo ha sido ensayado en capas españolas y abandonado por las dificultades encontradas. Está proyectado para hastiales malos ya que cubre casi el 100 por ciento de los mismos. Sirve para pendientes de 0° a 90° y sólo deja 150 mm de techo libre en el frente. Citaremos además:

Modelo-1Kr Δ : Equipo compuesto de una cadena de escudos iguales, menos el escudo de cabeza y el de base que sirven de guía.

Modelo-AK Δ 2: Para sostenimiento de frente con cepillo de arranque especial. Lleva un dispositivo de control de alineación en la guía inferior.

Modelo-AK3: Permite el sostenimiento sin personal de un frente en capas de 0° a 90° , con mecanización total y para potencias de 1,6 m a 2,5 m.

En todas las aplicaciones de un sostenimiento autodesplazable para capas con pendientes superiores a los 40° y hasta los 60° , hay que tener presente los efectos de la gravedad, que condicionan a estos elementos sustentantes. Para ello deben de estar provistos de dispositivos estabilizadores que contrarresten los efectos de la pendiente.

Los sostenimientos que intentan resolver este problema pueden ser de dos tipos:

- Unidades madre.
- Cadenas flexibles.

5.1. Unidades madre.

El primer sistema consiste en distribuir las unidades de entibación autodesplazable en grupos similares, cada uno equipado con una unidad especial denominada "madre" que permite el control del desplazamiento del grupo. Figura 40.

5.2. Cadenas flexibles

Si pensamos en una capa muy inclinada, incluso absolutamente vertical, el sostenimiento autodesplazable para equipar los tajos montados en estas capas debe de cumplir casi exclusivamen-

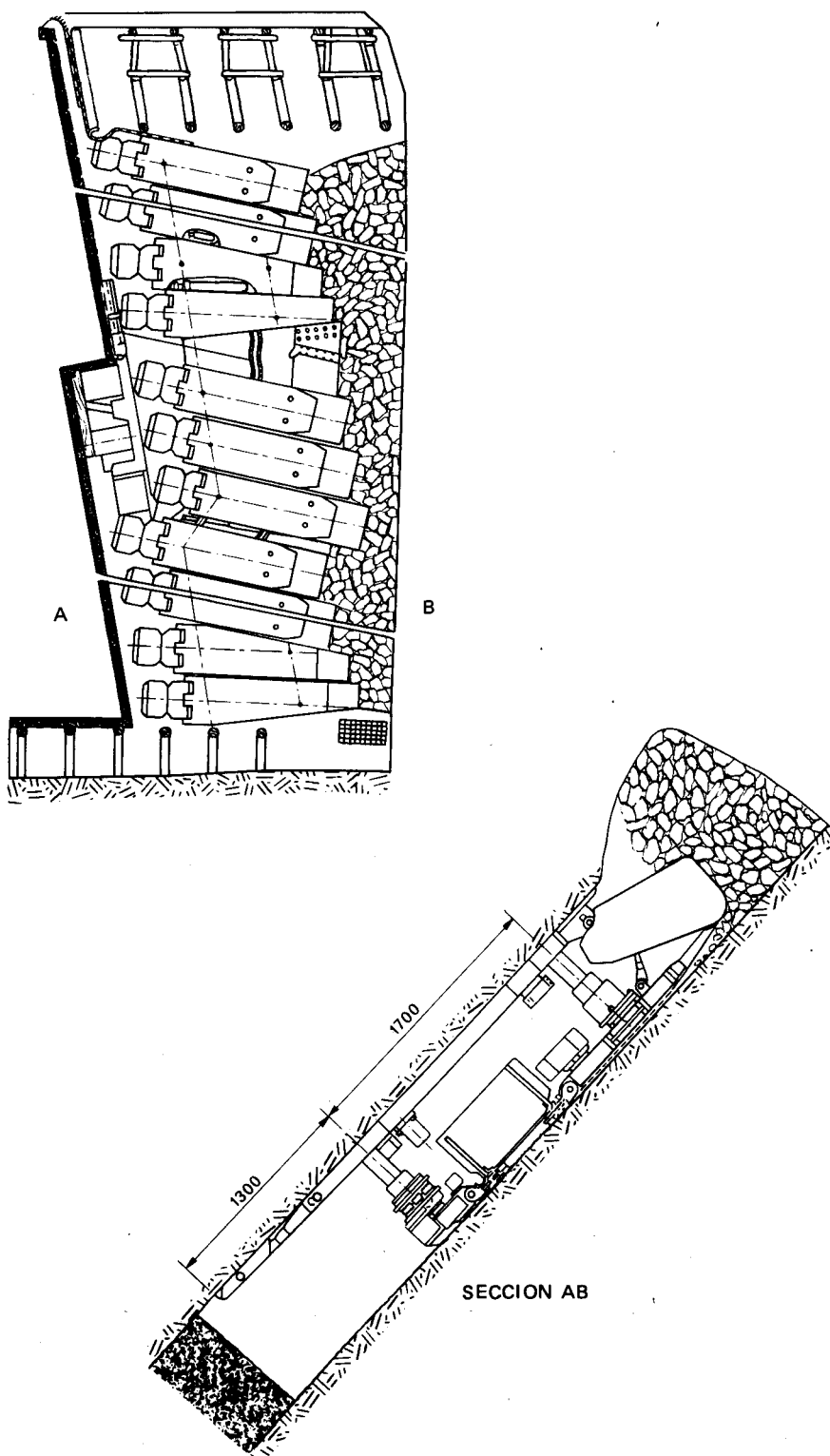


FIG. 39

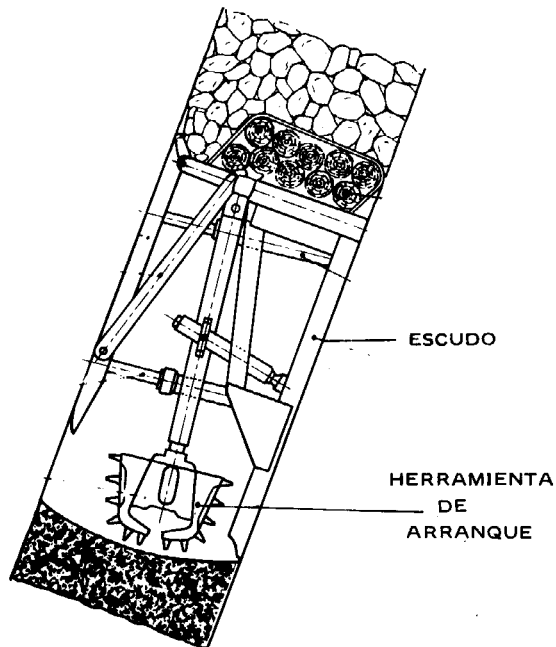
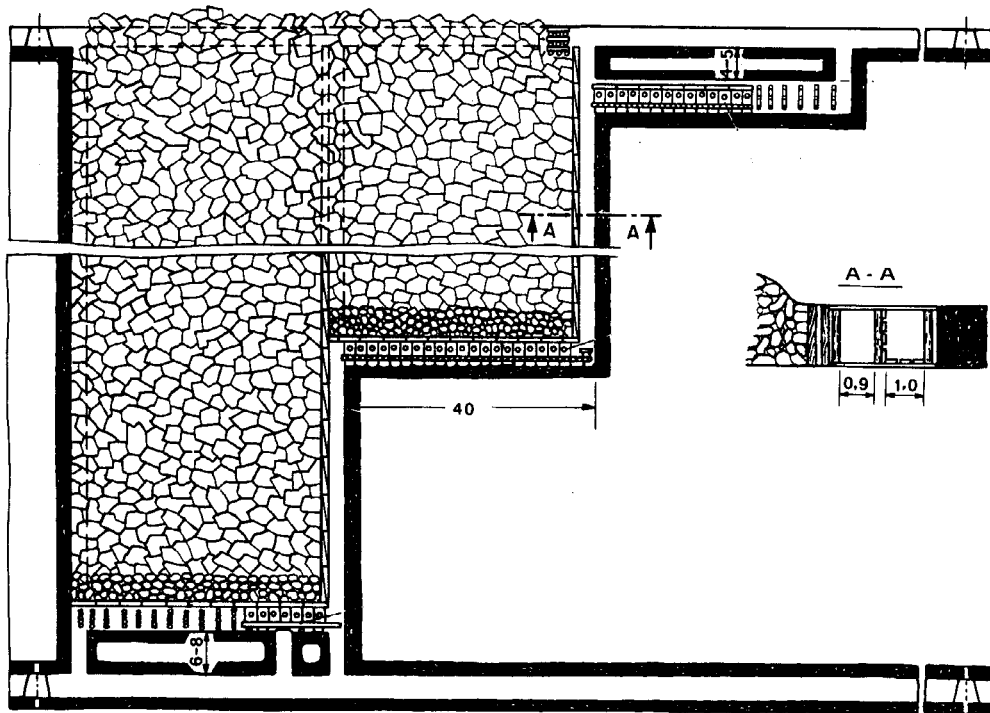


FIG. 41

los útiles de arranque.

La capa debe ser regular y no presentar fallas, ni ser de fuerte espesor. Los ensayos no han terminado.

6 Investigación sobre una nueva entibación en capa de 80° de pendiente.

El factor principal a controlar es la estabilidad de los hastiales en el espacio de trabajo. Una vez definida la geometría del taller, con frente invertido del carbón no existe otra posibilidad para controlar los hastiales en los buzamientos superiores a 55/60° que la del relleno completo.

La entibación que se pretendía desarrollar debía reunir una serie de condiciones, difíciles de cumplir, derivadas principalmente de las características de los yacimientos en que iba a trabajar y la forma en que lo iba a hacer, ya que era preciso llevar el relleno colgado, al trabajar la rozadora con un frente invertido.

A continuación se exponen brevemente algunas de las características más sobresalientes que tenía que reunir el equipo:

- a) La entibación debía trabajar y moverse en frentes hasta de 90° de inclinación.
- b) Debía contar con dispositivos de contención del relleno. Además, estos dispositivos de contención tenían que permitir controlar el funcionamiento del relleno, pues se sabía por otras experiencias realizadas los problemas que se podían derivar de un desconocimiento del comportamiento del relleno. Por último, deberían permitir el acceso a la parte trasera de la entibación, por si fuera preciso hacer alguna labor minera en esa zona.
- c) Tenía que autosoportarse en el frente, pues se vió la imposibilidad de desarrollar anclajes capaces de sujetar todo un frente con los esfuerzos sumados de peso propio más componente vertical del relleno.
- d) Debía ser lo más flexible posible, para adaptarse a las irregularidades de techo y muro que con seguridad se iban a encontrar.
- e) Se precisaba una entibación que además fuera ligera para poder montarla y desmontarla fácilmente y con rapidez, ya que era presumible que no se dispondría de grandes corridas en carbón y, por ello, su utilización rentable iba a depender de esa facilidad de montaje y desmontaje.
- f) La entibación tenía que ser conducida en el tajo controlando su marcha, y sobre todo tenía que disponer de elementos que permitieran contrarrestar la tendencia natural a bajar, derivada de la pendiente en que iba a funcionar.
- g) Por último la entibación tenía que adaptarse a los diferentes ángulos de inversión del frente, pues como es sabido, este ángulo se varía en la explotación con rozadora en función de la pendiente del tajo, siendo mayor cuanto mayor es esta pendiente.

Naturalmente se estudiaron también otros parámetros a considerar como eran: portancia de la pila, presión de rellenos, comportamiento de la entibación con algunas unidades de entibación sueltas, tipo de relleno, etc. Se recogieron todos los datos posibles sobre experiencias ya realizadas en capas verticales y como resumen de todo ello se llegó a las conclusiones siguientes:

Se admitía que el relleno debía moverse libremente por detrás de la entibación, generando presiones en una capa de 1,5 m de espesor, de 1,5 MPa cuando está quieto (presión estática) y de 3 MPa cuando se mueve (presión dinámica).

El movimiento del relleno se produciría en una zona que forma un ángulo β respecto a la máxima pendiente. Lo ideal es que β fuera negativo, siendo el caso extremo $\beta = -\alpha$, lo cual correspondería a un relleno cementado. Se decidió finalmente trabajar con el relleno que se dispone en la mina y ensayar desde un buen relleno (escombros triturados) a un relleno malo (menudos del lavade-

ro) (Figura 42).

En cuanto a la presión del terreno, había que evitar por todos los medios que un hastial pudiera deslizarse. La entibación debía "autosoportarse" sobre los hastiales y debido a la escasa convergencia previsible en ellos, la carga de colocación tenía que ser lo más próxima posible a la de deslizamiento. Se calculó, finalmente, la portancia necesaria para soportar las cargas del hundimiento del techo, en previsión de que en alguna zona éste quedara mal relleno. La carga de colocación elegida fue de 25MPa.

Para el ensayo se eligió un macizo sobre una capa del Pozo Sotón. Se sabía que en un tramo de unos 300 m no presentaba fallas notables y, sobre todo, la altura entre plantas era sólo de 50 m. Se esperaba que la calidad de los hastiales fuera buena y que la potencia de la capa oscilara entre 0,75 y 1,50 m. Estas dos últimas previsiones, dejaron de cumplirse en numerosas ocasiones.

Descripción de la entibación

El conjunto de la entibación consiste fundamentalmente (Figura 43) en una serie de eslabones (1), unidos por pasadores formando la cadena, en cada uno de los cuales existe una ménsula (2) a la que se fija un dispositivo de dirección (3) que pivota alrededor de un eje (9) de manera que el dispositivo (3) puede adoptar distintos ángulos con relación a la cadena (1). La unidad de entibación propiamente dicha consta de dos estemples (4) ligados por la base mediante ballestas, que a su vez se liga con el dispositivo de dirección (3) mediante la pieza guía (6). Solidariamente unidos a la unidad de entibación van la plataforma de apoyo de la pata trasera (5), el escudo de contención de relleno (10) y la propia pata trasera con su cilindro de regulación (8). El movimiento de cada unidad de entibación se realiza mediante el cilindro de arrastre (7), que está unido por una parte con la pieza guía (6) y por otra al dispositivo de dirección (3). Al avanzar una unidad de entibación su movimiento está guiado por el apoyo de la pata trasera y por el dispositivo de dirección (3) a través de la pieza de guía (6). Una vez avanzadas todas las unidades de entibación, maniobra que se realiza siempre de abajo a arriba, los mismos cilindros de "arrastre" (7), actuando en sentido contrario, hacen que la cadena se "arrastre" en toda su longitud. El circuito hidráulico está diseñado de forma que la actuación de los cilindros (7) es simultánea en todo el tajo.

El movimiento de cada unidad de entibación se hace desde la que está inmediatamente encima y con este fin se han dispuesto los mandos de cada unidad de entibación en la superior.

Para "avanzar" una pila se levanta primero ligeramente la pata de la pila superior, se baja el escudo de contención del relleno procurando que las gomas de cerramiento no se despeguen del techo y se bajan también los estemples, con lo que la unidad queda apoyada en la pila inferior y en los elementos de guía. Actuando sobre el cilindro de arrastre, la entibación avanza hasta quedar nuevamente pegada a la cadena.

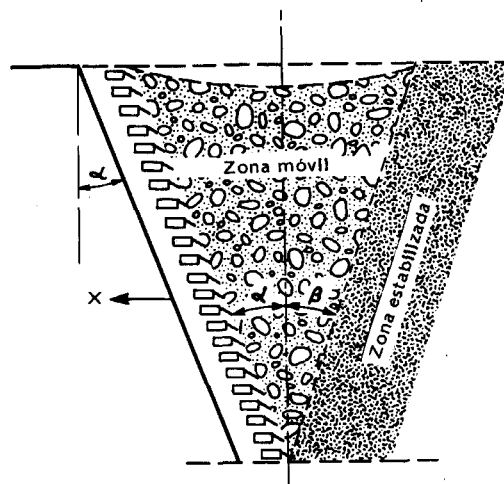


FIG. 42

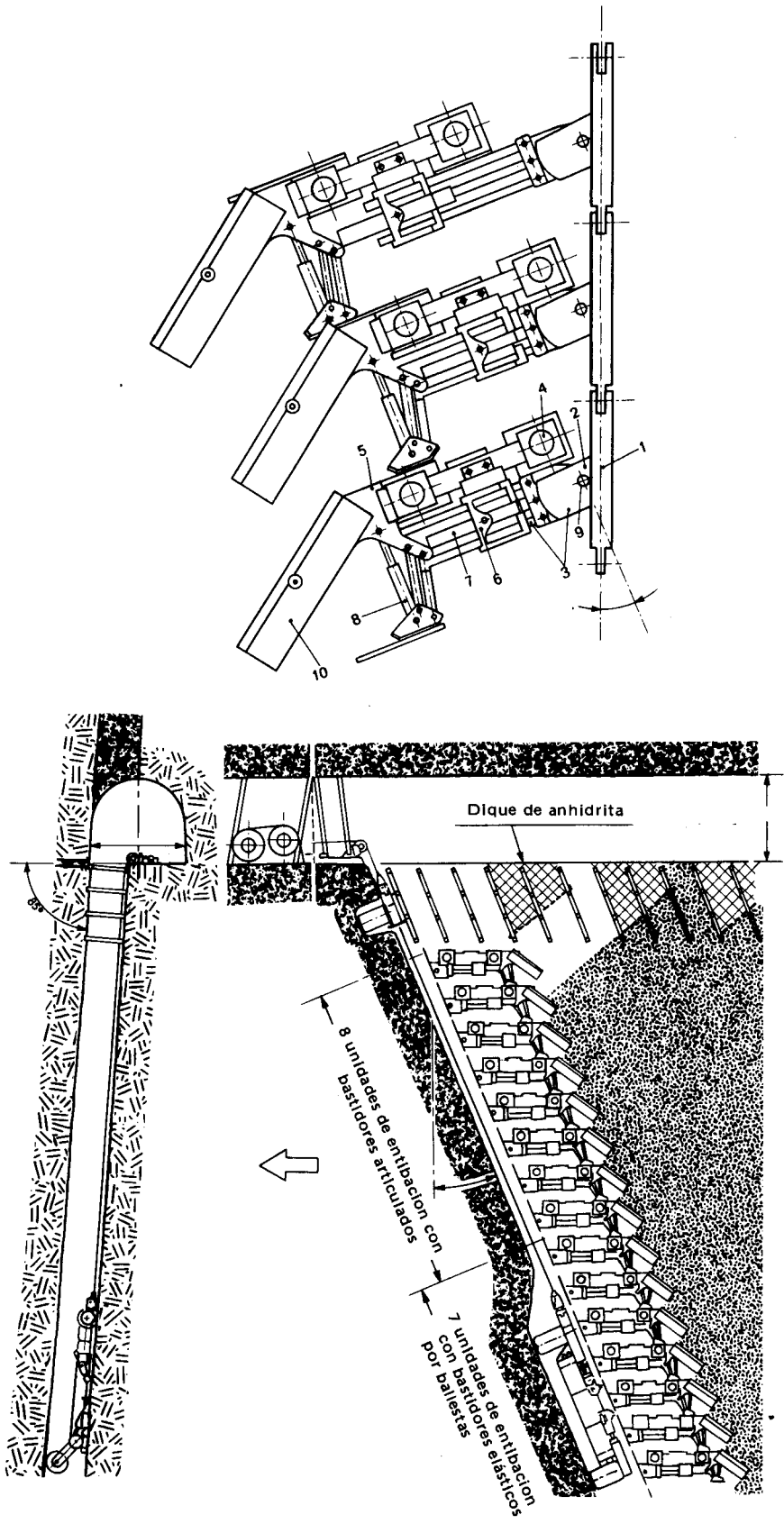


FIG. 43

El control del movimiento hacia arriba y hacia abajo del conjunto de la entibación se realiza, mediante la posibilidad de orientar la pila, actuando con el cilindro de la pata trasera.

7. Sostenimiento para capas muy estrechas.

El valor de la altura mínima del sombrero, según se ha visto en los cálculos del movimiento, oscila entre 80 cm y 60 cm. Esta última sólo se consigue para algunos escudos.

Por otra parte, el poco rendimiento por metro de avance del frente que puede conseguirse con capas de carbón de potencia inferior a 80 cm hace que sea difícil amortizar en su explotación un sostenimiento autodesplazable completo.

Por otro lado, en muchos casos, la convergencia del techo permite en estas capas un control del hueco por autorrelleno, al llegar a ponerse en contacto el techo con el muro sin apenas peligro y con sólo una leve protección del frente que puede hacerse con pequeños castilletes de madera recuperables y algún estempe o con pilas hidráulicas como las que se indican en la Figura.

En tal caso, es necesario proteger la zona de trabajo mediante refuerzos con castilletes de madera o pilas móviles.

En la Figura 44 se muestra una pila rusa OMKT para capas estrechas, que se mueve por tracción con cabrestante.

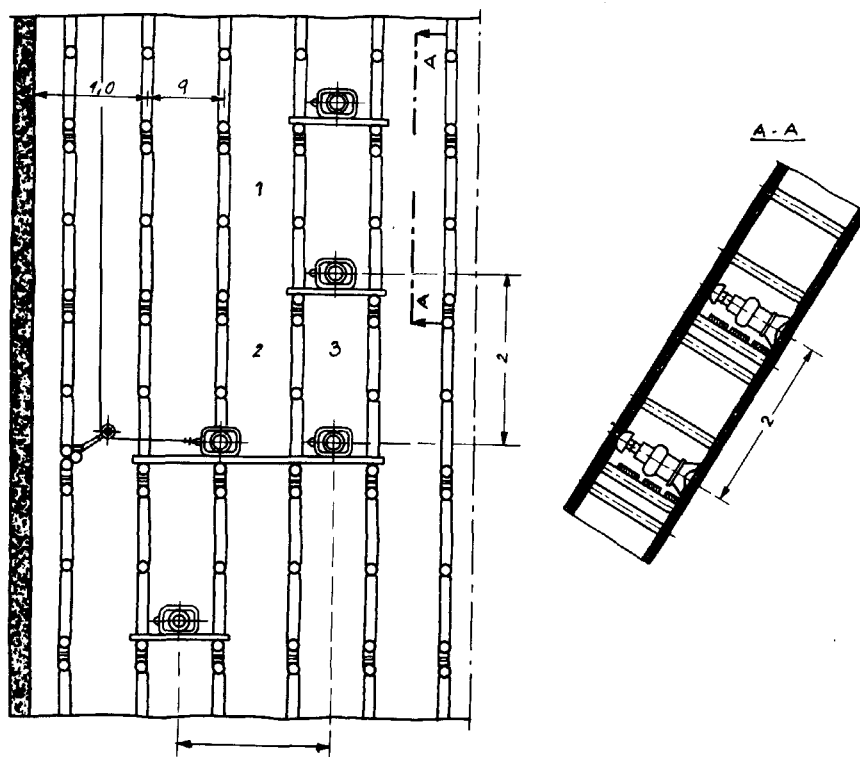


FIG. 44

En la Figura 45 está dibujada una pila, también rusa, basada en tres colchones neumáticos (1) de 1,3 m de largo por 0,7 m de ancho y 0,2 m de altura montados en una armadura abierta

(2,3,4,5,6).

La carga de colocación depende de la presión de los colchones.

Para $3\text{kg}/\text{cm}^2$: 12 t.

Para $5\text{kg}/\text{cm}^2$: 20 t.

Carga de rotura: 2.000 t.

Peso de los colchones: 60 kg.

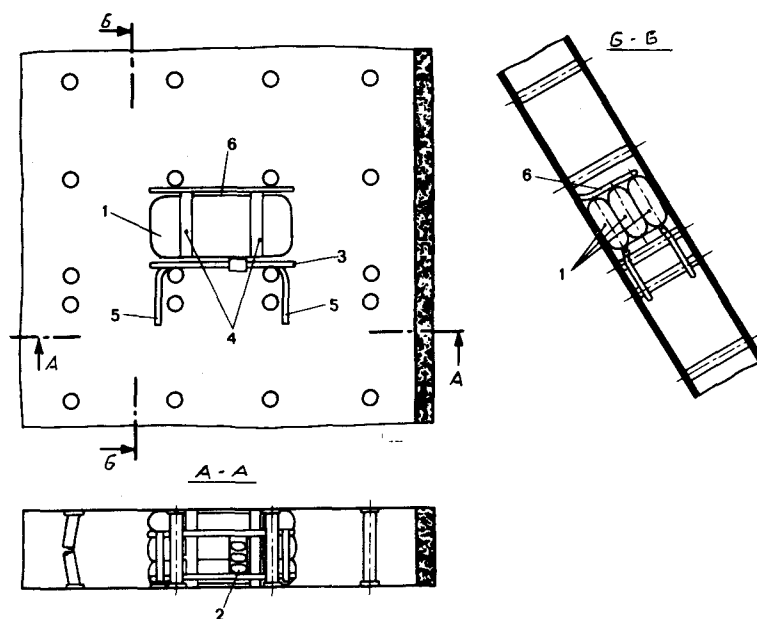


FIG. 45

8. Incidencias prácticas en el avance del sostenimiento autodesplazable

Introducción

Para que un sostenimiento no perturbe la marcha de un frente largo y se adapte a las condiciones del techo, han de tomarse las precauciones siguientes:

- Revisar y probar cuidadosamente los elementos del sostenimiento. Inspeccionar las condiciones del techo. Limpiar el frente y el muro.
- Mantener el frente en línea recta. Para ello el arranque debe cuidarse mucho.
- Cuidar la limpieza de carbón y residuos de rocas rotas en el muro, para evitar la formación de escalones (Figura 46).
- Incrementar la velocidad de avance del sostenimiento, con el fin de mantener el techo protegido el mayor tiempo posible. Para ello se emplean los sostenimientos de “avance rápido”, sobre todo en techos débiles. El ciclo comprende el tiempo propio de movimiento del aparato y el que tarda el operador en sí de una pila a otra. Para reducirlo hay que evitar obstáculos.
- Avanzar el sostenimiento en espacios prefijados. Para ello hay que corregir los repiés y voladizos que quedan en el carbón recién rozado, cuando estos se producen (Figura 47).

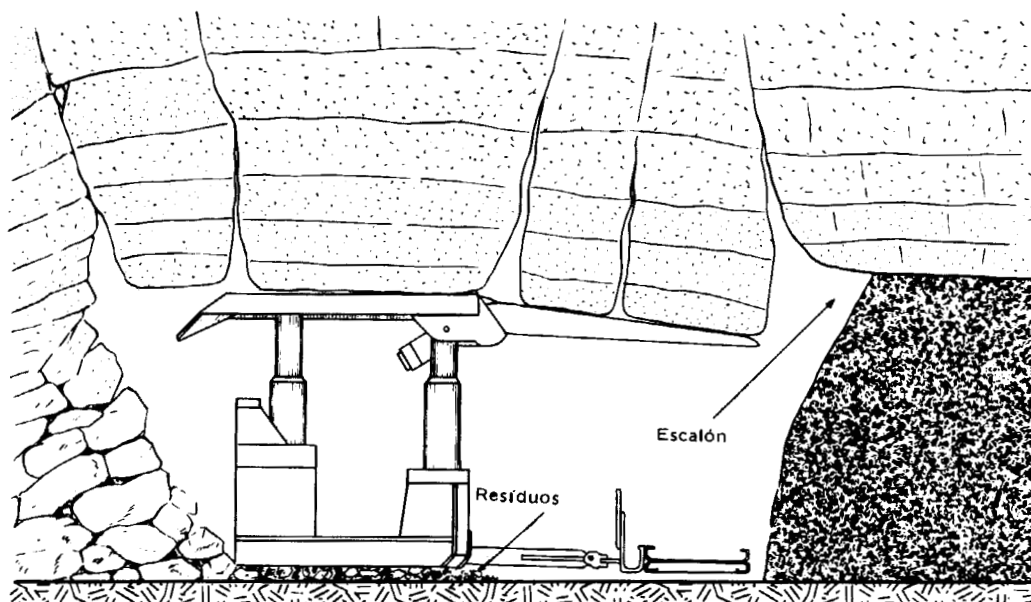


FIG. 46

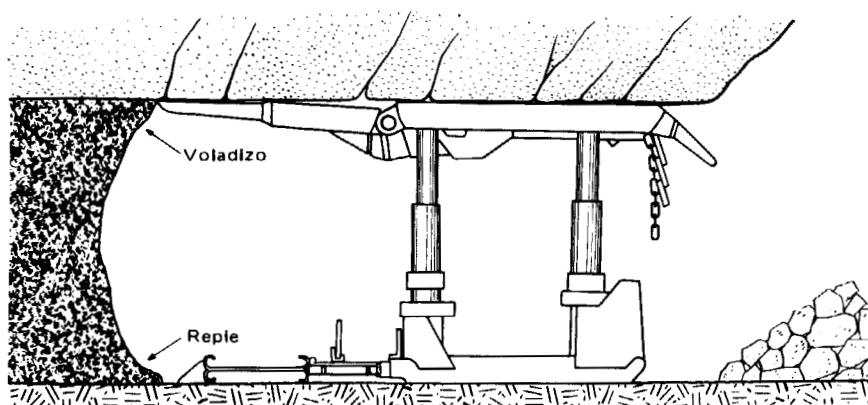


FIG. 47

Si no se corrigen disminuirá el avance, aumentará el número de ciclos de movimiento del sostenimiento y el trabajo de sombrero.

— El avance del sostenimiento debe hacerse siempre en la misma dirección perpendicular al frente y paralelo a las guías, sin embargo, las condiciones geológicas cambian este ideal. Así por ejemplo:

A — El frente se inclina con relación a las guías paralelas. En este caso el sostenimiento avanzará paralelamente a las guías.

B — Las guías no son paralelas, pero el frente es perpendicular a una de ellas.

El sostenimiento avanzará en la dirección de esta guía y los elementos que haya que añadir

al aumentar el frente, o quitar al disminuir éste, entrarán por la otra guía.

C) Si las guías no son paralelas ni perpendiculares al frente, debe corregirse inmediatamente la dirección del frente, para hacerlo perpendicular a alguna guía.

D) En las capas inclinadas es corriente el frente invertido con el pie más adelantado; la dirección del avance del sostenimiento se mantendrá perpendicular al frente.

– Debe establecerse el más perfecto contacto entre el techo y el sombrero del sostenimiento, saneando el techo de todas las partes sueltas o falsas, para que el área de contacto sea máxima y no se produzcan concentraciones de tensión. Si hay bóvedas o huecos en zonas amplias, deben llenarse con castilletes u otras piezas (*fig. 48*), pero si la zona es corta y los accidentes no demasiado importantes, puede adaptarse el sombrero a la posición del techo, sobre todo si se trata de escudos.

– Mantener una presión de apoyo suficiente, para que haya un contacto estrecho entre el techo y el sostenimiento. No debe bajarse esta tensión para el avance hasta que el soporte anterior haya terminado su ciclo.

– Procurar que los trozos de rocas no invadan el frente colocando las protecciones precisas.

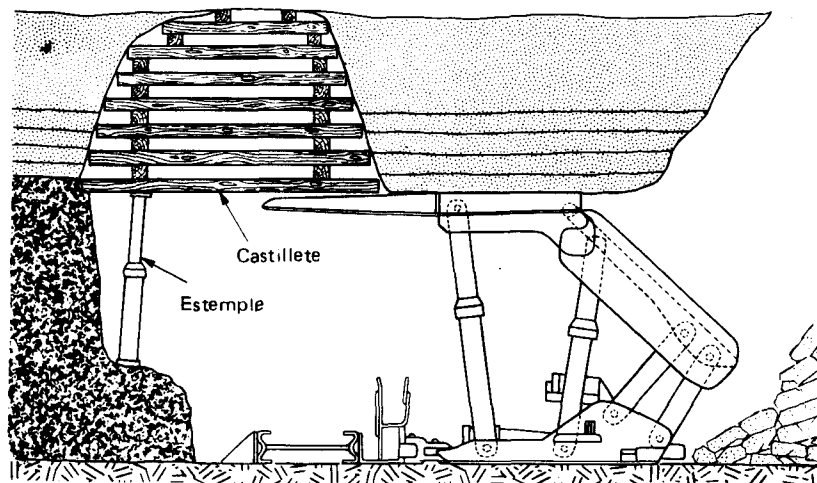


FIG. 48

8.1. Avance bajo techo falso o desmenuzable

En este caso son más apropiados los sostenimientos de escudo. Hay varios métodos según los casos:

8.1.1. Sostenimiento con avance rozando el techo.

El sombrero debe mantener alguna presión durante el avance y vencer el roce sobre el techo; para ello, el cilindro del empujador ha de ser fuerte. En la figura 49 se indica uno de estos sostenimientos. Al iniciar el ciclo (A) los dos pies están verticales. En la fase siguiente, uno se inclina y

avanzá el sombrero, mientras el otro sube y cuelga del mismo (B). En la fase siguiente este pie se apoya de nuevo (C), para ayudar al otro a volver a su posición vertical (D).

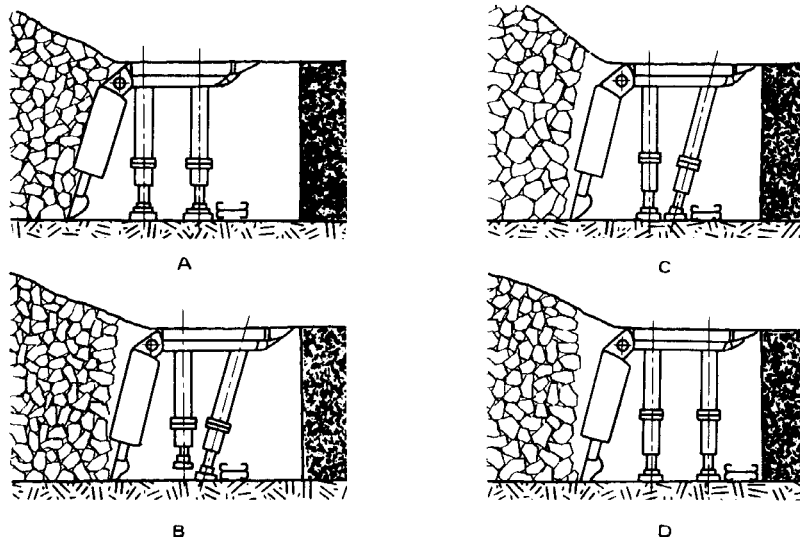


FIG. 49

8.1.2. Empleo de entibación provisional

Para sostener el techo que queda libre después del arranque hay dos tipos de entibación provisional.

1.— Colocar piezas o longarinas paralelas al frente sobre el sombrero del primer sostenimiento que se desplaza. Si el techo es demasiado friable puede colocarse sobre las longarinas una tela metálica (Figura 50).

2.— Si el techo inmediato se desprende antes de poder colocar las longarinas, se utiliza el segundo tipo de entibación provisional que consiste en colocar series de tres piezas de madera paralelas a la dirección del avance, normales al frente, apoyadas en el sombrero del sostenimiento y en estempletas o mampostas que forman una cubierta protectora (Figura 51). Según avanza el sostenimiento desplazable, se van quitando los estempletas.

8.1.3. Colocación sobre el sombrero de tela metálica.

La tela metálica suele ser de 6 m de largo, por 1,20-1,40 m de anchura, con mallas de 20x 20 mm

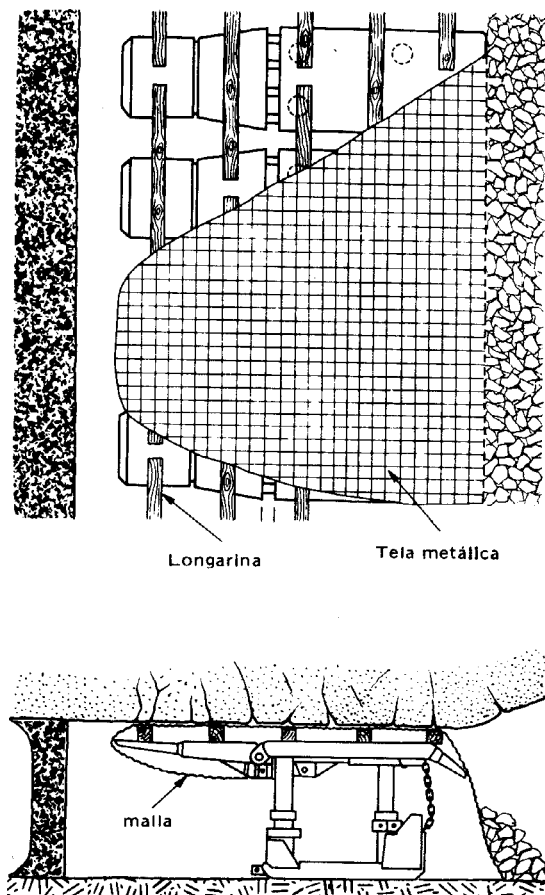


FIG. 50

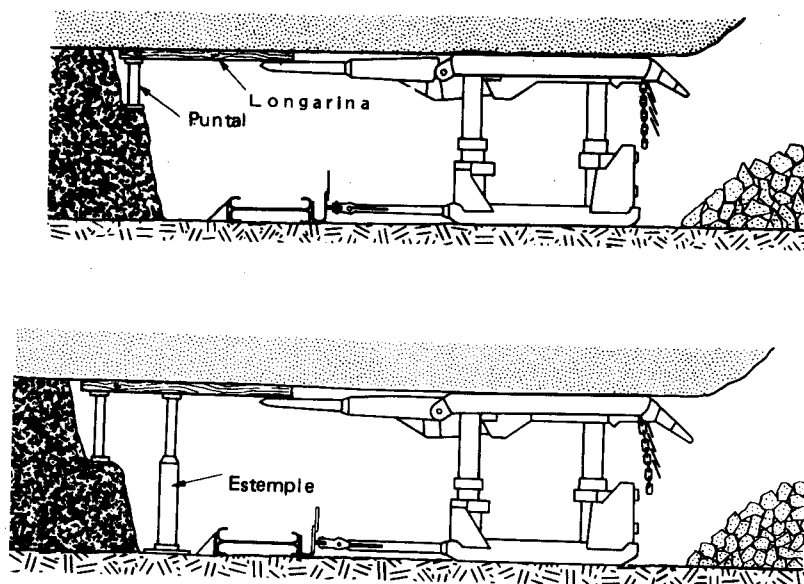


FIG. 51

La tela se va colocando siguiendo el avance del sostenimiento autodesplazable, desplegando las tiras de tela sobre la punta del sombrero y cosiéndolas entre sí con alambre para lo que se solapan unos 20 cm (Figura 52). El solapado puede aumentarse si se ve que el techo falsea más de lo normal.

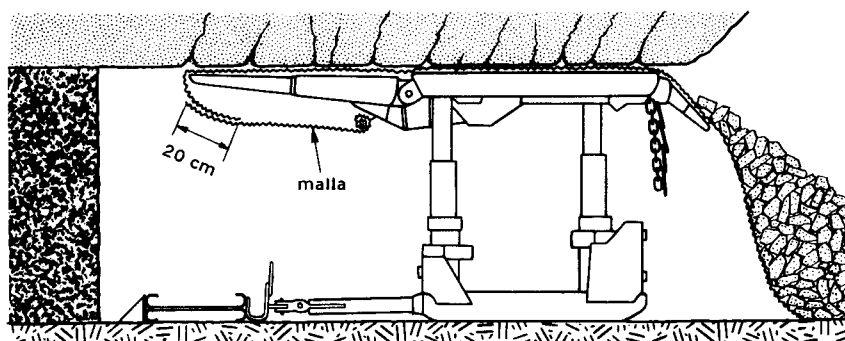


FIG. 52

8.1.4. Control de los huecos del techo

Estos huecos se producen por retrasos en el sostenimiento del techo expuesto en la zona de trabajo. Para controlarlos se colocan castilletes sobre el sombrero del sostenimiento. Parte de la fuerza del sostenimiento se destina a comprimir el castillete y así la situación no se normaliza hasta pasar el hueco.

Los sostenimientos de escudo pueden pasar zonas pequeñas de techo roto sin medidas especiales, pero si hay grandes roturas es preciso tomar medidas especiales: colocar longarinas paralelas o en dirección en el techo libre, instalar pernos de anclaje, o reforzar los estratos con inyecciones

de resina, poliuretano y otros materiales.

A veces se forman huecos sobre el sostenimiento de hasta 5 m de alto. Si el hueco no es demasiado ancho lo mejor es rellenarlo con castilletes, pero en caso contrario hay que reconstruir el techo. Para ello, se colocan varios railes sobre los sombreros y entre ellos y el frente sobre los cuales se coloca un tablero de madera y encima de él hasta 2 m de anhidrita. Puede también consolidarse el techo y el frente con pernos de madera, inyecciones de resina, etc. (Figura 53)

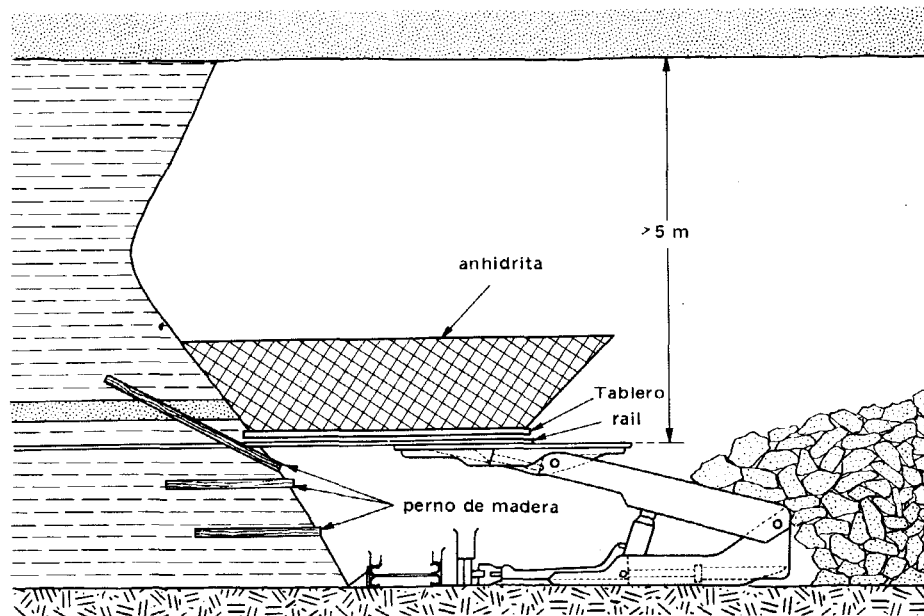


FIG. 53

Los métodos clásicos de tratar los “derrabes”, que en muchos casos empiezan por pequeñas cavidades obligan a tener que trabajar un cierto tiempo dentro de la zona sin sostener el techo, y se corre el riesgo de que la pequeña cavidad original se agrande rápidamente. La forma más frecuente de combatir el derrabe consiste en montar castilletes apoyados en el sostenimiento. De esta forma se rellena la bóveda, con un grave riesgo para el personal que lo realiza.

Los nuevos sistemas tienden a eliminar este riesgo, que llena de víctimas las estadísticas mineras. Para ello, lo fundamental es mantener sostenido el hueco durante el trabajo de relleno del mismo. A continuación se enumeran las técnicas más modernas: (Lewis y Stace 1982).

a) Módulos de absorción de tensiones:

Es una adaptación de las propiedades de la “paca” de paja o del bloque de viruta de madera. Se trata de una malla de alambres de forma cúbica o prismática. Son ligeros, de colocación rápida y de increíble resistencia. Esta depende de su tamaño, del diámetro del alambre y de la forma de unir las mallas.

b) Colchones inflables:

Tienen la forma de un almohadón con revestimiento impermeable reforzado de fibra. Se inflan a una presión de 6,8 KPa. Los ensayos demuestran su utilidad para rellenar huecos, siempre que no haya puntas agudas.

c) Cementación.

El cemento y otros materiales análogos se han empleado desde hace muchos años para rellenar cavidades en la mina, por medio de bombeo.

La lechada de cemento bombeado se retiene mediante un encofrado. Se emplea cemento rápido.

d) Espuma química.

La espuma actualmente empleada es la "Perlita", un aglomerado volcánico semejante al vidrio. De las pruebas realizadas la mejor ha sido la de una espuma de urea-formaldehído. Otra espuma más inofensiva en su aplicación es la de silicato de sodio, pero es más cara.

e) Mejora del sostenimiento mecanizado.

En la *Tabla I*, se comparan los materiales de relleno de huecos de derrabes o hundimientos.

Los adelantos en el porcentaje de techo cubierto por el sostenimiento, que ha llegado al 96 por ciento, gracias a los más modernos escudos, han contribuido a disminuir la formación de cavidades (Ver *Tabla II*).

Tabla I - Relleno de un hueco de 10 m³

Material	Coefficiente de expansión	Peso a transportar (t)	Tiempo de riesgo y exposición (Madera 100)	Costo Comparativo (Madera 100)
Madera	3 : 1	3,13	100	100
Módulos	12,5 : 1	0,42	10	68
Neumáticos	47 : 1	0,035	cero	96
Cemento	2,2 : 1	6	cero	188
Espuma Orgánica	25 : 1	0,45	cero	77
Espuma Inorgánica	8 : 1	1,95	cero	135

TABLA II

Tipo	Carga (t)	Antes de rozar el frente			Después de rozar el frente		
		Superficie m ²	% cubierto	Densidad carga t/m ²	Superficie m ²	% Cubierto	Densidad carga t/m ²
Estemple y montera	80	3	23	26,7	4,5	15,4	17,7
Bloque de 4 estemples	100	3	23,3	33,3	3,5	21,1	28,6
Escudo Bloque 6 estemples	260	4,8	83,3	54,2	5,5	78,5	47,3
Escudo de 2 estemples (IFS)	325	5,1	85,5	63,7	5,1	85,5	63,7
Escudo-bloque 4 estemples	450	5,1	85,5	88,2	6,25	77,5	72,0
Escudo-bloque 4 estemples (IFS)	450	6,0	96,0	75,0	6,0	96,0	75,0

8.2. Prevención de derrabes.

El derrabe de la capa se produce por la presión de apoyo del techo. Este fenómeno aumenta las dificultades en la zona de trabajo, en el caso de techos frágiles o friables. Si se produce un derrabe grave, como en el caso de un hundimiento del frente, se necesitarán medidas especiales. Las principales son:

a) Mejora de la técnica.

El sostenimiento se avanzará inmediatamente de comenzar el arranque para cubrir rápidamente el techo recién descubierto; deben limpiarse los residuos de rocas rotas sobre el sombrero, antes de dar presión, para que no haya ninguna concentración de tensión y se acorte la distancia entre el primer contacto del sombrero con el techo y la línea del frente; cada sostenimiento tendrá la carga de colocación suficiente para reducir la intensidad de las tensiones en el techo y en el carbón.

b) Mejora de la estructura del sostenimiento.

En capas de más de 3 m de potencia se colocan protecciones del frente en los escudos o bloques escudos, para prevenir los derrabes, desconchados o grandes cazuelos. Estas protecciones se sostienen presionando con gatos empujadores. Siguiendo el avance de la máquina de arranque, la protección se moverá hacia atrás o hacia adelante.

c) Refuerzo del carbón del frente.

Si la capa es propensa a derrabes se toman medidas para reforzarla. Para ello se introducen pernos de madera de 25 mm de diámetro y 2 m de largo. Se colocan cerca del techo, a un tercio de la altura de la capa o a la mitad, espaciados de 0,5 a 1 m.

También es buena medida la inyección de resina.

8.3. Refuerzos de los estratos del techo

Se emplean los mismos elementos que en el carbón de la capa: pernos con o sin resina. Los pernos se colocan inclinados $60^\circ/70^\circ$ hacia el frente y son de 2,4-3 m.

Se colocan también piezas de madera de unos 3 m de largo, paralelas al frente, sujetas por los pernos y después por la visera del sombrero del sostenimiento.

También se emplean inyecciones de componentes de poliuretano, en la forma que se ve en la *Figura 54*; se inyecta en barrenos perforados con una inclinación de 20° .

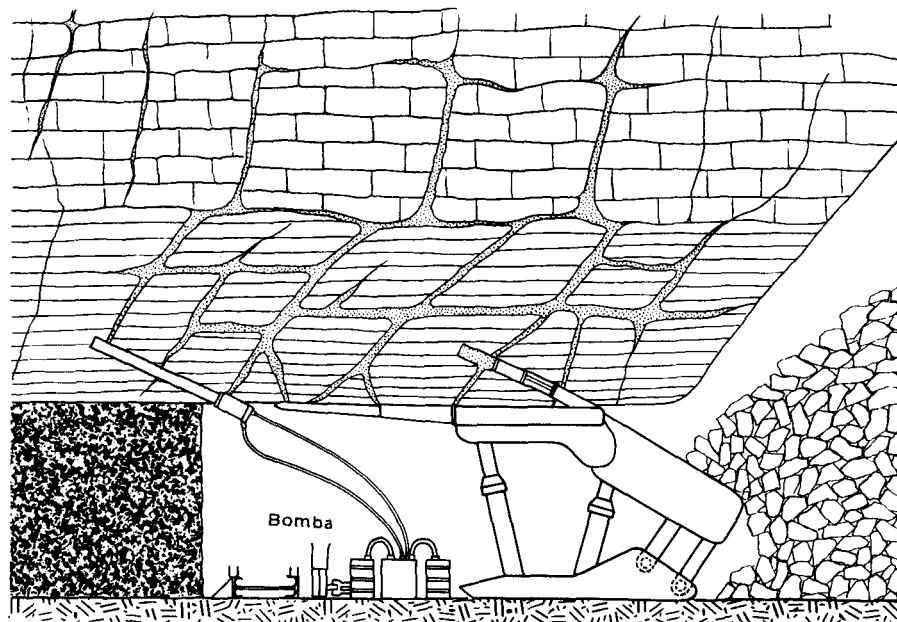


FIG. 54

8.4. Explotación de capas potentes en rebanadas (Figura 55).

En capas muy potentes en las que se arranca el carbón en rebanadas múltiples, se crea un techo artificial entre ellas.

Una vez arrancada la rebanada del techo, si éste es de pizarra arcillosa y tiende a asentarse por su propio peso y el de los estratos suprayacentes, puede constituir un buen techo para la rebanada siguiente pasados 6 - 12 meses.

Existe una relación entre la estabilidad del techo regenerado con el tiempo que dura la regeneración y con su tratamiento con inyecciones, así como con la potencia de la capa. Las condiciones de aplicación de los sostenimientos autodesplazables bajo estos techos son similares a la de los techos friables.

Hay algunos techos tan malos que es imprescindible colocar entre las rebanadas mallas de tela metálica para asegurar la estabilidad del arranque en el tramo inferior. Hay dos modos de colocar la malla: sobre el sombrero del sostenimiento o en el muro. El primer sistema es mejor, es más fácil de colocar y sirve de protección a la rebanada que se va arrancando y a la de debajo. Si sólo se arranca dos tramos basta, en general, colocar una sólo malla de tela metálica. A veces es necesario reparar la malla, colocando otra parcialmente.

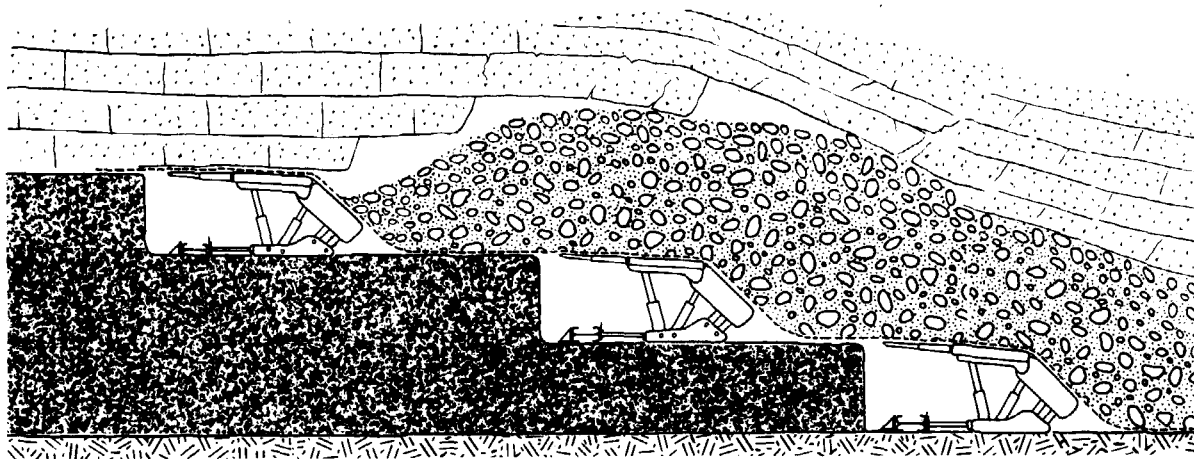


FIG. 55

Para cuidar las mallas debe tenerse en cuenta los puntos siguientes:

- a) Sustener la malla expuesta lo antes posible.
- b) Avanzar los sombreros inmediatamente y completarlos con piezas en dirección de protección de derrabes.
- c) Procurar que el sombrero y la malla estén en el mismo plano, para evitar desgarros. Mantener el espesor de cada rebanada de arranque.
- d) Para evitar que la rozadora corte la malla metálica se puede dejar un techo de carbón sin extraer provisionalmente.
- e) Deben crearse las condiciones más favorables para la rebanada siguiente, evitando daños en las mallas cuando avancen los sostenimientos rellenando los hundimientos para reforzar el techo de la siguiente explotación.

f) Si se utiliza el sistema de sostenimiento bloque, las separaciones del mismo deben uniformarse, para proteger la malla.

8.5. Avance bajo techos muy fuertes

Bajo estratos muy fuertes, el comportamiento del techo es el siguiente: por detrás del sostenimiento se prolonga aquel en voladizo sobre el hueco trasero de la explotación. Al empezar, la deformación del techo es pequeña y su presión sobre el frente de carbón baja. Cuando avanza el frente, el techo constituye una seria amenaza para la estabilidad del mismo. Cuando alcanza ciertos límites, se hunde violentamente bajo su propio peso. Esto puede producir un impacto sobre el sostenimiento y el frente de carbón en un periodo de tiempo muy corto. Por ello pueden averiarse los sostenimientos al no darles tiempo para que funcionen sus válvulas de seguridad. En los casos más violentos puede producirse el hundimiento total y perderse todo el tajo.

La experiencia ha demostrado que el único sistema de control de este tipo de techo es el hundimiento provocado del voladizo del mismo. Este hundimiento se produce por voladuras con barrenos largos.

Antes de la primera carga del techo pueden ser precisos dos o tres hundimientos inducidos. El intervalo entre dos hundimientos es generalmente de 17 - 25 m, con una superficie de voladizo expuesto de 2.500 - 4.000 m².

La longitud vertical L del barreno (Figura 56) se calcula por la formula:

$$L = \frac{H - \Delta h}{K_e - 1}$$

Donde H: es la potencia de la capa o rebanada; Δh , la altura de la cavidad entre los restos del techo y la corona del hueco; K_e , el coeficiente de expansión de las rocas, entre 1,2 y 1,3.

Los largos de barrenos más corrientes son de 4 m, 5,5 m y 7 m, y los diámetros de 40-60 mm, con una inclinación de 60° - 65° con la horizontal.

Estos barrenos se perforan separados entre sí de 6 - 10 m, paralelamente al frente, según la calidad del macizo rocoso.

Después de un par de filas de voladuras de barrenos, los estratos inferiores del techo fuerte se resquebrajan y las grietas llegan a la parte baja del techo suprayacente, lo que producirá el hundimiento cuando el momento de carga del techo llegue. Si el techo es demasiado fuerte se puede emplear una doble fila de barrenos de voladura para aumentar su efecto. Como se ve en la Figura 56, la primera fila de barrenos sirve de enlace a la segunda, la más próxima al frente. Los barrenos se colocan a tresbolillo.

Si la carga periódica del techo es regular, el hundimiento se provocará inmediatamente antes de la carga. Este momento es anunciado por diversos fenómenos como la desigual presión entre los estemples delanteros y traseros del sostenimiento. Una vez que estas alteraciones se presentan, el hundimiento debe inducirse rápidamente.

Con las cargas del techo de periodo irregular, el hundimiento debe provocarse según

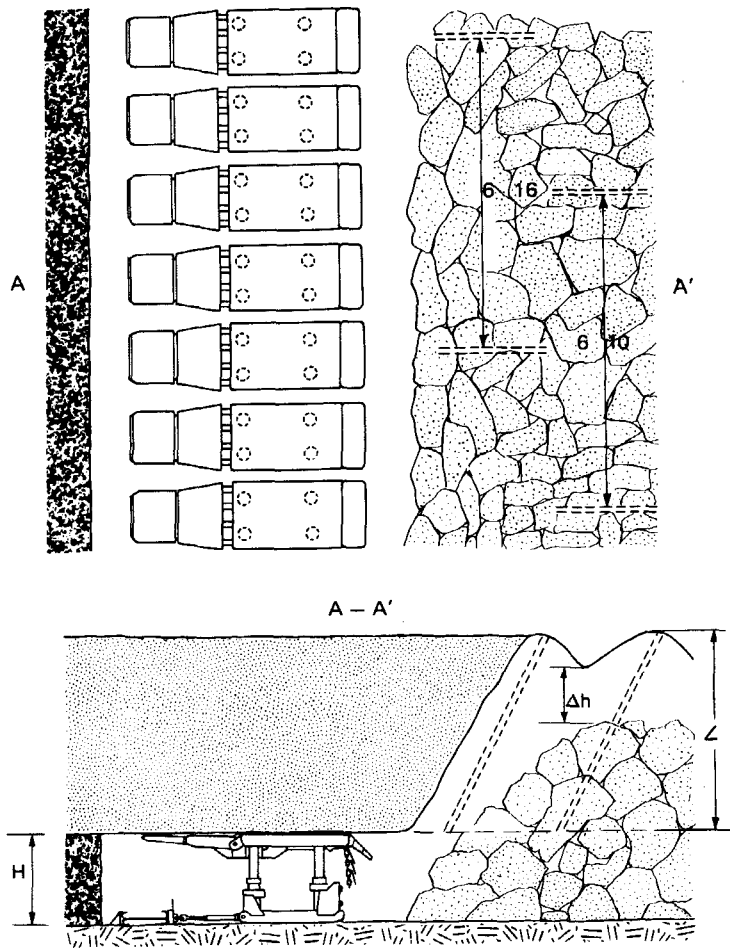


FIG. 56

las circunstancias. En techos muy fuertes, las rocas hundidas son relativamente grandes, a veces de más de 2 m según la dirección perpendicular al frente por 10 m en dirección paralela a él. En esos casos, si el hundimiento se produce muy cerca del borde posterior del sombrero, éste puede ser golpeado por las grandes rocas hundidas, de modo que su visera embista el frente y sus pies sean doblados o incluso destruidos. Para evitarlo, el hundimiento debe provocarse antes de que el voladizo del techo llegue a 2 m.

El efecto de la vibración de estas voladuras no suele tener consecuencias importantes sobre el sostenimiento.

8.6. Avance sobre muros blandos

Si el muro es blando, el sostenimiento se clava en él por la presión del techo. Para evitarlo se han ideado dispositivos hidráulicos para levantar la base, pero como la mayoría de los sostenimientos no los tienen, se puede operar de varios modos:

- a) Colocar una tabla de madera que sirva de piso, si la penetración es pequeña.
- b) Emplear una pieza de madera, como tornapunta bajo el sombrero y levantarlo, aligerando el peso de la base.
- c) Levantar la base, con el gato del sombrero o uno auxiliar, enlazando base y sombrero con un cable o cadena.
- d) Si una pila ha penetrado mucho en el muro, se puede levantar con gatos auxiliares, apoyados en las pilas adyacentes.
- e) El sostenimiento hundido puede avanzar a veces con ayuda de los gatos de avance de los adyacentes, para ello se utiliza la acción de "ripado" del transportador.
- f) Aumentar la fuerza de empuje del gato de avance, conectándolo en serie con un gato auxiliar.

De todas maneras se ve que la penetración del sostenimiento en el muro complica la marcha de la explotación. Por ello debe conocerse la presión de las bases y la capacidad de resistencia del muro antes de adoptar un sostenimiento determinado.

8.7. Prevención del resbalamiento del sostenimiento

El resbalamiento del sostenimiento y del transportador se produce incluso en capas poco pendientes. La causa se atribuye por unos al peso del sostenimiento que arrastra al transportador, mientras otros piensan que es éste el que arrastra a aquel.

Los factores más influyentes son: la pendiente, la secuencia de avance del transportador (de base a cabeza o al revés) y la reacción al empuje de arranque de la rozadora o cepillo.

Los efectos combinados del peso del transportador y su carga de carbón, la resistencia a la rozadora o cepillo y la influencia de la cadena de tracción, pueden producir un descenso del transportador muy pequeño en cada avance, pero que provoca el resbalamiento de todo el conjunto del sostenimiento. Si no se restablece periódicamente el equilibrio, hay que dismantelar todo el taller y montarlo de nuevo. Para evitar esto se toman medidas contra el resbalamiento, como anclar los extremos del transportador, colocar bloques de anclaje en los extremos del sostenimiento y utilizar sostenimientos con gatos de arrastre y de alineación.

Todos estos elementos son caros y sólo deben emplearse con pendientes superiores a $15^\circ - 20^\circ$.

8.8. Prevención contra el desplome o inclinación del sostenimiento

Las causas de esta inestabilidad son: la pendiente de la capa, su potencia, las condiciones de techo y muro, la habilidad del minero y la conservación del sostenimiento.

Hay dos clases de desplomes: paralelo al frente y perpendicular a él.

8.8.1. Desplome lateral

En este caso se ve, según la *Figura 57*, que el momento de desplome, M , será:

$$M = H \cdot W \cdot \operatorname{sen} a - \frac{B}{2} W \cos a .$$

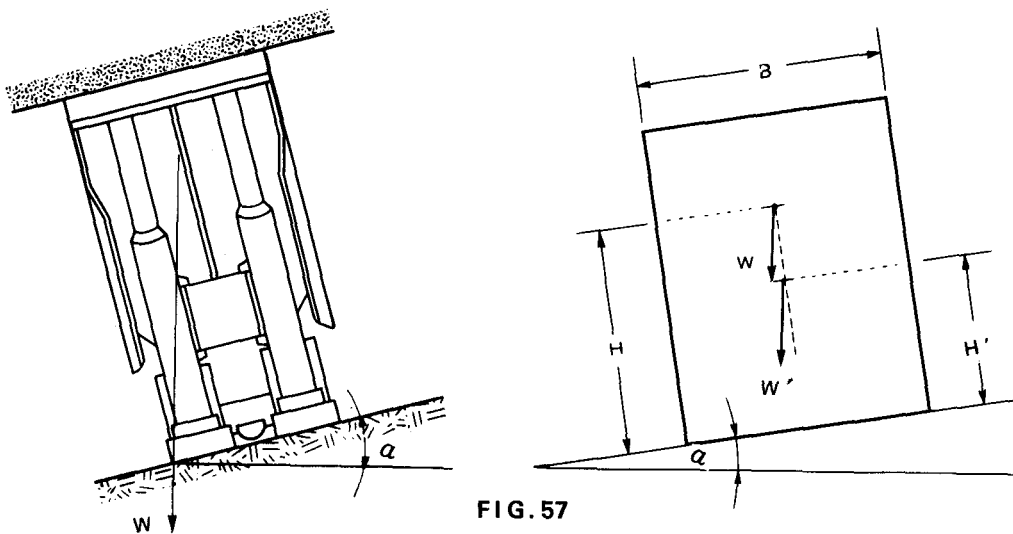


FIG. 57

Donde:

W = Es el peso del sostenimiento.

H = La altura del centro de gravedad sobre el muro.

B = El ancho de la plataforma.

α = La inclinación de la capa.

En el caso de escudos debe tenerse en cuenta el peso de los trozos de roca hundida, que reposan sobre los mismos y en este caso:

$$M' = (WH + W'H') \operatorname{sen} \alpha - \frac{B}{2} (W + W') \cos \alpha$$

Donde:

H' es la altura del centro de gravedad de la roca que descansa sobre el escudo, que sería más pequeño o mayor que H, según la altura de la capa y la de las rocas sueltas sobre el escudo.

Las ecuaciones anteriores indican que la estabilidad lateral crecerá al disminuir la inclinación y altura del hueco o potencia de la capa.

En general, y según la altura del hueco, la necesidad de medidas preventivas comienza entre 15°-25° de pendiente.

En capas inclinadas, si la dirección del arranque es paralela al rumbo, el techo se mueve en dirección inclinada en lugar de hacerlo normal al plano de estratificación porque durante el descenso del techo los estratos se moverán también según los planos de estratificación.

Estos movimientos arrastran al sombrero del techo reduciendo la estabilidad lateral. La Figura 58 muestra que cuanto menos estable es el techo mayor es la separación de la normal. Lo mejor para la estabilidad del sostenimiento es un techo limpio y llano. Si se presenta un hueco amplio se producirá el desnivelado del sostenimiento debido al momento de vuelco que se produce al pasar el sombrero del sostenimiento por el mismo. En este caso se precisará el empleo de castilletes de relleno sobre el sombrero del sostenimiento como ya se ha dicho. También puede ocurrir que la altura del hueco sobrepase las posibilidades del sostenimiento. Tales hechos se deben a irregularidades en el arranque.

Si el techo inmediato es inclinado u ondulado hay desequilibrios, ya que el sombrero del sostenimiento hace contacto desigual con él y la presión se reparte de forma desigual.

También el muro defectuoso influye en la estabilidad lateral, si el sostenimiento se clava en él por ser demasiado blando, y lo mismo si es ondulado o desigual.

8.8.2. *Desplome longitudinal*

Debido al movimiento de los estratos del techo y a la resistencia por rozamiento del sombrero con el techo durante el avance del sostenimiento, éste sufre una fuerza longitudinal de roce que puede desequilibrarlo. En general, los sostenimientos autodesplazables de cuadros o de bloques tienen dispositivos para controlar la correcta posición de sus estemples. Los escudos y escudos-bloque pueden sostener esta carga de roca por su articulación de lemniscata y por el escudo de hundimiento.

Si la fuerza de empuje en el sombrero sobrepasa el borde de la base, el sostenimiento se torcerá y puede perder su estabilidad longitudinal. Debido a su mayor peso y al de las rocas del hundimiento que recubren el escudo, la estabilidad longitudinal del sostenimiento de escudo es mayor que la de los de cuadro o bloque. El sostenimiento de escudo permanece estable con pendiente longitudinal de hasta 13° , aunque la visera del sombrero rebase la base.

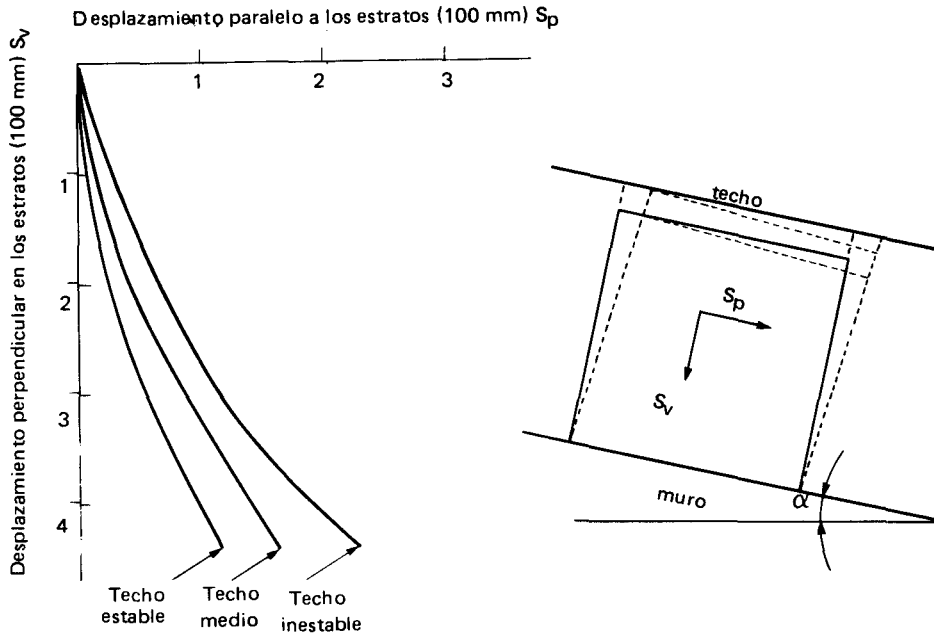


FIG. 58

Cuando el piso está ondulado en la dirección del avance, el sostenimiento puede perder su estabilidad longitudinal al bajar las pendientes. Para evitarlo se apuntala el voladizo del sombrero con un estempe de madera; apoyándose en él, se sube el sostenimiento se avanza todo él, recuperando el equilibrio (Figura 59).

8.8.3. Corrección de los desplomes

Los métodos para enderezar los sostenimiento tumbados son:

- Emplear una tornapunta de madera.- Se coloca ésta entre el muro y la parte baja del sombrero del sostenimiento, con una inclinación tal que al accionar el gato de avance la fuerza resultante coloque al sostenimiento en su sitio.
- Emplear gatos hidráulicos auxiliares. Si el vuelco es más serio, se pueden utilizar dos o más gatos para enderezar el sostenimiento, apoyándolos en los sostenimientos proximos.
- Emplear un cabrestante. En lugar del gato se puede emplear un cabrestante, que con ayuda de cable y polea puede enderezar el sostenimiento desplomado.

8.9. Avance del sostenimiento en condiciones complicadas

El avance de un frente largo puede encontrar en su camino, numerosos obstáculos: Huecos,

pilares abandonados o fallas.

8.9.1. Avance bajo o sobre huecos.

Cuando el hueco está dentro de la capa hay que empezar por sanearlo y postearlo con cuadros de madera. Los cuadros deben situarse separados 0,5 - 1 m, según las condiciones del techo, y las monteras se colocan perpendiculares al frente largo. A medida que el frente entra en el hueco se van desmontando los estemples y apoyando las monteras en los sombreros del sostenimiento. Si el techo es poco seguro, se pueden colocar entre las monteras y los sombreros unas longarinas de refuerzo paralelas al frente. De esta manera el frente largo pasa sin peligro el hueco (Figura 60). También puede rellenarse con material cementado para pasar sin inconvenientes.

Si el hueco es de un transversal en roca, se consideran tres partes: la del techo, la de la capa y la del muro (Figura 61).

Tanto la parte del techo como la del muro se sostienen con castilletes y se rellenan. La parte del techo puede así transferir la presión de los estratos superiores al sostenimiento suavemente, y la del muro transferirla de los soportes al muro del transversal. Los tramos de transversal relleno a cada lado son de 5 - 10 m.

En la zona de intersección se emplean las medidas del párrafo anterior.

8.9.2. Avance bajo macizos abandonados.

Es el caso de la explotación bajo una capa superior en la que se han abandonado macizos

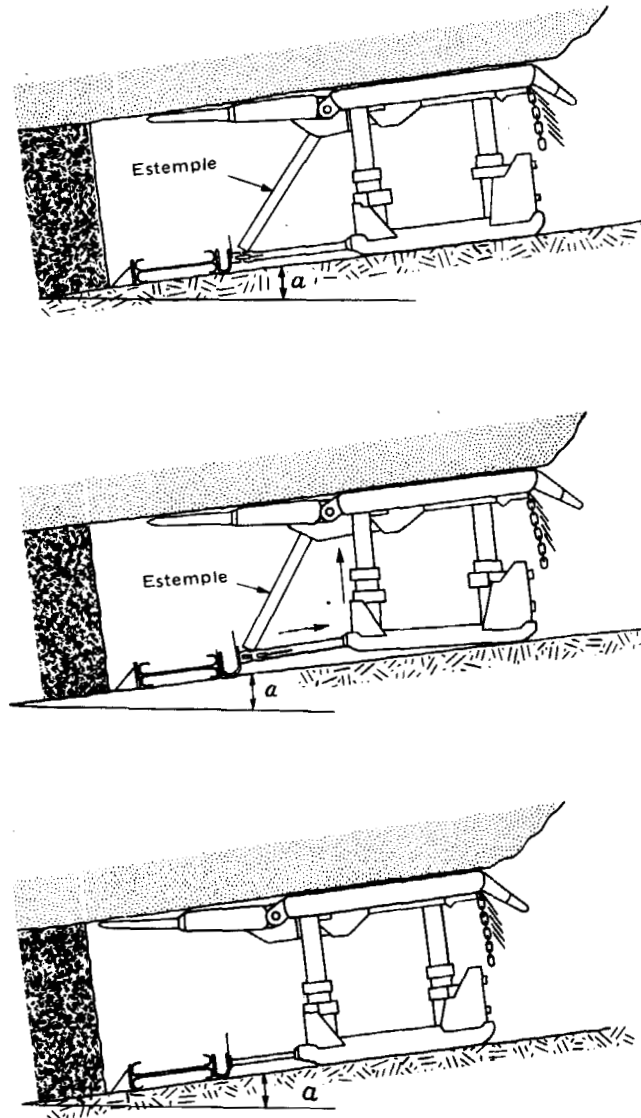


FIG. 59

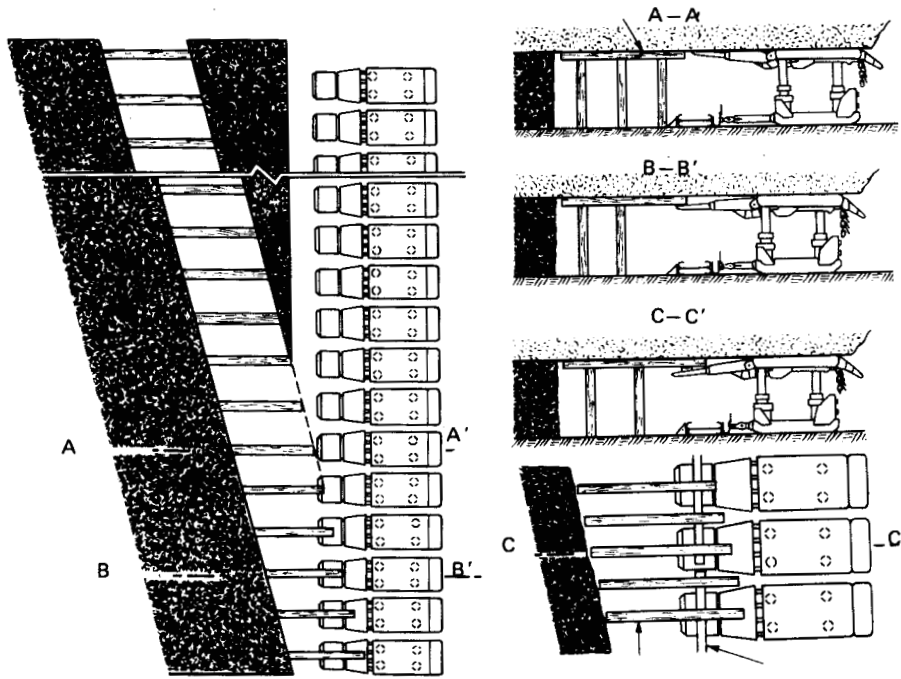


FIG. 60

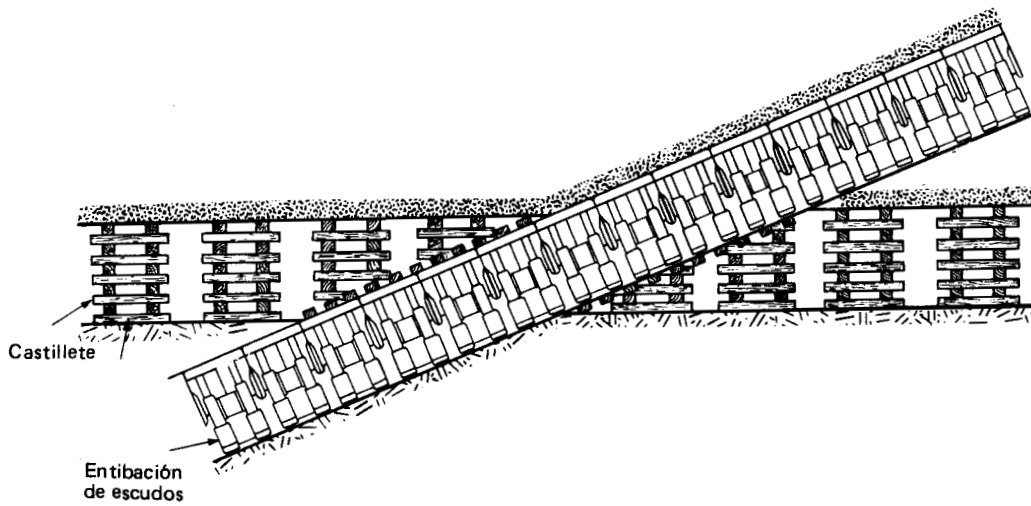


FIG. 61

de carbón.

Esto produce un aumento de presión sobre la capa inferior con rotura del techo, escalones en el mismo y desprendimientos. La primera medida es evitar el paso del frente inferior bajo los macizos.

Si ello no es posible, se procurará pasar lo más rápidamente, incrementando la velocidad de avance. Si se avanza bajo macizos abandonados deben tomarse todas las medidas para luchar con techos falsos o friables y frentes derrabados, de que ya se ha hablado.

Es importante afrontar el problema de los macizos abandonados con mucha atención para evitar problemas mineros muy graves.

8.9.3. Paso de fallas.

La falla es el problema geológico principal en las minas de carbón subterráneas. Tiene tres problemas importantes que resolver: la pendiente del muro al avanzar, las roturas del techo y las rocas duras tanto del techo como del muro.

Si el salto de falla es menor que la diferencia entre las alturas máxima y mínima del sostenimiento, no habrá que excavar a techo o muro. Si el salto es mayor habrá que realzar el techo o rebajar el muro, para que todo el equipo pueda pasar la falla.

Si tanto el techo como el muro son de rocas blandas, la rozadora podrá abrirse camino, pero si hay rocas duras habrá que emplear voladuras.

En la falla los estratos suelen estar rotos y alterados por lo que habrá que tomar las medidas de que se habló para el paso de techos falsos y friables. Para disminuir los problemas es conveniente que no coincidan las direcciones del frente y de la falla, sino que deben formar un ángulo de unos 25° - 35° .

Si el salto es demasiado grande, es aconsejable "ahorcar" la falla y trasladar la explotación a un nuevo tramo.

9. Resumen

El conocimiento de la entibación, en sus diferentes tipos, y su correcta colocación y funcionamiento es fundamental para el mejor control del techo y la disminución del número de accidentes producidos por los desprendimientos de carbón o rocas de los hastiales.

Si bien es cierto que el trabajo con la madera es bastante subjetivo por constituir un verdadero arte minero, siempre es conveniente señalar sus características teóricas de colocación.

En cambio en la entibación metálica e hidráulica tienen más interés los datos técnicos para su mejor aplicación.

Particular atención se ha dedicado a la entibación autodesplazable que constituye el máximo avance en seguridad y productividad pero cuya aplicación requiere en el yacimiento las condiciones de continuidad, regularidad y pendiente necesarias para no ocasionar en su aplicación un fracaso económico.

Son de señalar los párrafos dedicados al refuerzo y control de huecos del techo que describen medidas para mejorar la seguridad del minero en estas labores de recuperación.

BIBLIOGRAFIA

- FUENTE MARTIN, (1980) *Sostenimiento con madera sobre capas inclinadas*. Fundación Gómez-Pardo. Madrid.
- LEWIS Y STACE, (1982) *Techniques d'adaptation et de reforcentage du toit an Royaume-Uni* (C.I. du Pressions des terrains-Lieja).
- PENG Y CHIANG, (1984) (1984) *Longwall Mining* (Wiley).
- RAMIREZ OYANGUREN P. (1980). *Control de Estratos en las explotaciones por frente largo*. Fundación Gómez-Pardo, Madrid.
- VENET, (1960) *Etude morphologique, physique et mecanique des bois de mine*. Doc SIM-B.1.
- V. LUQUE, (1980) *Documentos Tecnicos Mineros*. T. IV-Hunosa.

*

5.- fenómenos gasodinámicos

INDICE DEL CAPITULO V

	<u>Pág.</u>
1. Introducción	209
2. El fenómeno de los desprendimientos instantáneos	210
2.1. Descripción del fenómeno	210
2.2. Incidencia global de los desprendimientos	212
3. Evacuación del riesgo de desprendimientos	215
3.1. La función del gas	215
3.2. Factores geológicos	222
3.3. Tensiones inducidas por la explotación	226
4. Predicción de los desprendimientos	229
4.1. Sondeos y exploración	229
4.2. Emisión de gas	231
4.3. Detección microsísmica	234
4.4. Cambios de temperatura	239
4.5. Cambios de gravedad	239
4.6. Caracterización según la fisuración del carbón	240
4.7. Convergencia de los hastiales	240
5. Métodos de control y prevención de desprendimientos	240
5.1. Métodos de seguridad minera	241
5.2. Profundidades críticas	242
5.3. Explotación previa de capas protectoras	242
5.4. Método de determinación de las zonas de sobrepresión	248
5.5. Sondeos liberadores de presión	249
5.6. Tiros de sacudida	249
5.7. Inyección de agua	250
5.8. Drenaje de gas con barrenos largos	251
5.9. Detección del ruido de la roca	251
6. Resumen y conclusiones	254
BIBLIOGRAFIA	255

★

CAPITULO V

FENOMENOS GASODINAMICOS

I. Introducción

Los desprendimientos instantáneos de carbón y gas constituyen un riesgo importante en la minería subterránea de carbón de muchas cuencas del mundo. En un desprendimiento típico se lanzan varios cientos de toneladas de carbón en polvo y miles de metros cúbicos de metano, dióxido de carbono, o mezcla de ambos; el fenómeno dura varios segundos y se produce en el avance de una galería o en el frente de una explotación. El personal próximo al desprendimiento puede asfixiarse por el polvo y los gases, puede ser enterrado por los materiales desprendidos o aplastado por la maquinaria. Después del desprendimiento pueden producirse explosiones de gas, cebadas por chispas de las máquinas dañadas.

Normalmente, el gas presente en el carbón y en las rocas es el metano, aunque en algunas partes del mundo, especialmente en Australia, Checoslovaquia, Polonia y la región de Cevennes en Francia, el dióxido de carbono de origen neumatolítico (relacionado con una actividad ígnea) es el más común.

Los desprendimientos han sido un problema para la minería del carbón desde hace más de cien años, pero se han hecho mucho más frecuentes en los últimos 10 ó 15 años. Esto es debido al incremento de la profundidad de explotación, así como al aumento de la velocidad de avance de los frentes.

En síntesis, se trata de un fenómeno de tensión en el carbón incrementado por la presencia de gas en grandes cantidades. En algunas zonas, la presión de los gases confinados y la de desorción del carbón, parecen ser los factores más importantes que originan la rotura.

Las causas de los excesos de tensiones y deformaciones en el carbón y las rocas son de dos tipos: tectónicas y producidas por el hombre. Los trastornos tectónicos pueden ser a gran escala, como fallas y pliegues, o a pequeña escala, como las irregularidades en la estructura del carbón. Las tensiones producidas por el hombre son principalmente debidas a las excavaciones mineras. En general, los métodos de frente largo son menos propensos a los desprendimientos que las explotaciones de cámaras y pilares, donde las tensiones están más concentradas. En los trabajos de avance de galerías y especialmente en el corte de capas con transversales sigue habiendo dificultades.

Muchos de los desprendimientos ocurridos en el pasado pueden atribuirse a una minería inadecuada, con sistemas de transporte impropios, extracción incompleta y ventilación insuficiente. Hoy en día también se da esto ocasionalmente.

Este capítulo tratará principalmente de los desprendimientos instantáneos, aunque también cubrirá otros tipos de desprendimientos que tienen lugar en las minas de carbón. En algunas minas, por ejemplo, el desprendimiento tiene lugar en los estratos sub o suprayacentes más que en la capa de carbón. Esto ocurre con frecuencia en areniscas.

La investigación sobre el problema de los desprendimientos se puede dividir en dos aspectos: una investigación dirigida a la comprensión del fenómeno, para unificar los métodos de predicción, prevención y control y otra investigación de naturaleza más empírica basada en pruebas intuitivas, HARGRAVES (1983a). Son varios los países que ya tienen una investigación coordinada.

2. El fenómeno de los desprendimientos instantáneos. Casos

2.1. Descripción del fenómeno

Un desprendimiento instantáneo se puede definir (SHEPHERD y otros, 1981) como una proyección espontánea de carbón y gas, en la que el carbón está invariablemente triturado y el gas es una mezcla de metano y dióxido de carbono. Se produce una cavidad delante o a un lado del frente, generalmente en su parte superior. Se emiten grandes cantidades de gas y normalmente hay una rápida reducción de la velocidad de emisión con el tiempo.

Los desprendimientos instantáneos ocurren sobre todo en carbón de alta calidad con gas, que ha sido recientemente puesto al descubierto por la explotación, en el avance de galerías, a veces en la proximidad de trastornos geológicos, fallas, pliegues, etc.

Por debajo de unos 180 m, la profundidad no parece afectar a la cantidad de carbón desprendido, aunque frecuentemente a grandes profundidades los desprendimientos son menores.

Cuando el gas juega un papel dominante en los desprendimientos, los grandes volúmenes de carbón pulverizado producidos pueden inundar casi hasta el techo las zonas de trabajo y galerías circundantes durante muchos metros, dejando únicamente un pequeño resquicio, el canal de escape del gas, bajo el techo. En la superficie del material desprendido se pueden observar pequeños cráteres formados por el escape de gases.

Cuando las tensiones son la causa predominante del desprendimiento, el material proyectado está constituido por bloques más grandes y frecuentemente al ser expulsados se forma una cavidad cónica.

El carbón que rodea la cavidad suele estar intensamente fracturado. En ambos tipos de desprendimientos, normalmente no se puede relacionar el volumen de la cavidad resultante con los volúmenes de carbón y gas producidos (DAVIES, 1980).

La cantidad de gas liberada puede ser más de 200 veces el volumen del carbón proyectado (HARGRAVES, 1973), llegando a 110000 m^3 (DAVIES, 1980). El metano es fisiológicamente inerte, pero para concentraciones volumétricas en el aire entre el 5 y el 15 por ciento, puede ser explotado por una chispa. Un desprendimiento de dióxido de carbono normalmente implica un volumen de gas

2,5 veces más grande que uno de metano.

Al ser más pesado que el aire, el dióxido de carbono va hacia el piso de la galería o del frente, con el consiguiente peligro de asfixia de los mineros (HARGRAVES, 1983a).

Los desprendimientos pueden durar varios segundos y suelen estar precedidos por signos característicos de alarma como: golpeteos o crujidos que provienen del carbón y el estrato del techo, y desconchado del frente, algunas veces acompañado por súbitas emisiones de gas (soplos). Los ruidos normalmente van aumentando en intensidad y en frecuencia hasta el momento de la liberación (BARKER—READ, 1982).

HANES y otros (1983) definen cuatro etapas en un desprendimiento:

Etapa 1: es la etapa de iniciación. El frente de carbón se comporta como un sólido bajo tensión triaxial hasta el momento de su exposición (por el arranque), con lo que su resistencia a compresión se reduce repentinamente, produciéndose al mismo tiempo una fracturación que se extiende dentro del carbón.

Etapa 2: debido a la fracturación, se libera el gas adsorbido y tiene lugar una caída de la presión del gas, con continua desorción y paso del gas a través del carbón fracturado. Cuando la velocidad de desorción del gas excede la de difusión a través del carbón se alcanza un punto crítico, que da lugar a la etapa 3.

Etapa 3: en ella se produce el movimiento de la masa.

Etapa 4: es el final del proceso, cuando todo el material fracturado ha sido proyectado.

Otros autores distinguen una etapa de gas libre anterior a la liberación del gas adsorbido. En ella, el proceso de desplazamiento del carbón iniciado por la presión de la roca se transforma por la acción del gas en un proceso de transporte. El principal agente que provoca el movimiento en esta etapa es el gas que no se encuentra adsorbido. La capacidad explosiva crece con la fisuración.

Algunas veces el muro de la zona explotada experimenta levantamientos con grandes emisiones de gas.

Un efecto raro de los desprendimientos es el efecto “sur-tir” que ocurre en la mina de Merlebach en Francia (JOSIEN y otros, 1983). Se trata de una rotura muy importante de los estratos alrededor y en el frente de la galería, en una extensión más grande de la que normalmente debería haber ocasionado la voladura.

Se han registrado también desprendimientos durante la perforación de sondeos de exploración, ya sea en capa o desde la superficie, habiéndose producido expulsiones súbitas de lodo, gas y carbón cuando el sondeo ha intersectado capas propensas a los desprendimientos (HARGRAVES, 1983 a). KURANO y otros (1983) sugieren que el volumen de lodo, expulsado durante la perforación, puede servir como indicador del grado de riesgo de desprendimientos.

Varios autores, incluyendo a ORLOWSKI (1983), ROBERTS (1983) y DAVIES (1980), han resumido los peligros a que dan lugar los desprendimientos de la forma siguiente:

1.— Desplazamiento dentro de la mina de una gran masa de carbón pulverizado, enterrando personal y posiblemente interrumpiendo el sistema de ventilación. Algunas veces el gas puede recorrer cientos de metros en contra del aire de entrada.

2.— Posibilidad de asfixia por el polvo o como consecuencia de la atmósfera deficiente en oxí-

geno debido a la emisión de una gran cantidad de gas. El hecho de que el metano y el dióxido de carbono tomen diferentes caminos crea diferentes riesgos. Hay también posibilidad de envenenamiento por gases tóxicos como el SH_2 .

3.— Las explosiones de gases inflamables, principalmente metano, causadas por el equipo eléctrico o chispas de naturaleza mecánica.

4.— Caída secundaria de rocas durante los trabajos de desescombro del desprendimiento.

5.— Desplazamiento de maquinaria empujada por la proyección de gas y polvo. El personal puede ser aplastado por esta causa.

6.— Asfixia de personas y animales en el exterior por las grandes cantidades de gases que salen por los pozos de ventilación. (Esto ha ocurrido en la región de Cevennes en Francia).

Aparte de estos riesgos para el personal, la mina sufrirá pérdidas económicas; la producción se verá invariablemente interrumpida durante días e incluso semanas. En algunos casos, la mina tendrá que ser cerrada.

2.1.1. *Definición de otros términos relativos a fenómenos gasodinámicos.*

— Derrabe gaseado es aquel en el cual el macizo de carbón se rompe debido a esfuerzos mecánicos que produce la explotación o a la acción de la gravedad. El macizo roto se ha triturado, con lo cual se desprende mayor cantidad de gas. Es muy importante distinguir que el desprendimiento de gas se debe a la rotura del macizo y no al revés. Se suelen producir estos fenómenos en carbones poco resistentes y en capas inclinadas, en las cuales la gravedad es un factor a tener muy en cuenta.

— Cuando un desprendimiento instantáneo es producido por un tiro de conmoción se puede distinguir:

D.I. “durante el tiro”, cuando entre el tiro y el D.I. transcurre un tiempo inferior a 30 s.

D.I. “retardado”, cuando este tiempo es superior a 30 s pero inferior a una hora.

D.I. “intempestivo”, cuando transcurre más de una hora entre el instante del tiro y el del D.I. Este límite de una hora se fijó porque normalmente los reglamentos prohíben la entrada de personal en la mina antes de que transcurra ese lapso de tiempo desde el instante del tiro.

D.I. “durante el relevo”, cuando existe personal en el lugar en que se produce el D.I.

— Se llama “tiro fuerte” cuando produce un arranque de carbón superior a la cantidad normal que debería arrancar la voladura, pero esta cantidad no sobrepasa el doble de lo normal.

2.2. *Incidencia global de los desprendimientos.*

El problema de los desprendimientos instantáneos varía de un lugar a otro, aunque todos los países con minería de carbón sufren el fenómeno. El cuadro 1 recoge las zonas del mundo propensas a desprendimientos y el cuadro 2 presenta datos de algunos de los peores desprendimientos ocurridos.

En algunos países, los desprendimientos han llegado a constituir tal problema que las minas afectadas han tenido que ser cerradas. Aunque estos cierres eran sin duda necesarios, han reducido las posibilidades de investigar los desprendimientos de gas y carbón.

CUADRO 1

CUENCAS MUNDIALES PROPENSAS A LOS DESPRENDIMIENTOS

País	Zona	Minas gravemente afectadas	Número de desprendimientos	Gas desprendido
Australia	Sidney y Bowen	Leichhardt (>250) West Cliff (126) Tahmoor (49) Metropolitan (>18) Collinsville (>18) Appin (2) Corrimal	Más de 500 1983	CO ₂ /CH ₄
Bélgica	Charleroi-Mons (cerradas)		1190 entre 1956 y 1963	CH ₄
Bulgaria	Balkans		105 hasta 1974	CH ₄
Canadá	Alberta/British (cerradas) Nova Scotia		360 hasta 1932 36 desde 1977	CH ₄ CH ₄
China	(diversas)			CH ₄
Checoslovaquia	Ostrava-Karvina (cerradas)		279 hasta 1974	CO ₂ /CH ₄
Francia	Cuenca de Cevennes (cerradas)		6245 entre 1899 y 1964	CO ₂ /CH ₄
República Federal Alemana	Ibbenbueren Ruhr (7 minas)	Ibbenbueren (189) Hugo Haard	213 entre 1903 y 1982	CH ₄
Hungría	Cuenca de Pecs	Mecsek	565 hasta 1982	CH ₄
Japón	(diversas)		1000 de 1925 a 1964; 21 de 1970 a 1980	
Polonia	Lower Silesia (477 accidentes)	Nowa Ruda (1925 entre 1900 y 1980)	Unos 2000 (más de 500 entre 1900 y 1980)	CO ₂ /CH ₄
R.U.	West Wales (28 accidentes)	Cynheidre	250 entre (1907 1981)	CH ₄
USA	Colorado	Dutch Creek	algunos desde 1970	CH ₄
URSS	Cuenca del Donetz (80 por ciento de capas)		3463 entre 1960 y 1983	CH ₄

CUADRO II

DATOS DE LOS PEORES DESPRENDIMIENTOS

País	Fecha	Zona	Mina	Carbón desprendido (t)	Metano desprendido (m ³)	Muer-tes	Referencia
Australia	13-10-54	Bowen	Collinsville State Mine	1000	14.000 (CO ₂)	7	Lama (1983) Roberts (1982) Hanes y otros (1983)
Australia	1-12-78	Bowen	Leichhardt	500	12.000	2	Lama (1983) Roberts (1982)
Canadá	1904	British Columbia	Nº1 Morrissey	140.000	3.500	14	Hargraves (1983)
R.F.A.	26-8-81	Ibbenbueren	Ibbenbueren	750	21.240	8	Noack y otros (1983)
Francia	1958		Pontil	210	(mezclado)	7	Hargraves (1983)
Hungría	1969		Zobak	1.500	135.000		Hargraves (1983)
Japón	16-10-81	Hokkaido	Yubary Shin	4.000 (m ³)	600000	93	Hirota y otros (1983)
Polonia		Silesia	Nowa Ruda	5.000	800.000 (CO ₂)		Kidybinski(1980)
R. U.	11-71	West Wales	Cynheidre/ Pentremawr	400	60.000	6	Davies (1983) Jones (1980)
U.R.S.S.	1969	Donbass	Yu. A. Gagarin	14.000	250.000		Kozłowski (1983)

3. Evaluación del riesgo de desprendimientos

Los factores que influyen en los desprendimientos instantáneos son: la presión de los gases presentes en el carbón, las tensiones geológicas debidas a alteraciones tectónicas tanto a gran escala como a pequeña escala y las tensiones inducidas por las excavaciones mineras. Los tres se suman al campo de tensiones naturales.

HARGRAVES (1958, 1983 a) hace una relación de las circunstancias que parecen contribuir al desarrollo de los desprendimientos.

- 1.– Presencia de gas en la capa en las cantidades adecuadas.
- 2.– Apreciable espesor de recubrimiento.
- 3.– Fracturación local y rotura parcial del carbón por fallas.
- 4.– Fuerzas tectónicas residuales o actuales.
- 5.– Variaciones del rumbo y potencia de la capa.
- 6.– Pendiente fuerte de la capa.
- 7.– Intrusión de diques en la capa.
- 8.– Bajo contenido de humedad del carbón.
- 9.– Baja permeabilidad del carbón al paso del gas.
- 10.– Labores en capa de forma que no se permita el paso del gas.

3.1. *La función del gas*

3.1.1. *Gases presentes. Origen.*

Durante la formación del carbón a partir de la materia vegetal se produce agua, dióxido de carbono y metano en diferentes proporciones.

El primero en producirse es el dióxido de carbono, por descarboxilación, pero escapa casi en su totalidad al no estar atrapado en profundidad por otro material. Durante las etapas posteriores de formación del carbón, se produce metano en grandes cantidades, quedando atrapado en el interior del carbón. Por consiguiente, el gas presente en las capas de carbón es principalmente metano. En teoría, se pueden formar más de 200 m³ de metano por tonelada de carbón, dependiendo del tipo (ROBERTS, 1983).

En algunas partes del mundo, los yacimientos de carbón están afectados por intrusiones ígneas que traen consigo dióxido de carbono neumatolítico. Este dióxido de carbono desplaza el metano. El origen del dióxido de carbono en las capas de carbón australianas se basa en la proximidad geográfica de intrusiones de rocas ígneas (HARGRAVES, 1963) y se ha confirmado por el trabajo de SMITH y GOULD (1980), que mostraron que el carbono del dióxido de carbono es isotópicamente diferente del carbono del carbón y del gas metano de capa. Otros países en los que se encuentra dióxido de carbono en el gas de la capa son: Francia, Polonia y Checoslovaquia. Los desprendimientos de dióxido de carbono suelen ser más violentos que los de metano (ROBERTS, 1982 b).

Algunas veces se ha encontrado nitrógeno en las capas de carbón, posiblemente relacionado

con actividad ígnea y SH_2 , que se cree está asociado con el azufre de la capa.

3.1.2. Unión gas-carbono.

Se sabe poco acerca del comportamiento adsorción-desorción de los carbones.

El modelo de adsorción que mejor se adapta a las condiciones de las minas de carbón es el de Langmuir. Considera una adsorción monocapa molecular y admite el establecimiento de un equilibrio dinámico entre las velocidades de adsorción y de desorción del gas en la superficie sólida. Este equilibrio permite establecer la igualdad:

velocidad de desorción = velocidad de adsorción

$$K_1 S = K_2 P (1 - S)$$

$$S = \frac{K_2 P}{K_1 + K_2 P}$$

$$\frac{K_1}{K_2} = a$$

$$S = \frac{P}{a + P} \quad (\text{isoterma de adsorción}) \quad (\text{Ver Figura 1})$$

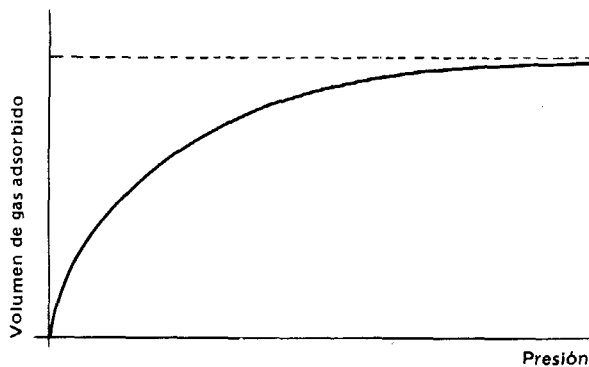


FIG. 1

donde :

K_1 y K_2 son constantes.

P : presión parcial del gas.

S : Superficie.

La capacidad de adsorción depende de la superficie interna, que a su vez está relacionada con la edad del carbón, con la naturaleza del gas y con la presión de éste.

El volumen de gas por tonelada de carbón se puede estimar basándose

en la profundidad, la edad del carbón y las isotermas de adsorción para la composición de gas adecuada. Es significativo resaltar que aunque el carbón propenso a los desprendimientos tiene una porosidad bastante baja, contiene mucho más gas que las rocas más porosas que le rodean.

Hay varias teorías acerca del estado físico-químico en que se encuentra el metano en el carbón. Una de ellas, que merece una mayor investigación, es la de AIRUNI y otros (1983), quienes creen que el metano se mantiene como una solución sólida intersticial de dos componentes, con el 15 % - 20 % (en volumen) de metano como gas libre en los mesoporos, las separaciones entre bloques y los macroporos del carbón, y el restante ocupando los espacios libres en la estructura molecular y los espacios intermoleculares de la sustancia carbonosa. Se cree que bajo la influencia del exceso de tensiones, el sistema metano/carbón se encuentra en un estado metaesta-

ble, las operaciones mineras aceleran el paso del metano a la fase gaseosa y el aumento resultante de las presiones del gas dispara el desprendimiento.

Las opiniones están divididas en cuanto a si es el gas libre o el adsorbido el responsable del desprendimiento. Por ejemplo, KHRISTIANOVICH y SALGANIK (1983) sostienen que la gran mayoría de los desprendimientos no podrían haberse originado sin gas libre, mientras que los investigadores del University College, Cardiff, creen que el metano de los poros no juega un papel importante en el desprendimiento, pero sí el metano adsorbido sobre la superficie.

3.1.3. Factores que influyen en la unión gas-carbón.

Naturaleza del carbón

Las fuerzas de unión del gas son del mismo orden de magnitud para todas las hullas. Las antracitas tienen mayores fuerzas de fijación, sobre todo a baja presión.

Mediante estudios de laboratorio realizados por el Centre d'Etudes et Recherches de Charbonnages de France (CERCHAR) se ha obtenido la cantidad de gas adsorbido según el contenido en materias volátiles del carbón. Estos resultados se resumen en la *Figura n° 2*.

Naturaleza del gas

La capacidad de adsorción del carbón para el dióxido de carbono es dos o tres veces mayor que para el metano, y para éste a su vez es mayor que para el nitrógeno. Esto está en contraposición con el hecho de que la molécula de dióxido de carbono es mayor que la de metano, lo que llevaría a esperar mayor adsorción de este último. Además la desorción de dióxido de carbono es mucho más rápida que la de metano. Esto implica que los gradientes de presión son mayores cuando está presente el dióxido de carbono, lo que explicaría la mayor violencia de los desprendimientos de CO_2 .

En la Figura 3 se muestran las isothermas de adsorción obtenidas para diversos gases en un carbón seco y puro (sin humedad y sin cenizas).

Temperatura

En la misma Figura 3 se observa que las isothermas de adsorción son distintas para cada temperatura, y de ahí su nombre. Se sabe que a partir de 26°C la cantidad de metano adsorbido decrece un 0,8 por ciento por $^\circ\text{C}$ para el carbón graso y un 0,6 por ciento por $^\circ\text{C}$ para los carbones antracitosos.

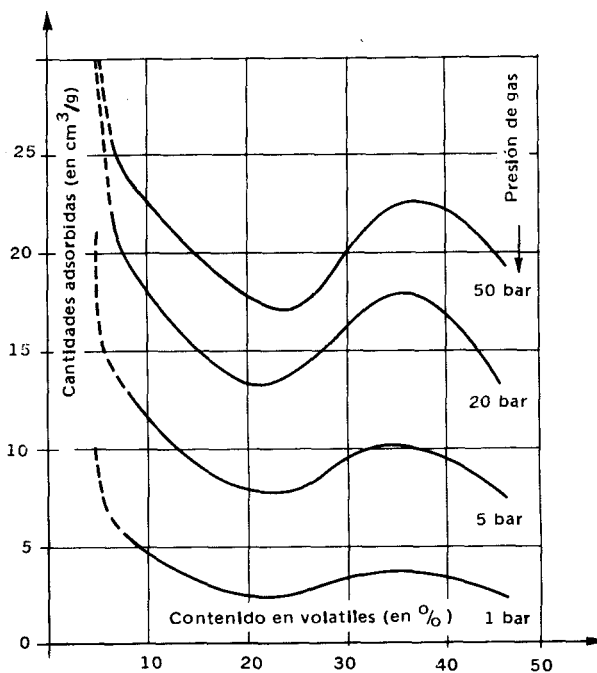


FIG. 2

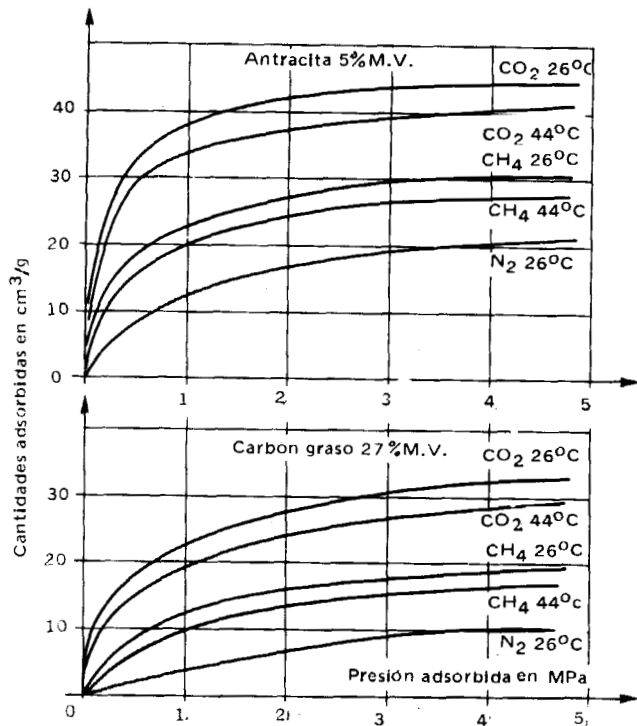


FIG. 3

5) Presión de gas

El estudio in situ del comportamiento del gas se ve dificultado por los problemas que presenta la medida de la presión del gas en capa, fundamentalmente por la dificultad de conseguir un adecuado cierre estanco en el sondeo.

Las medidas de presión de gas en capa se usaron en los años 50 y 60 en Europa y Australia y todavía se emplean mucho en Polonia y en la URSS (AIRUNI, 1979 b).

El contenido de gas desorbible se puede medir más fácilmente. Se define como la cantidad de gas que va a desorber un carbón de un macizo cuyo gas se encuentra a una presión P y que va a estar sometido a la presión ambiental (0,1 MPa) debido al arranque del carbón del macizo. Figura 4.

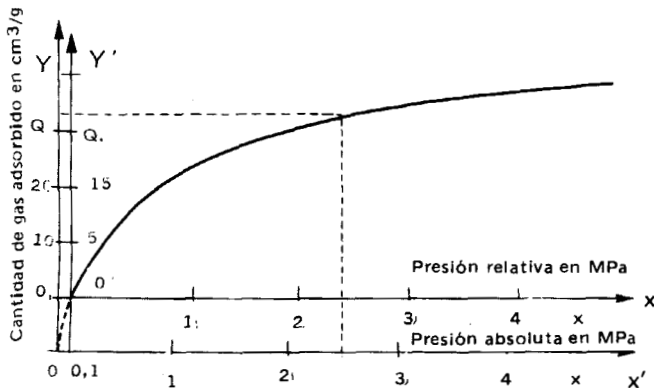


FIG. 4

Humedad natural

La unión gas-carbón se debilita a medida que aumenta la humedad natural de éste. Si bien no se conoce perfectamente la razón de ello, al menos existen teorías sobre los valores cuantitativos. La teoría más difundida es la de Ettinger:

$$\frac{Q_h}{Q_s} = \frac{P}{1 + 0,31 H}$$

donde:

Q_h = cantidad de gas adsorbida por un carbón con una humedad H.

Q_s = cantidad de gas adsorbida por un carbón seco.

H = humedad natural expresada en tanto por ciento en peso.

Como se conoce la relación entre la presión de gas y el contenido de éste, se puede determinar la presión del gas de una manera indirecta, a partir del contenido de gas desorbido.

Las isothermas de adsorción del metano obtenidas a partir de cientos de medidas tomadas por el Bergbau-Forschung en Essen a lo largo de un periodo de 15 años demuestran la relación entre el contenido de gas y la presión de gas. La Figura 5 muestra el contenido medio de gas desorbible del carbón a 30° C en función de la presión de gas para carbones con contenidos de materias volátiles desde el 5 por ciento al 40 por ciento.

En la República Federal Alemana, el contenido de metano desorbible se conoce como qd . Si el qd es inferior a $9 \text{ m}^3/\text{t}$ el carbón no se considera propenso a los desprendimientos (NOACK y otros, 1983; PAUL, 1980, 1981). A partir de las isothermas de desorción de la Figura 5 puede verse que para un contenido de gas de $9 \text{ m}^3/\text{t}$ los valores de presión de gas estarán entre 0,5 y 1.5 MPa.

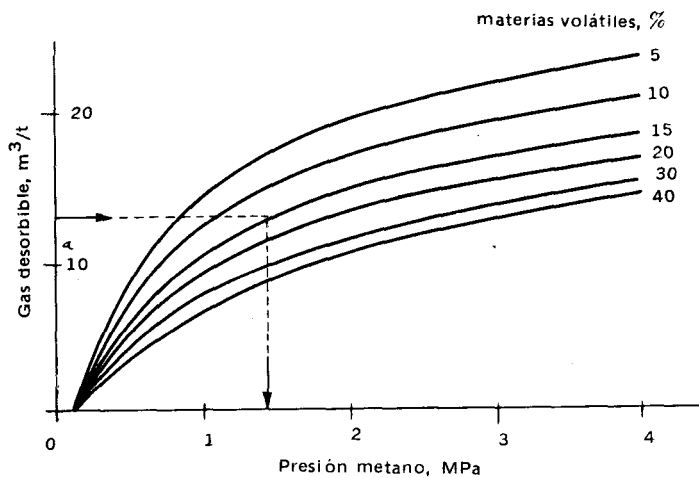


FIG. 5

En el Reino Unido, se ha encontrado que el contenido de gas desorbible es el mismo, tanto para carbón propenso a los desprendimientos como para el que no lo es, y normalmente excede los $9 \text{ m}^3/\text{t}$. KHRISTIANOVICH Y SALGANIK (1983) estiman que las capas propensas a desprendimientos en la URSS contienen $15\text{-}25 \text{ m}^3/\text{t}$. El valor crítico para capas que contienen dióxido de carbono es $7 \text{ m}^3/\text{t}$ (LAMA, 1980).

La presión del gas también afecta a la resistencia de las rocas. En ensayos de compresión simple realizados en ausencia de gas y con gas a presión, se ha observado una clara disminución de resistencia en éste último caso.

3.1.4. Circulación de gas en los carbones.

La observación microscópica muestra que un carbón está constituido por una materia más o menos homogénea recorrida por una red de fisuras cuyo espesor varía entre algunas μm y algunos mm , según el estado de la muestra.

Un carbón molido por debajo de $10 \mu\text{m}$ no posee en general fisuras. En este caso la circulación del gas se hace siguiendo las leyes de la difusión:

$$\text{div } D \cdot \text{grad } C = \frac{\delta C}{\delta t}$$

donde:

C = concentración de gas en cm^3/g .

t = tiempo en s.

D = coeficiente de difusión en cm^2/s .

La solución de esta ecuación no es posible obtenerla sin conocer la forma del grano. No obstante BARRER y BROOK obtuvieron, experimentalmente, una fórmula que sirve para cualquier

forma de los granos:

$$r(t) \frac{q(t)}{q(\infty)} = \frac{2 \cdot s}{V} \sqrt{\frac{D \cdot t}{\pi}}$$

donde:

$q(t)$ = cantidad total fijada o desorbida en el instante t .

$q(\infty)$ = cantidad total fijada o desorbida al cabo de un tiempo infinito.

s = superficie externa total de los granos.

r = porcentaje de desgasificación.

V = volumen total de los granos.

Hay que tener presente que esta fórmula sólo es válida para el instante inicial de la desorción y puede considerarse válida, para $r \leq 20\%$ en granos de forma aproximadamente esférica siendo este límite de r menor para granos irregulares.

Se puede demostrar también que cuando el coeficiente de difusión D es función de la concentración C , hay proporcionalidad entre r y \sqrt{t} , es decir:

$$r = K\sqrt{t}$$

Se denomina a K "coeficiente de permeabilidad". La aplicación de la fórmula de Barrer y Brook a polvo de granulometría 5-10 μm , evaluados s y V por observación directa al microscopio, ha demostrado que para la mayor parte de los carbones el coeficiente de difusión D era del orden de $10^{-10} \text{ cm}^2/\text{s}$ para el CH_4 y de $10^{-9} \text{ cm}^2/\text{s}$ para el CO_2 . El por qué de este mayor valor de D para el CO_2 que para el CH_4 no está bien explicado físicamente, pero de hecho se ha observado su consecuencia: el D.I. de CO_2 es más violento que el de CH_4 .

La variación de la permeabilidad de los carbones en función de los esfuerzos mecánicos de compresión a que están sometidos ha sido observada en las hulleras francesas, obteniéndose los resultados que se ven en la *Figura 6*.

Un problema práctico importante relacionado con la circulación del gas en el carbón es el conocimiento de la cinética de desorción en trozos de carbón arrancados del taller. La teoría hasta ahora expuesta hace pensar que el fenómeno vendrá condicionado por la textura de la red de fisuras. En efecto, se ha observado claramente que, para un trozo esférico de carbón, con coeficiente de difusión D del orden de $10^{-10} \text{ cm}^2/\text{s}$, el tiempo necesario para desgasificar el 90 % es proporcional al cuadrado de las dimensiones, como se aprecia en la siguiente tabla:

TABLA I

Tiempo de desgasificación para distintos tamaños de grano. (Según J. Gunther)				
Diámetro del grano	1 μm	100 μm	1 cm	1 m
Tiempo	4,6 s	13 h	15 años	150.000 años

Esto es válido para granos de tamaño inferior a las distancias entre fisuras. Cuando los granos tienen granulometría mayor que la distancia entre fisuras, la cinética de desorción es prácticamente independiente del tamaño de los granos y los tiempos de desgasificación son muy inferiores a los expresados aquí arriba.

La Figura 7 muestra gráficamente la teoría expuesta.

La teoría de la cinética de desorción hasta ahora expuesta nos es muy útil para comprender el desarrollo de la desgasificación de los talleres. Para fijar ideas, se puede aclarar algo esta desgasificación.

Se supone un macizo infinito que es arrancado en el instante cero. En la Figura 8 se muestran gráficamente los porcentajes de desgasificación (r) en función de un coeficiente definido por el siguiente producto:

$$(\text{distancia al frente en cm}) \times (\text{permeabilidad en darcy})^{-1/2} \times (\text{tiempo en s})^{-1/2}$$

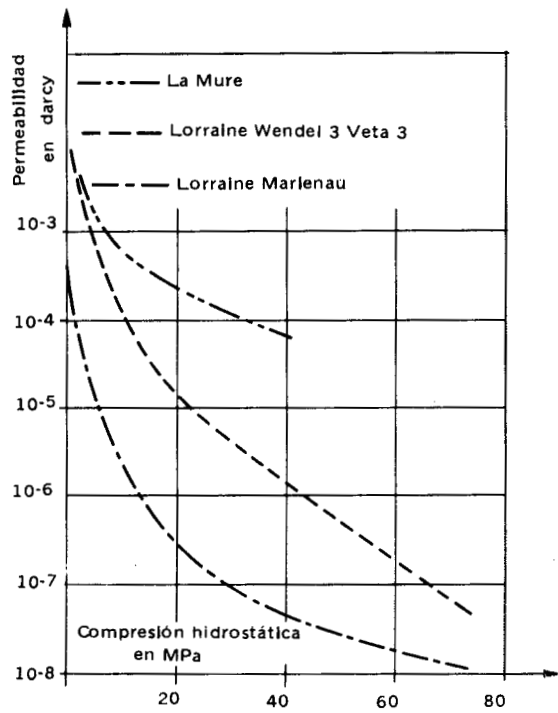


FIG. 6

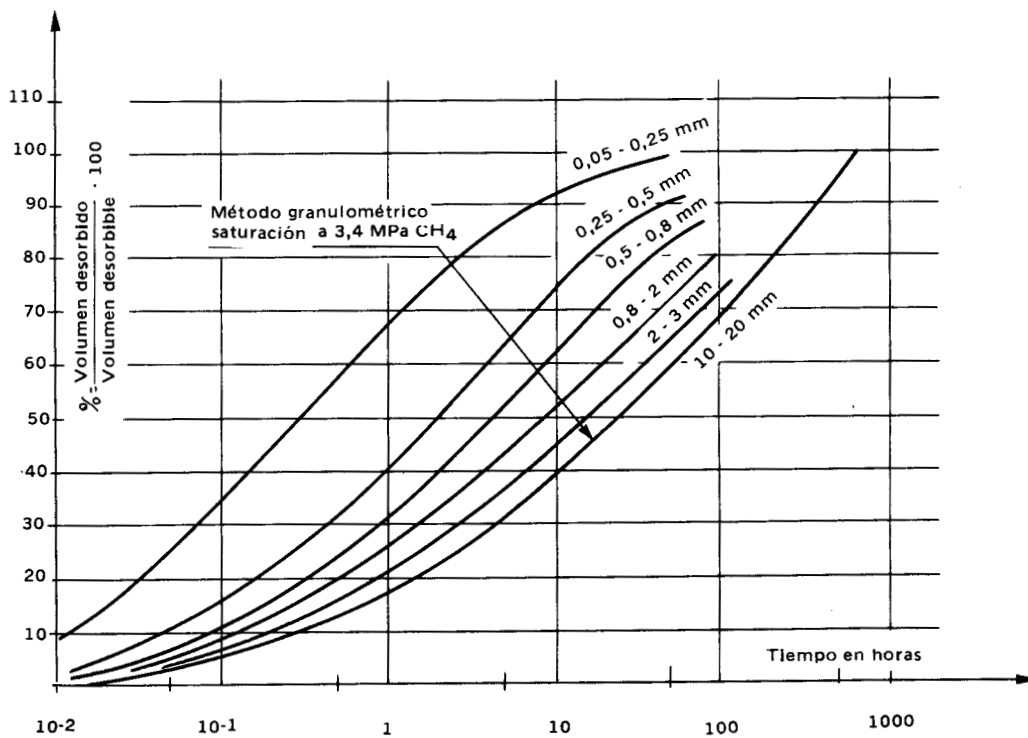


FIG. 7

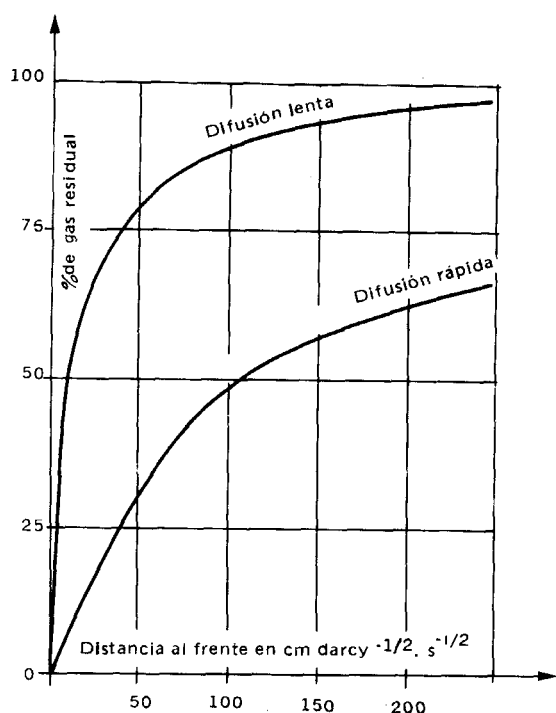


FIG. 8

de la distancia al frente, permeabilidad y tiempo, se ve claramente que el carbón es prácticamente no desgasificable si está en un macizo comprimido, salvo en el caso que posea unas fisuras muy abiertas.

El carbón del taller se desgasifica pues muy poco, salvo que se emplee algún método de desgasificación, hasta que es arrancado en el frente. Si los productos arrancados se evacúan rápidamente conservarán, como se aprecia en la Figura 7 una cantidad apreciable de gas.

3.2. Factores geológicos

Normalmente, los desprendimientos están asociados a ciertos rasgos tectónicos, más o menos importantes, de los yacimientos de carbón. Ahora bien, la existencia de estas características no significa necesariamente que el desprendimiento vaya a producirse. El factor determinante lo constituyen las tensiones residuales de las rocas.

3.2.1. Profundidad

Dado que la tensión vertical se incrementa con la profundidad, es razonable suponer que los problemas de desprendimientos serán mayores a medida que la explotación se hace más profunda. En gran parte del mundo parece que los desprendimientos no tienen lugar a profundidades inferiores a 180 m. Sin embargo, en zonas de disgregación, pueden producirse desprendimientos a profundidades de sólo 100 m.

Hay también indicios de que los desprendimientos decrecen al sobrepasar los 500m; probablemente, esto se debe a una variación del tipo de carbón con la profundidad (STACH y otros, 1975, NAKATA, 1980). De todas formas, parece que no existe una relación clara entre los desprendi-

La curva relativa a la "difusión lenta" ha sido establecida suponiendo que el flujo es tan lento que la concentración en gas del carbón está constantemente en equilibrio con la presión gaseosa reinante en las fisuras. La curva relativa a la "difusión rápida" supone, por el contrario, que el flujo es tan rápido que sólo concierne a las fisuras, sin que la concentración en gas del carbón tenga tiempo de cambiar. En la práctica, la difusión será más o menos rápida según el llamado índice de velocidad de desorción V_1 que se definirá más adelante, pero se puede afirmar que la difusión real se encontrará en un caso intermedio, más próximo a la difusión lenta para las partes del macizo en la zona de sobrepresiones y más próximo a la difusión rápida para las partes distendidas del macizo.

Observando pues las escalas de distancias de las figuras relativas a la permeabilidad en función de los esfuerzos y a la cantidad de gas residual en función

mientos y la profundidad (SHEPHERD y otros, 1984). Esto en parte puede justificarse por los diferentes campos de tensiones en los distintos yacimientos estudiados.

La estructura tectónica de los yacimientos parece tener un efecto más importante que su profundidad, siendo crítico el campo de tensiones laterales. En algunas cuencas carboníferas, las tensiones horizontales son del mismo orden o mayores que las verticales. MOORE y HANES (1980) sugieren que las direcciones de las tensiones principales pueden deducirse de la geometría de las cavidades producidas por los desprendimientos.

3.2.2. *Fallas y Plegamientos*

El carbón normalmente es bastante frágil y suele estar fracturado. Cuando en los yacimientos de carbón existen otros fenómenos tectónicos, aparece a veces un alto grado de fracturación con reducción de la resistencia al corte. La condición geológica previa más importante para los desprendimientos es la presencia de fracturas en el carbón asociadas a fallas o pliegues más o menos importantes. La presencia de zonas de disgregación indica exceso de tensiones y/o planos de debilidad, así como la existencia de bolsas de gas y carbón pulverizado.

No todas las fallas de las zonas propensas a desprendimientos dan lugar a éstos. Los tipos de falla que más frecuentemente se han encontrado asociados a los desprendimientos son las fallas inversas y las fallas con desplazamiento horizontal (SHEPHERD y CREASEY 1979; LAMA y otros, 1982). Es frecuente que el tamaño de la falla no tenga relación con la magnitud del desprendimiento.

3.2.3. *Zonas de Cizallamiento y otras Estructuras Macroscópicas*

Algunos tipos de falla van acompañados de fracturación por cizallamiento del carbón, que se convierte en una masa disgregada (KUSZNIR y FARMER, 1983). Los desprendimientos van siempre asociados a zonas de disgregación, aunque no todas las zonas de disgregación son propensas a los desprendimientos.

BARKER—READ (1982) citan que los desprendimientos en West Wales están asociados a lo que se conoce como áreas "blandas" del carbón, en las que el carbón no tiene una estructura sedimentaria identificable, habiendo sufrido una perturbación tectónica grande y siendo incapaz de soportar cualquier tensión, a no ser que esté confinado. Su estructura microscópica ha sido descrita por FARMER y POOLEY (1967), quienes encontraron que es bastante diferente a la del carbón no cizallado. Generalmente, las zonas de carbón "blando" están próximas al techo o al muro de la capa (HUGHES, 1973), o en forma de bolsas discretas de espesor variable dentro de la masa de carbón, ocupando frecuentemente toda la sección de la capa. El carbón no disgregado del resto de la capa es normalmente resistente, brillante y masivo, mientras que el material "blando" propenso a los desprendimientos es mate, granular y de apariencia sucia. Es posible apreciar una transición gradual entre el carbón normal y el carbón tipo "desprendimiento" con una intensidad de disgregación creciente. El origen de estas bolsas es discutido, pero se piensa que su formación es parte integral de los desprendimientos.

La formación de milonita es frecuentemente un indicio de propensión a los desprendimientos

(ROBERTS, 1983). AIRUNI y otros (1983) sugieren que la milonita produce acumulaciones de gas en el carbón, por relleno de las fracturas primarias. La perforación para detectar las zonas de milonita puede no ser factible; PAUL (1981) sugiere que la perforación de sondeos de gran diámetro (95-140 mm) puede producir por sí misma la milonitización alrededor del sondeo. Los experimentos de laboratorio realizados en cubos de 150 mm han verificado este hecho.

Estudios recientes llevados a cabo en Australia (HANES y otros, 1983; LAMA 1983 a) indican que las zonas de cizallamiento pueden detectarse a más de 100 m por delante del frente mediante medidas de los gradientes de presión del gas.

Los cruceros aparecen de una forma natural en las capas de carbón. Se trata de una fracturación o fisuración regular y de alta frecuencia, que influye en la facilidad de arranque, en la fracturación inducida por la explotación y en la emisión de gas (HEIDECKER, 1979). Se distinguen dos tipos de cruceros: los cruceros principales, que constituyen la dirección de fracturación predominante, son planos brillantes que se extienden varios metros a través de la zona expuesta, y los cruceros secundarios, formados por fracturas cortas, irregulares, sensiblemente normales a los cruceros principales.

Cuando el frente es paralelo al crucero principal, se producen importantes desprendimientos en el frente y frecuentes hundimientos del techo hacia el interior de la capa, mientras que los frentes perpendiculares a los cruceros principales drenarán más gas, reduciendo por tanto la posibilidad de desprendimientos (HEIDECKER, 1979).

Los investigadores del University College (Cardif) han propuesto un Índice de Estructura Medio, basado en estudios con microscopio, que varía desde el valor 1 para los carbones normales hasta el valor 9 para los carbones propensos a desprendimientos.

3.2.4. *Potencia de las capas de carbón*

La opinión está dividida en torno a si son las capas potentes o las estrechas las más propensas a los desprendimientos. HARGRAVES (1983a) considera que las capas inclinadas y potentes son más propensas a los desprendimientos a causa de la gravedad. Por otro lado, análisis estadísticos de desprendimientos y estallidos de roca a gran profundidad en las minas del Donbass desde 1953 hasta 1979 (NIKOLIN y otros, 1983) muestran que 573 de un total de 1032 desprendimientos tuvieron lugar en capas de menos de 1 m de potencia. Las capas con más de 2,3 m de potencia no son propensas a los desprendimientos.

3.2.5. *Resistencia de las capas de carbón*

En ausencia de fenómenos gasodinámicos, el mecanismo de fractura está condicionado por la resistencia y el módulo de elasticidad del carbón. Se libera la energía de deformación elástica produciendo una rotura frágil (repentina y sin deformación plástica). La propensión del carbón para los estallidos depende de su capacidad para acumular energía de deformación elástica.

Los investigadores polacos que estudian los desprendimientos en la Baja Silesia (KIDYBINSKI, 1981) han propuesto varios índices para medir la "propensión a estallar" del carbón. Estos índices

se pueden usar para clasificar las capas de carbón sin gas según su riesgo de desprendimientos.

Un índice comunmente usado es el índice de energía de deformación W_{et} . El W_{et} se define como la relación entre la energía de deformación elástica acumulada y la energía de deformación permanente. Se puede expresar mediante la fórmula:

$$W_{et} = \frac{E_e}{E_p} = \frac{\int_{\epsilon_p}^{\epsilon_t} f_1(\epsilon) d\epsilon}{\int_0^{\epsilon_t} f(\epsilon) d\epsilon - \int_{\epsilon_p}^{\epsilon_t} f_1(\epsilon) d\epsilon}$$

donde:

- ϵ_t = deformación total.
- ϵ_p = deformación permanente
- ϵ_e = deformación elástica.
- E_t = energía total.
- E_p = energía de deformación permanente.
- E_e = energía de deformación elástica.

Esto puede ilustrarse mejor mediante un testigo de carbón sujeto a compresión uniaxial, Figura 9.

La energía total aplicada al testigo es E_t , que se compone de la energía de deformación elástica E_e , la cual se libera totalmente al suprimir la tensión aplicada, y de la energía de deformación permanente E_p , que no se recupera al eliminar la carga aplicada. La energía de deformación permanente es la energía utilizada en la disgregación de los granos, en la propagación de las fracturas, en la fricción intergranular, etc.

La propensión a los estallidos es mayor al aumentar el índice W_{et} . Los valores del W_{et} pueden obtenerse a partir de experimentos de laboratorio o de evaluación *in situ* que describe KIDYBINSKI (1981). Se ha encontrado que los carbones con un W_{et} mayor que cinco son muy propensos a los estallidos; de 2 a 5 lo son ligeramente y con menos de 2 no son propensos a los estallidos.

Las resistencias relativas de la capa de carbón y de los hastiales también pueden influir en la propensión a los desprendimientos de la capa.

En muchos yacimientos de carbón propensos a los desprendimientos se observa la existencia de un estrato potente y resistente muy próximo a la capa que está siendo explotada. Se piensa que la rigidez de estos estratos favorece tanto el almacenamiento y aumento de energía elástica, como su liberación repentina una vez que se sobrepasa el

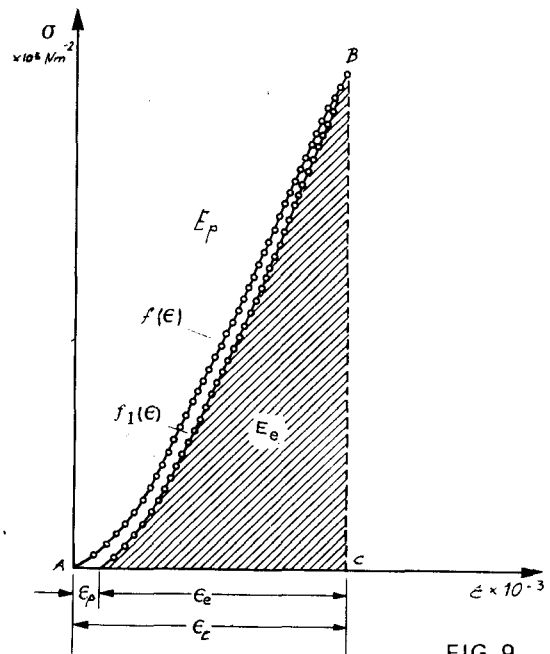


FIG. 9

límite de deformabilidad.

Se ha encontrado que no es posible utilizar métodos geológicos para predecir qué areniscas son propensas a los desprendimientos; la única técnica efectiva es la del examen de testigos desarrollada en Freiberg para la minería de sal. El hecho de que el testigo se rompa en discos es un indicador seguro de la propensión a los estallidos en las areniscas.

Todavía no se han encontrado métodos activos de prevención. Cuando no es posible evitar las zonas de areniscas propensas a los desprendimientos es necesario proceder muy lentamente y con gran cuidado durante la explotación.

3.2.6. *Tipo de carbón*

En general, los carbones tales como las antracitas y los carbones bituminosos, bajos en volátiles, son más propensos a los desprendimientos que los carbones con más volátiles, probablemente por la mayor capacidad de éstos para la adsorción de gas. Según aumentan los volátiles, la capacidad de adsorción crece y la permeabilidad decrece. HARGRAVES (1983 a) sugiere un valor límite del 30 % de materias volátiles (sin humedad y sin cenizas) para los carbones australianos. Los carbones con un contenido de materias volátiles por debajo de éste se consideran propensos a los desprendimientos. Sin embargo, estos carbones son siempre los mejores carbones coquizables.

Los estudios de adsorción realizados en laboratorio para medir la superficie del carbón muestran que las propiedades moleculares tienen influencia en su propensión a los desprendimientos.

3.2.7. *Intrusiones ígneas*

DAVIES (1980) describe desprendimientos producidos en las minas de carbón de Escocia cuando la galería o las explotaciones entran en zonas de carbón quemado, asociado a intrusiones ígneas. El carbón quemado se proyecta violentamente con grandes volúmenes de metano.

La actividad ígnea también puede ser responsable de una disminución general de volátiles del carbón y de la introducción de grandes cantidades de dióxido de carbono neumatolítico en las capas, como se mencionó anteriormente.

3.2.8. *Contenido total de humedad del carbón*

Las capas de carbón propensas a los desprendimientos son característicamente secas; la infusión de agua es un método de control de los desprendimientos en algunos países.

3.3. *Tensiones inducidas por la explotación*

El hecho, conocido entre los mineros, de que un refuerzo del frente del taller puede impedir el desencadenamiento de un D.I. sugirió a J. Gunther que éste se originaba por un basculamiento del estado de equilibrio.

Un macizo de carbón situado en el frente de un taller está sometido a dos fuerzas (de acuer-

do con el modelo de Gunther):

1. Unas tensiones, cuya componente vertical $P(x)$ evoluciona como se indica en la curva 1 de la Figura 10.

2. La presión del gas libre de las fisuras, cuya evolución por delante del frente se ha comprobado que es conforme a la curva 2 de la Figura 10.

Las distancias M y M' pueden ser iguales o no, sin que ello varíe en nada las condiciones del estudio.

Un bloque elemental de carbón, por delante del frente como se indica en la Figura 11. está sometido a dos fuerzas antagonistas:

– Una fuerza de arranque dirigida en dirección del frente libre. Su expresión analítica es:

$$W \cdot \frac{dp}{dx}$$

donde: W = Potencia de la capa.

$\frac{dp}{dx}$ = Coeficiente angular de la curva $p(x)$ o gradiente de presión del gas.

– Una fuerza de retención, opuesta a la anterior, cuya expresión analítica es:

$$2 \cdot f \cdot p(x)$$

siendo f = coeficiente de rozamiento de la unión capa de carbón - rocas encajantes

y $P(x)$ = Tensión vertical.

Según la magnitud de dichas fuerzas, se distinguen en el macizo del taller tres zonas:

1ª Al borde del frente del taller, la zona de retención, llamada así porque en ella

$$2 \cdot f \cdot P(x) - W \frac{dp}{dx} > 0$$

Esta zona se denomina también frente de protección.

2ª Más hacia el macizo sin explotar, la zona de empuje, en donde:

$$2 \cdot f \cdot P(x) - W \frac{dp}{dx} < 0$$

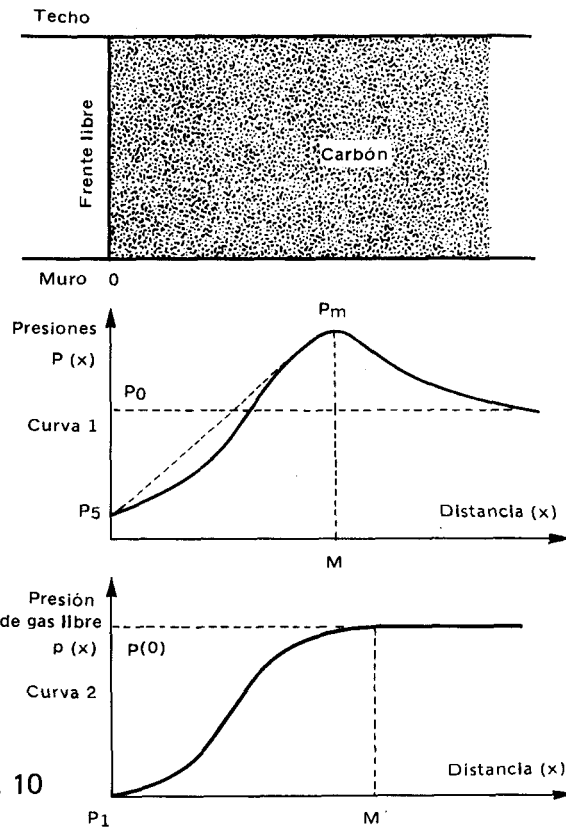


FIG. 10

FIG. 10

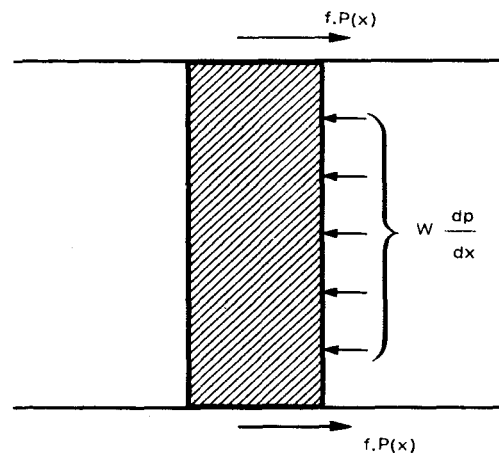


FIG. 11

3ª Zona lejana al frente, en la que el gradiente de presión $\frac{dp}{dx}$, llega a ser nulo, pues $p(x)$ es constante.

Tomando pues un bloque elemental de carbón, como se indica en la Figura 11, este bloque estará en equilibrio si la integral de la expresión $2 \cdot f \cdot p(x) - W \frac{dp}{dx}$, extendida al dominio comprendido por dicho bloque, es positiva.

Resulta por consiguiente que el desequilibrio de esfuerzos se ve favorecido por la existencia de un gradiente de presión de gas $\frac{dp}{dx}$ elevado y cercano al frente; por lo tanto toda acción preventiva debe tender a disminuirlo.

El coeficiente de rozamiento f de la unión capa de carbón-rocas encajantes, debe pasar a ser el coeficiente de rozamiento entre bloques de carbón cuando la capa esté dividida en varias subcapas estratificadas.

Igualmente el equilibrio antes citado supone una cierta resistencia mecánica del bloque. Dicha resistencia puede verse localmente disminuida en una zona fisurada, por lo que el bloque elemental tendría que tomarse en esa zona para no obtener resultados equivocados.

Así pues observamos que las venas de carbón estratificadas y poco resistentes son más propicias al desequilibrio.

Otras observaciones que se pueden hacer de esta representación del equilibrio del macizo de carbón son:

- Cuanto menos permeable al gas sea el macizo y cuanto más deprisa disminuya dicha permeabilidad con el aumento de las tensiones (esto último se da en los carbones muy fisurados), más probable es el basculamiento del equilibrio.
- $P(x)$ no es siempre constante, sino que a veces se producen reajustes tensionales que pueden disminuir bruscamente el término de retención $2 \cdot f \cdot P(x)$. Un ejemplo muy claro de eso es el arranque por tiro con explosivo: se obtiene muy rápidamente un nuevo frente, y por lo tanto las curvas 1 y 2 de la Figura 10 han tenido tiempo de desplazarse hacia la derecha una longitud igual al avance conseguido con el tiro. Ahora bien, está claro que estos reajustes de las distribuciones de tensiones no se producen con la misma velocidad, ya que mientras que el reajuste tensional es muy rápido, el reajuste de presión del gas es más lento, pues precisa para ello un flujo de gas por entre las fisuras, que como es lógico lleva un cierto tiempo. Así pues, vemos como el tiro con explosivo disminuye bruscamente el esfuerzo de retención sin hacerlo de igual modo con el de empuje, con lo que es un claro estímulo de la puesta en marcha de un D.I. en potencia, que hubiese podido manifestarse o no si no hubiese existido tiro.

Este es el principio por el que se considera al tiro de conmoción como preventivo de D.I., pues de producirse un D.I. durante el tiro no causa daños humanos, ya que con antelación se habrían tomado las medidas oportunas de seguridad.

Durante la explotación, la concentración de tensiones será mayor en los bordes del macizo de carbón, en los bordes de las explotaciones y en los pilares. Los bordes de los pilares y de las explotaciones pueden tener una zona de influencia particularmente grande si la capa de carbón tiene por encima un estrato rígido. (JOSIEN y otros 1983).

Los desprendimientos tienden a ocurrir allí donde las concentraciones de tensiones son mayo-

res; por ejemplo, cuando los transversales atraviesan las capas de carbón, durante el avance de galerías y en los extremos de los frentes largos. La minería de frente largo, en lo posible debe realizarse con frentes rectos, extracción completa del carbón y relleno rápido (BARKER—READ 1982). Las galerías en avance y por delante del frente conviene que sean muy cortas para evitar una mayor distorsión de la zona próxima al frente de la que se presenta normalmente en tales lugares, o muy largas para que puedan hacer de tampón ante un desprendimiento, sin que el frente sea afectado.

En capas inclinadas, a veces está prohibida la explotación ascendente porque el efecto de la gravedad puede contribuir a inducir desprendimientos (NAKATA, 1980).

4. Predicción de los desprendimientos

Los principales métodos que se van a describir son los siguientes: sondeos de exploración, medida de la desorción de gas y actividad microsísmica. También se tratarán algunas otras medidas de aproximación al problema. Es conveniente contrastar los resultados obtenidos por varios métodos.

El propósito de los métodos de prevención es permitir el diseño y producción de un sistema de alarma eficaz contra desprendimientos. Este sistema ha de ser capaz de operar, sin interferir en la producción y debe avisar, al menos con varios minutos de antelación, del riesgo de un desprendimiento inminente.

Actualmente se está desarrollando mucho la instrumentación para medir tensiones y emisiones de gas. Gracias a estos aparatos, se puede obtener una información continua sobre las condiciones de las explotaciones.

4.1. *Sondeos de exploración*

Este método para la detección de tensiones anormales, ha sido desarrollado en la República Federal Alemana (NOACK y otros, 1983) y se usa para investigar áreas que, debido a su contenido en gas desorbible, a su estructura geológica y a su índice V_{30} , cuyo significado se verá más adelante, pueden ser propensas a desprendimientos.

El método consiste en perforar sondeos con diámetros comprendidos entre 50 y 140 mm, generalmente en forma de abanico, con profundidades superiores a 5 m, tratando de investigar la concentración de tensiones locales. En zonas donde se prevé una falla, la longitud de exploración llega hasta los 15 m.

Durante la perforación de estos sondeos, hay que observar el comportamiento de la barrena, así como atender a los efectos dinámicos que se producen, tales como golpeteos, rechinar y obstrucciones de varillaje de la sonda. También se deben observar los soplos de gas que contienen polvo de carbón.

Las zonas altamente tensionadas se caracterizan por una actividad creciente, con lo cual se pueden determinar zonas sometidas a mayor o menor tensión. Cuanto más cerca esté la zona de altas tensiones de la cara libre del bloque de carbón, mayor es el peligro de desprendimientos. En las figuras (12-a-b), se presentan unas curvas típicas del avance de un sondeo en una capa de car-

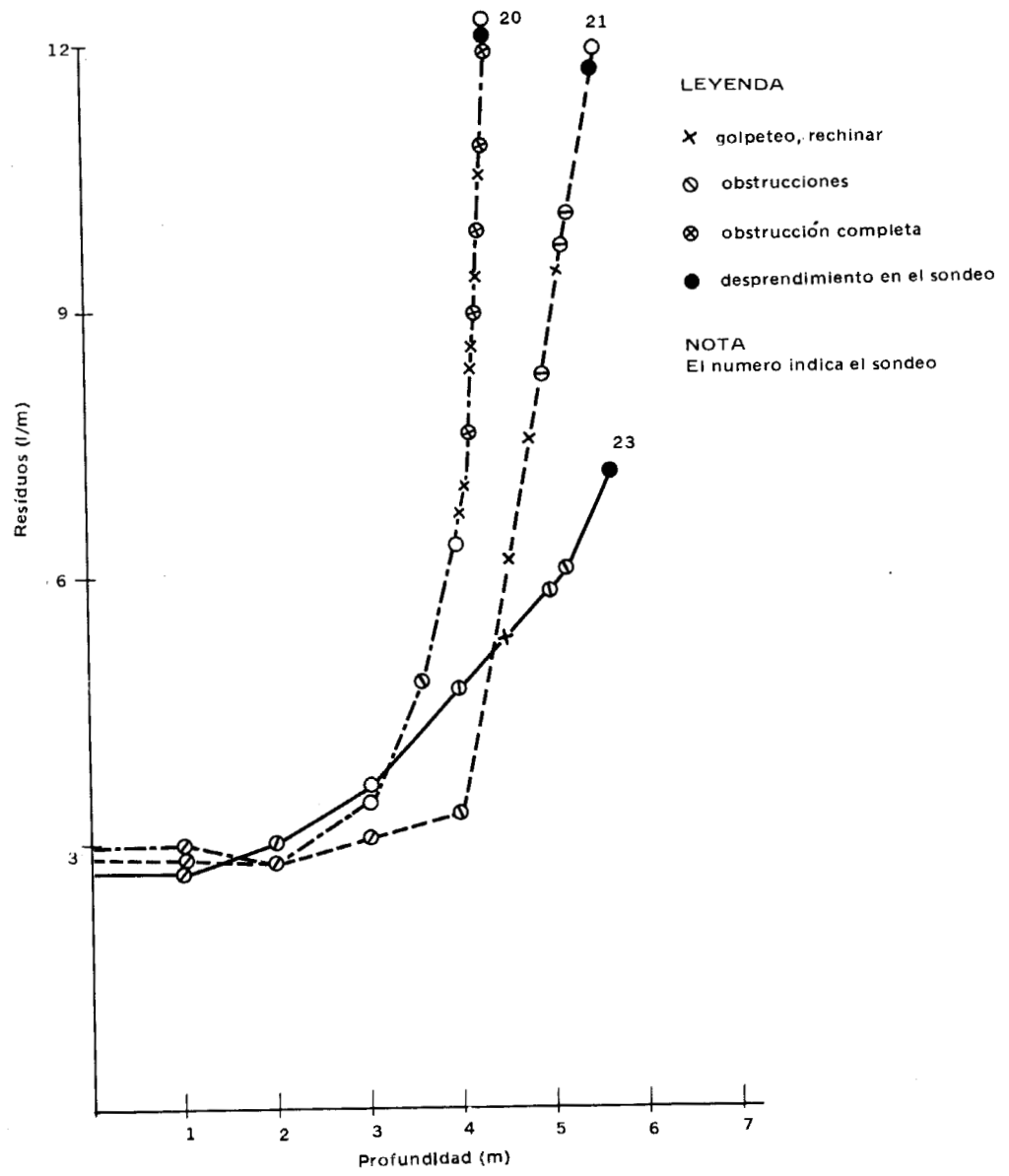


FIG. 12-a

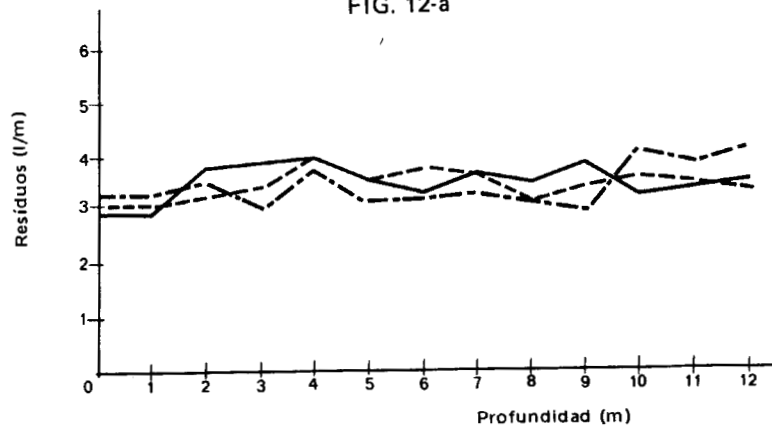


FIG. 12-b

bón cuando hay riesgo de desprendimientos 12 a y cuando éstos son improbables 12 b.

Los factores más importantes que hay que estimar son los siguientes:

- cantidad de residuos obtenidos por metro.
- rendimiento del sondeo.
- distribución por tamaños de los residuos.

Las zonas altamente tensionadas tienden a causar mayores dificultades en los sondeos, dando lugar a volúmenes desproporcionadamente grandes de residuos.

4.2. Emisión de gas

Un indicador importante para caracterizar el riesgo de desprendimientos de una capa de carbón, es el modo en que el gas es emitido desde la misma. Se han desarrollado un gran número de métodos con el fin de determinar las características de la emisión de gas, bien partiendo de la producción de gas después de efectuada una pega, bien a partir de los tamaños de grano de los residuos procedentes de los sondeos exploratorios.

Un índice que se usa a menudo en la determinación preliminar, es el índice V_{30} , que se basa en la producción adicional de gas (en m^3/t) en los primeros 30 minutos después de efectuar la voladura.

Para estimar el V_{30} , es preciso conocer el caudal de aire de la mina y la evolución de los contenidos de grisú en el taller, antes y después del tiro. Esto se realizó al principio con grisúmetros teleindicadores manuales de seguridad intrínseca, mientras que ahora se realiza con equipos automáticos, que controlan el caudal de la ventilación y los contenidos de grisú.

Estudios recientes indican que si el valor de V_{30} alcanza el 40 % de la concentración en gas desorbible, existen posibilidades de desprendimiento; si este valor llega al 60 % , hay un peligro real (NOACK y otros, 1983).

En general, la forma de desorción depende de los siguientes parámetros físicos:

- 1º) Concentración de gas en el instante inicial.
- 2º) Coeficiente caracterizador de la distribución del gas en el carbón (depende del tipo de carbón).
- 3º) Grado de microfisuración o milonización.
- 4º) Viscosidad del gas al pasar a través de las microfisuras.
- 5º) Tiempo transcurrido (el dióxido de carbono se desorbe más rápidamente que el metano).

Algunos índices referentes a la emisión de gas se basan en la desorción natural del gas residual que queda en una muestra; otros, en la adsorción del gas por parte de muestras desgasificadas y, finalmente, algunos otros, en la combinación de los dos anteriores.

4.2.1. Índice Δp

La fórmula de BARRER y BROOK, mencionada en el apartado "Circulación del gas en los carbones", tiene la siguiente expresión:

$$r(t) = \frac{q(t)}{q(\infty)} = \frac{2 \times s}{V} \sqrt{\frac{D \times t}{\pi}}$$

donde D es el coeficiente de difusión en cm^2/s . Según las experiencias del CERCHAR el coeficiente de difusión toma el mismo valor en la adsorción y en la desorción para una misma presión. Esta reversibilidad adsorción-desorción es el principio en el que se basan algunas medidas del índice Δp , que en vez de hacerse en desorción se hacen en adsorción.

Definición

Este índice fue desarrollado e introducido por ETTINGER y ZUPACHINA y se obtiene de la siguiente forma:

Se toma una muestra y se desgasifica al vacío durante 1 hora y 30 minutos. A continuación se pone en comunicación con un recinto de volumen fijo en el cual previamente se ha hecho el vacío. Al cabo de 60 segundos se mide el aumento de presión en el recinto, tras la desorción del gas. La lectura del manómetro expresada en mm de mercurio es el valor del índice Δp .

Este índice refleja el grado de microfisuración o milonitización, y por tanto caracteriza la velocidad de desorción media en condiciones idénticas para todas las muestras; el contenido en cenizas de la muestra afecta al valor del índice. Ettinger, en principio, especificó que los tamaños de partículas deben ser de 0,25 a 0,50 mm para carbones antracitosos y de 2 a 3 mm para otros carbones, con el fin de llegar a un valor único, pero esto todavía no se ha logrado.

En la República Federal Alemana, se ha llegado a la conclusión de que si Δp excede de los 2KPa, el área en estudio es propensa a los desprendimientos (NOACK y otros, 1983).

La mayor desventaja del índice Δp , es que transcurre mucho tiempo entre la toma de datos y la obtención de los resultados; alrededor de 6-8 horas. Los carbones propensos a desprendimientos tienden a desintegrarse durante el tiempo que están almacenados, dando lugar a valores de desorción anormalmente altos.

El CERCHAR ha diseñado un aparato para medir un índice Δp en adsorción, con lo cual se disminuye el tiempo de operación en un 40 por ciento.

Índice "Δp rápido"

Dada la complejidad de las medidas del índice Δp , se ideó un aparato que hace una preclasificación de las muestras en dos clases: las de índice Δp alto y las de índice Δp bajo. El límite que separa ambas clases es $\Delta p = 14$ ($\approx 1,8$ KPa).

El aparato se basa en que si un carbón adsorbe rápidamente el metano, también adsorberá rápidamente otro gas. El gas elegido fue el NO_2 por la comodidad de empleo y por no encontrarse entre los componentes del carbón natural, que podrían enmascarar la prueba.

El funcionamiento del aparato se basa en que la muestra adsorbe el gas y, por efecto de dicha adsorción, el mercurio se eleva por un tubo capilar. Se anota el tiempo en segundos necesario para que el mercurio alcance un nivel señalado en el tubo capilar.

Con éste aparato se evita la gran pérdida de tiempo que llevaría consigo la medida del índice

Δp en muestras de carbones no peligrosos. Para cada tipo de carbón hay que representar los puntos en un sistema de coordenadas que en abscisas indique t y en ordenadas Δp . Se traza entonces una horizontal por $\Delta p = 14$ y se observa a partir de que valor de t en abscisas ya no se encuentran valores de Δp superiores a 14.

Resultados

El resultado de las medidas que más interesa en $\Delta p S$ que es el valor de Δp sobrepasado por el 5 % de los valores obtenidos.

El valor $\Delta p S$ está relacionado con la peligrosidad, ya que son precisamente los valores altos de Δp los que caracterizan la susceptibilidad del yacimiento a los desprendimientos instantáneos.

Influencia de Δp en la aparición de desprendimientos instantáneos.

El índice Δp no solamente es un indicador de la velocidad de desorción; también caracteriza otras dos propiedades del carbón. En primer lugar su resistencia mecánica: Cuanto más elevado es el Δp , el carbón está más fisurado y por lo tanto es menos resistente que un carbón con un Δp más bajo.

4.2.2. Índice K_t

Es muy empleado en la República Federal Alemana (JANAS y WINTER, 1978). El método consiste en dibujar una curva de desorción por puntos, mediante el empleo de un desorbómetro y medir la pendiente de dicha curva.

La expresión siguiente expresa la desorción de metano con relación al tiempo:

$$V_2 = V_1 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^{-K_t}$$

La potencia a que está elevado el cociente es lo que se llama índice K_t , o factor K , siendo los demás factores de la expresión:

V_2 = velocidad de desorción del metano al cabo de t_2 minutos de su extracción del macizo.

V_1 = velocidad de desorción después de t_1 minutos.

La recta de regresión de los puntos $\log V$, $\log t$ nos sirve para calcular la razón K , como pendiente de esta recta.

$$K = \operatorname{tg} \alpha$$

Las experiencias en la República Federal Alemana, sugieren que si el valor de K_t es superior a 0,75, el carbón es propenso a desprendimientos (NOACK y JANAS 1981). El carbón normal tiene un valor de K_t de $0,645 \pm 0,035$.

4.2.3. Índice de desorción v_1

Este índice indica el metano desorbido de una muestra de carbón después de perforarla y sacarla de la capa.

El índice V_1 se define como la cantidad de gas que desprende una muestra de 10 g de carbón, calibrado entre 0,5 y 0,8 mm, desde el instante 35 segundos después de su extracción al instante 70 segundos; se expresa en $\text{cm}^3/10 \text{ g}$.

4.2.4. *Indice de menos utilización*

A) *Indice g_o . Velocidad de desorción en sondeos*

El índice g_o es uno de los métodos de caracterización de la susceptibilidad de un macizo de carbón frente a desprendimientos instantáneos empleado en la Unión Soviética.

B) *Indice W_p .*

En Polonia se utiliza el índice W_p , que se define como el volumen de gas desorbido entre los minutos segundo y décimo, a partir de una muestra de 1 g de carbón puro, previamente saturado a 1 MPa, durante 24 horas.

C) *Ratio R*

El ratio de desorción R, usado fundamentalmente en Gran Bretaña, se calcula a partir del contenido en gas residual de las muestras que son extraídas a distancias de 3m, 6m, 9m y 12m del frente de trabajo.

D) *Indice A*

Este índice es bastante usado en Francia y se calcula a partir del incremento de presión proveniente de una muestra de 10g de material no degradado de residuos de sondeo. Se mide entre 20 y 80 segundos después de obtener los residuos de carbón.

4.3. *Detección microsísmica*

Los desprendimientos vienen generalmente precedidos por una redistribución de tensiones en el carbón y en los estratos adyacentes, lo que da lugar a una fracturación tanto del carbón como de la roca (ROBERTS, 1983).

Se ha demostrado que el proceso que conduce a la fracturación final es más bien la coincidencia de numerosas fracturas, que la propagación de una única fractura. Cada etapa del desarrollo de la fractura genera impulsos de energía microsísmica, que se irradian y propagan en un tren amortiguado de ondas de compresión y tracción.

Este fenómeno es conocido con el nombre de ruido de roca. La magnitud del ruido de roca es proporcional al tamaño de la fracturación y a la amplitud del desplazamiento.

El espectro de frecuencia de la emisión acústica del carbón es muy amplio, con intervalos entre 100 Hz y 1 MHz. Estudios de laboratorio, muestran que la frecuencia más usual es la de 5kHz. Los investigadores opinan que las señales de alta frecuencia se relacionan con la fracturación intergranular y las señales de baja frecuencia con el deslizamiento sobre la superficie de los granos.

Los tipos de ondas microsísmicas que aparecen son: las ondas P (longitudinales) y las S (transversales). La mayoría de la energía se encuentra en estas últimas. La amortiguación de las ondas con la distancia depende de la frecuencia: a menor frecuencia, mayor es la distancia recorrida. Los ensayos de laboratorio demuestran que la actividad sísmica de las muestras pequeñas de carbón y roca aumenta con la carga sobre la muestra, hasta que la muestra rompe.

Hace ya mucho tiempo los mineros observaron que los cambios en los ruidos de las rocas precedían las roturas. Ya en 1938, realizando una detección pasiva de la actividad sísmica en las rocas (tanto a nivel audible como a nivel subaudible) mediante el uso de instrumentación geofísica, se demostró que el fenómeno podría ser usado para detectar y delimitar áreas altamente tensionadas, que pudieran ser focos de posibles desprendimientos. A este respecto, hay que hacer notar que sólo unos pocos sucesos de los que son detectados por procesos microsísmicos, son oídos también por los mineros; además, la amplitud de las señales sísmicas, generalmente no se relaciona con la magnitud de los ruidos escuchados.

Los sensores usados son transductores capaces de detectar ondas sísmicas y convertirlas en señales eléctricas. Los transductores suelen medir el desplazamiento de las partículas, su velocidad o aceleración.

El indicador del desplazamiento de las partículas es más sensible a las bajas frecuencias de vibración; el velocímetro (geófono) a las frecuencias medias y el acelerómetro a las más altas frecuencias.

Los estudios han mostrado que el ruido de la perforación se produce en la región de 150 a 400 Hz y los fenómenos sísmicos, entre los 500 y 2000 Hz.

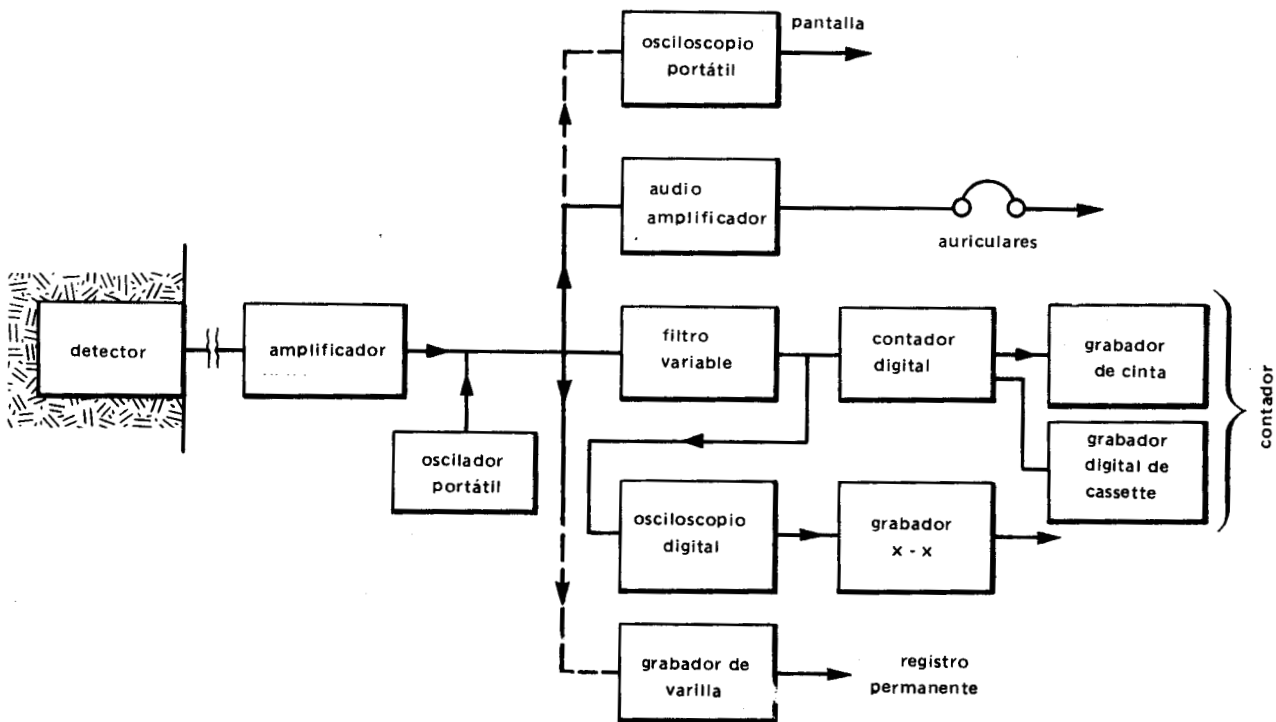


FIG. 13

La Figura 13 muestra un tipo de sistema microsísmico.

El principio básico de uno de estos sistemas es la determinación de contornos para localizar la fuente calculando el tiempo de llegada de las ondas microsísmicas a cada transductor, por orden, suponiendo conocidos los valores de las velocidades a las que las ondas sísmicas viajan en el carbón o la roca. Con estos datos, se dibujan en un mapa de la mina las posiciones de las fuentes de actividad sísmica.

Con el fin de distinguir los hechos importantes de otros de menor entidad, la energía de la fuente se debe calcular mediante la cantidad de energía contenida en la señal a la llegada a los sensores y la distancia (conocida) a la fuente. De esta forma, se puede obtener una indicación de la distribución de tensiones en el área. La precisión del método dependerá de la buena disposición geométrica de los geófonos, de la aproximación a la realidad del modelo de velocidades sísmicas y de la capacidad de obtener tiempos de llegada precisos.

Hay otro método en el cual lo que se hace es analizar la amplitud de las ondas, en vez de sus tiempos de llegada. Se pueden obtener gráficas de las amplitudes máximas de los fenómenos sísmicos (es decir, sus energías) con relación al tiempo. Si la energía se amortigua uniformemente en el interior de la roca, el dibujo debería ser una línea recta. Cualquier desviación de esta línea recta (con amortiguación uniforme) indicará un grado anormal de amortiguación de la energía y por tanto un desprendimiento potencial, aunque no se puede determinar su localización exacta.

La detección de la actividad microsísmica, puede ser llevada a cabo desde la misma mina o desde la superficie. En la mina, abundan los problemas con el equipo; por ejemplo, todo el equipo eléctrico debe cumplir las normas de seguridad intrínseca y estar debidamente autorizado. Debido a la temperatura, polvo, humedad, etc, de la mina, el equipo requiere un mantenimiento constante. Salvo que los datos puedan ser recogidos en la misma mina, se requerirán unos cableados muy largos para transmitir los datos a los receptores de superficie, por lo cual serán necesarias, para evitar las pérdidas de transmisión, técnicas especiales. La sensibilidad de los instrumentos impondrá sus propias limitaciones.

Es claro que muy pocos de estos problemas se presentan operando en superficie; pero debido a las mayores distancias que normalmente existen en este caso, se incrementarán los errores en las medidas. En ambos tipos de estudio, resultará necesario separar los ruidos microsísmicos generados por la explotación y las pegas de los ruidos de la roca. Esto se hace, bien filtrando las señales recibidas o bien filtrando los datos tomados.

A pesar de estas dificultades, los sistemas microsísmicos son comercialmente asequibles, tanto en forma completa como en componentes individuales. Han sido instalados en muchas minas de carbón en todo el mundo.

A lo largo de la historia, ha habido un cierto número de "fracasos" en las previsiones de estos métodos. Sin embargo, la detección microsísmica es actualmente considerada por muchos directores de mina como uno de los métodos más prometedores para la predicción de desprendimientos, porque ofrece un análisis en tiempo real del estado de tensiones en el carbón y en las rocas y además existe la posibilidad de acoplar un sistema de alarma a estos aparatos.

4.3.1. Estudios microsísmicos subterráneos

Mc KAVANAGH y ENEVER (1980) describen la forma de realizar la detección de

desprendimientos en la mina West Cliff usando un canal simple, con sistema microsísmico de banda estrecha. Los transductores se situaron en los frentes de las galerías donde se sospechaba la existencia de una zona de desprendimientos. Se comprobaron un total de 30 turnos, durante los cuales, tuvieron lugar 5 desprendimientos.

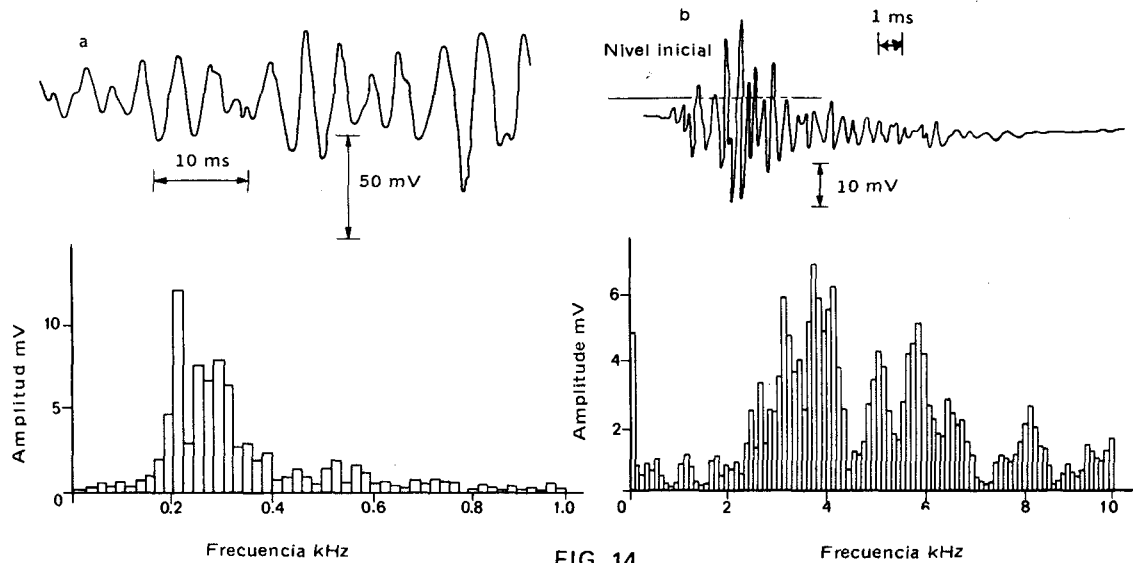


FIG. 14

La Figura 14 muestra la forma de la onda y el análisis resultante de Fourier de un avance con minador continuo, y la Figura 15 muestra las frecuencias de ruidos tomadas en un período de detección que culmina con un desprendimiento.

Las conclusiones que se deducen de estas figuras son que bajo condiciones normales, el ruido microsísmico aumenta durante el arranque del carbón, particularmente cuando la explotación se reanuda después de una parada de más de una hora; justo antes del desprendimiento, el incremento de frecuencia del ruido tiende a ocurrir durante la parada temporal del arranque del carbón.

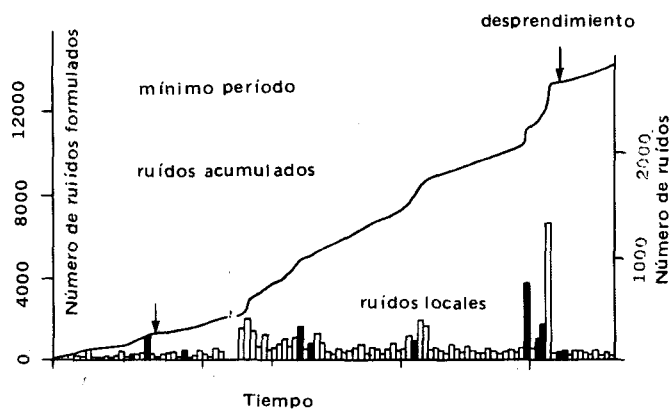


FIG. 15

Los investigadores esperan conseguir un sistema de prevención audiovisual, intrínsecamente seguro, de detección microsísmica de ruidos de baja frecuencia y de emisiones de gas, para instalarlo en los minadores continuos.

A causa de las voladuras aparece un espectro de señales típico de datos microsísmicos, al igual que sucede con las actividades de la explotación y con el barrenado del techo.

En Seichhardt, precediendo a un desprendimiento de 25 toneladas, se observó un incremento de la actividad microsísmica. La actividad comenzó a crecer 17 días antes de la primera caída del techo. En todos los casos, justo antes de la rotura, se presentó una clara reducción del nivel microsísmico de fondo. También se observó que el conjunto de respuestas disminuía cuando la distancia

entre el frente y el receptor-detector era mayor de 20 m. Se cree que el grado máximo se alcanza alrededor de los 35 m. Los detectores se han de mover regularmente para avanzar al mismo tiempo que la explotación. En investigaciones futuras se tratará de definir un valor límite de actividad sísmica, de manera que las señales que lo excedan activen un sistema de alarma.

En 1967 en EE.UU., el U.S.B.M. comenzó a desarrollar un sistema microsísmico multicanal de banda ancha, para usar inicialmente en minas metálicas.

Con este sistema se puede detectar la situación de cada "ruido de roca" individual y, cuando sea necesario, cambiar el tipo de sostenimiento de la mina, distensionar áreas peligrosas y evacuar al personal. Este sistema se puede usar de dos maneras diferentes: con una colocación de muchos transductores próximos para obtener la localización precisa de la fuente o con geófonos ampliamente separados que da una impresión general de la estabilidad de la mina.

Métodos sísmicos. Índice de agitación sísmica "S".

Es un método muy utilizado por los franceses y consiste en situar en la proximidad de una labor a estudiar (de 50 a 300 m) un geófono captador de vibraciones. Este geófono está unido mediante una línea bifilar a un preamplificador PS3 de pilas, de seguridad intrínseca, cuya misión es aumentar la relación señal/ruidos. Dichos ruidos son parásitos incómodos captados por la línea de transmisión. Este preamplificador transmite la señal al exterior en donde está situado un registrador sísmico del tipo SC construido por el CERCHAR.

El registro sobre papel fotográfico se efectúa inmediatamente después de un tiro y se observa en él lo siguiente:

- Vibraciones consecutivas al tiro.
- Impulso en cantidad, amplitud y duración más o menos variable.
- Los D.I. aparecen como conmociones secundarias importantes, fácilmente distinguibles de los impulsos anteriores.

Los impulsos antes mencionados, o agitaciones sísmicas tras el tiro, sirven para definir el índice S como el porcentaje de tiros "agitados" respecto al número total de tiros efectuados.

Las conclusiones a que han llegado los franceses son las siguientes :

- Los D.I. se producen en cuarteles en los que más del 15 por ciento de los tiros registrados son agitados.
- Los cuarteles no susceptibles poseen todos un índice de agitación $S < 4\%$.
- No obstante eso no quiere decir que no existan cuarteles no susceptibles con un índice de agitación sísmica S elevado.

4.3.2. Estudios microsísmicos de superficie

Los estudios de este tipo no tienen limitaciones en cuanto al equipo eléctrico, y las labores mineras no se ven afectadas.

En 1970, el laboratorio de Mecánica de Rocas del Estado de Pennsylvania, patrocinado por el U.S. Bureau of Mines, comenzó un proyecto de investigación para averiguar si la actividad microsísmica generada por los trabajos mineros en un frente largo a la profundidad de 200 m en la mina Greenwich, en Pennsylvania central, podía ser detectada por transductores colocados en pequeños

sondeos, encima de las áreas activas de la mina.

Se observó que los geófonos colocados en sondeos rellenos con arena daban los resultados más aceptables. Los datos se recogieron con frecuencia modulada, en una cinta registradora.

Los fenómenos se dividieron en tres grupos, conocidos como niveles 1, 2 y 3, según su relación señal/sonido. El nivel 3 tiene una relación 5:1 o superior. Cuando al menos cinco de los geófonos recogían un nivel 3, la localización de la fuente se calculó tomando como dato los primeros tiempos de llegada de las ondas *P*, suponiendo en primer lugar que las velocidades sísmicas eran isótropas (la misma en todas direcciones), y en segundo lugar, anisótropas. El análisis según las velocidades isótropas, dio malos resultados mientras que el método de velocidades anisótropas mostró que las fuentes estaban agrupadas a lo largo del frente de trabajo. Por tanto quedó demostrada la importancia de un modelo adecuado de velocidad.

También se calcularon las profundidades de las fuentes. Se comprobó que la mejor resolución vertical se obtenía mediante una disposición no planar. Otros problemas que se hallaron en el análisis de los datos consistieron en evaluar y separar el ruido ambiental de fondo y determinar la atenuación de las señales microsísmicas con la distancia.

En Gran Bretaña las observaciones preliminares de la actividad sísmica realizadas desde superficie indican también que los fenómenos sísmicos incrementan su frecuencia antes de un desprendimiento por lo que sería posible definir un valor límite de actividad. Solamente presentan esta actividad sísmica precursora los desprendimientos instantáneos, y no aquellos que son inducidos por voladuras, lo cual confirma la creencia de que el origen de los fenómenos microsísmicos está en la rotura frágil de la roca.

4.4. *Cambios de temperatura*

Otro método menos conocido para predecir desprendimientos, es el de medir la temperatura del frente de carbón durante la explotación y en sondeos perforados en la capa. Un descenso en la temperatura se cree que indica una desorción intensa del gas del carbón, que tiene lugar en zonas de concentración de tensiones. Las investigaciones del estado de tensiones de la capa de carbón se deberían basar en la medida de la temperatura de las rocas solamente en aquellos casos en los que la oxidación y la transferencia de temperaturas no influyan en la temperatura de la roca.

4.5. *Cambios de gravedad*

FAJKLEWICZ (1983) describe los progresos realizados en las minas de carbón polacas, en lo referente a métodos de medida de los cambios en las anomalías de gravedad con el tiempo, en el subsuelo.

Afirma que en la última etapa del proceso de desprendimiento la roca experimenta una repentina dilatación que se traduce en un descenso de su densidad que se detecta como una anomalía negativa de la gravedad.

En otro método, todavía en etapas experimentales, se miden los cambios de gravedad en los alrededores de la galería.

4.6. Caracterización según la fisuración del carbón

La fisuración de un carbón se mide por el número de fisuras por centímetro que se pueden contar con un microscopio en una placa pulida de una muestra.

TABLA 2
(Procedencia: Reglamento ruso)

Clase	Distancia media entre fisuras	Número de fisuras por cm
I	1,6 mm	0 — 6,25
II	0,5 mm	6,25 — 20,00
III	0,14 mm	20,00 — 71,40
IV	0,05 mm	71,40 — 200,00
V	0,008 mm	200,00 — 225,00

Se observó que el límite entre carbones susceptibles de generar D.I. y carbones no susceptibles estaba en 30 fisuras/cm. Es decir, entre carbones de clase I y II no se observó ninguno susceptible de D.I. y los carbones susceptibles de D.I. estaban en las clases III, IV ó V. Evidentemente esto no quiere decir que todos los carbones de las clases III a V sean susceptibles; depende, como es lógico, de otros factores que se han de dar conjuntamente como, por ejemplo, una elevada concentración en gas.

4.7. Convergencia de los hastiales

Parece que existe una relación entre la convergencia de los hastiales, fluencia del carbón y susceptibilidad de D.I.

Los retrasos en la convergencia de los hastiales pueden originar que ésta se produzca de forma brusca, lo que lleva consigo una dislocación en el macizo que puede originar un D.I.

Por ello los rusos consideran como signo premonitor de D.I. el retraso en la convergencia de los hastiales.

Este retraso puede ser debido a que el frente del taller se va aproximando a una zona sobrecomprimida que se sabe es preligrosa, pues es propicia a ocasionar reajustes tensionales bruscos que degeneran muchas veces en D.I.

5. Métodos de control y prevención de desprendimientos

En los depósitos de carbón propensos a desprendimientos, hay diversos métodos utilizables para reducir los riesgos durante la explotación. En primer lugar es necesario tratar de diseñar las labores mineras de manera que se puedan evitar altas concentraciones de tensiones y planear las operaciones mineras de modo que la energía de deformación pueda disiparse de forma segura

durante la extracción.

Donde no es posible evitar las áreas propensas a desprendimientos, se deben tomar medidas para reducir el contenido en gas por debajo de un valor crítico, y redistribuir las tensiones, de manera que se creen zonas de trabajo seguras. Los principales métodos para reducir el contenido de gas, consisten en voladuras para inducir una fracturación, a veces junto con la inyección de agua en las capas, así como perforar sondeos para liberar gas y relajar presión de los estratos.

El éxito de los diversos métodos varía de un área a otra y hay incluso diversos ejemplos en los que el desprendimiento ha tenido lugar a pesar de haber dado todos los pasos para eliminar el riesgo.

5.1. *Métodos de seguridad minera*

Los métodos más eficaces para prevenir desprendimientos consisten en emplear correctamente los métodos de extracción elegidos, planeados y diseñados para evitar concentraciones excesivas de tensiones, o al menos minimizar la posibilidad de tal situación (NEYMAN y otros, 1972).

Donde sea posible, la capa menos tensionada y gasificada y por tanto la menos propensa al desprendimiento, debe ser explotada en primer lugar con el fin de liberar el gas y la presión de los estratos en las capas más tensionadas. Esto se conoce como "explotación de una capa protectora". La "capa protectora" debe estar situada encima o debajo de la más peligrosa, aunque explotar primero una capa infrayacente se debe considerar sólo cuando los problemas de desprendimientos son superiores a los que la explotación de la misma capa trae consigo.

Los trabajos en las capas propensas a desprendimientos se deben planear para que se correspondan con las labores en la capa protectora. Los cuarteles se deben explotar en la misma dirección y tener las mismas dimensiones.

Se debe dejar un periodo de tiempo adecuado antes de trabajar sobre la capa peligrosa (NEYMAN y otros). BELIN (1981) sugiere que hay que esperar un mes; en algunas minas de Rusia, se deja que pasen 2 años antes de explotar la capa peligrosa. Cuando sea posible, se debe extraer el gas de la capa propensa a desprendimientos (PAUL, 1981).

Cuando se realiza una extracción múltiple de capas, la explotación de una capa protectora es reconocida universalmente como el mejor método preventivo. Hay muchos ejemplos de la eficacia del procedimiento.

La extensión del efecto de la capa protectora depende de la naturaleza de los estratos intermedios. Las cifras fueron sugeridas por BELIN (1981); para la explotación de una capa de 1m, la zona distendida se extiende de 30 a 50 m en el muro y de 60 a 90 m en el techo.

Sin embargo, no siempre es posible explotar una capa protectora adecuada a una distancia suficientemente cercana a la propensa a los desprendimientos. Se pueden inducir fracturas, pero el gas no siempre escapa. Además, en algunas capas, la existencia de un techo o un muro muy compacto, capaz de almacenar mucha de la energía inducida en la zona, hace que el método resulte ineficaz. En este caso se deben usar otros métodos de distensión.

Como se ha mencionado anteriormente, la explotación por tajo largo con hundimiento es menos propensa a desprendimientos que la explotación por cámaras y pilares (NEYMAN y otros, 1972).

Además, explotar por tajo largo y en retirada es mejor que en avance. Las áreas más peligrosas en el método de tajo largo son los transversales y las galerías en capa. ROBERTS (1983) sugiere que el avance rápido de galerías usando técnicas mecanizadas de perforación y carga, junto con el arranque por voladura, operando en ciclos de 24 horas en 3 ó 4 turnos, puede ser un método seguro. En Gran Bretaña, se recomienda que las galerías no avancen más de 2 m sobre el frente del tajo largo, de manera que no produzcan distorsiones en la curva de tensiones de la zona de apoyo del frente (DAVIS, 1980). Además, deben tener 2,5 m de ancho. En la República Federal Alemana se prefieren las galerías más avanzadas, de manera que puedan amortiguar un desprendimiento sin que afecte al frente. El avance del tajo debe ser lo más continuo posible.

El tipo de máquina de arranque de carbón que se usa es también importante. Los cepillos se consideran más seguros que las rozadoras, porque cortan una rebanada de carbón más delgada de la capa y por tanto trabajan en áreas mucho más desgasificadas. Además, son más fáciles de usar que las rozadoras por control remoto. En la República Federal de Alemania, el 50 % de las capas se explotan con cepillo.

El sistema de sostenimiento utilizado es esencial y una ventilación rigurosa de los frentes facilita la emisión de gas del carbón (HARGRAVES, 1983).

Las labores deben diseñarse teniendo en cuenta caminos de escape. La disposición de la explotación por tajo largo proporciona mejores vías de escape debido a la disposición de la ventilación y a la situación de los mineros (ROBERTS, 1983).

En Gran Bretaña el avance de las galerías en los extremos del tajo largo se lleva a cabo mediante voladuras, en vez de con máquinas de ataque puntual. Está prohibido que las rozadoras se usen en los extremos de los tajos, ya que esta acción es fácil que induzca un desprendimiento. Las cargadoras mecánicas se deben usar solamente para la recogida del carbón arrancado en la voladura. En el avance de galerías, los costeros de roca caídos se deben recoger junto con el carbón. Las únicas galerías que se deben hacer en carbón son aquellas cuya finalidad es abrir el tajo largo, y deben de seguir el techo de la capa.

5.2. Profundidades críticas

La previsión del peligro de desprendimientos instantáneos antes de la entrada en capa de las labores mineras y durante la ejecución de las labores preparatorias y de arranque, se efectúa a partir de profundidades comprendidas entre los 150 y 400 m, según las cuencas.

5.3. Explotación previa de capas protectoras

5.3.1. Generalidades

La acción protectora que se consigue en la URSS con la explotación preliminar de capas verticales para evitar los desprendimientos instantáneos de carbón y de gas, consiste en disminuir la tensión de los terrenos y la presión del gas, así como en aumentar la permeabilidad de los macizos rocosos al gas, desgasificando las capas de carbón o zonas próximas a una explotación sub o suprayacente.

Se considera como capa protectora aquella cuya explotación mejora la seguridad, desde el punto de vista de los desprendimientos instantáneos y de otros fenómenos dinámicos con emisión de gas, cuando se trabaja en el arranque de una capa, o capas próximas, susceptibles de desprendimientos. En el caso de la explotación por franjas de una sola capa potente, sometida a desprendimientos instantáneos de carbón y de gas, la primera franja que se explota constituye la capa protectora.

Si todas las capas de una serie están sometidas a emanaciones, se toma como capa protectora la que está menos sometida a emanaciones y la más favorable desde el punto de vista del efecto protector; se explota como una capa independiente.

Las capas de una serie pueden explotarse de forma descendente, ascendente o alternadamente. (Ver Figura 16).

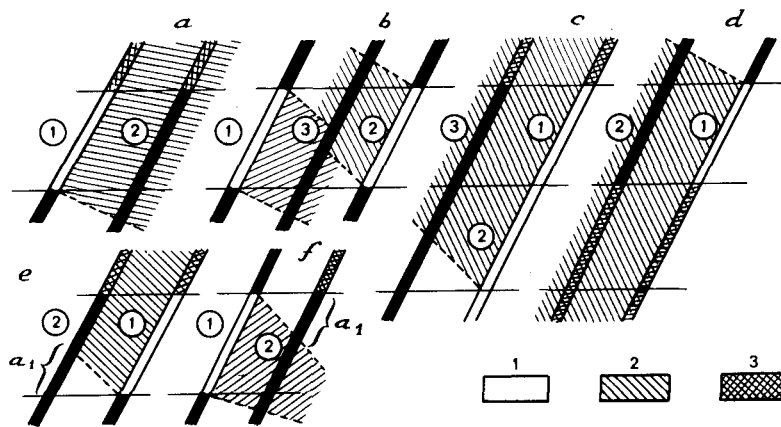


FIG. 16

donde:

a_1 → zona no protegida; en rayado, límites de la protección; 1.— capa protectora; 2.— capa sometida a desprendimientos instantáneos; 3.— capas arrancadas. La cifras en círculos indican el orden de explotación de las capas.

La protección de una capa de carbón sometida a desprendimientos instantáneos queda asegurada en los siguientes casos:

- mediante una explotación suprayacente con la condición de que la capa protectora se explote en el nivel superior (Figura 16-a).
- mediante una doble protección (Figura 16-b).
- mediante una explotación subyacente con la condición de que la capa protectora se explote con un avance preliminar de uno o varios niveles (Figura 16-c).
- por una explotación de los niveles y de las capas en orden ascendente (Figura 16-d).

En los restantes casos, no está asegurada la protección en toda la altura del nivel (Figura 16-e) y f). Las zonas a_1 se caracterizan por ser muy peligrosas desde el punto de vista de los desprendimientos instantáneos, en particular, para la situación representada en la Figura 16-e, en el caso de

una explotación subyacente a la capa protectora. En las capas verticales, no está permitido en la URSS realizar labores mineras en las condiciones de una protección parcial según el esquema de la Figura 16-e.

La explotación de una capa protectora debe realizarse sin dejar pilares abandonados. En casos excepcionales, con la autorización del director técnico de la mina, se admite dejar pilares abandonados, con la obligación expresa de anotar su posición sobre los planos de labores y determinar previamente las zonas de sobrepresión.

Se pueden realizar labores en las capas sometidas a desprendimientos instantáneos de carbón y de gas, entre los límites de las zonas protegidas, límites que se definen en los párrafos siguientes, sin la aplicación de medidas contra los desprendimientos.

5.3.2. Límites del efecto de protección

La construcción de zonas protegidas se efectúa según los esquemas representados en las Figuras 17 y 18. Los ángulos de protección ($\delta_1, \delta_2, \delta_3, \delta_4$) y los ángulos de sobretensión ($\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$) se determinan mediante la Tabla 3.

TABLA 3

Pendiente a en grados	Angulo de la protección (grados)				Angulo de la sobretensión (grados)				
	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	φ_1	φ_2	φ_3		
0	80	80	75	75		64	64	64	
10	77	83	75	75		62	63	63	
20	73	87	75	75		60	60	61	
30	69	91	77	70		59	59	59	
40	65	95	80	70		58	56	57	
50	74	96	80	70		56	54	55	
60	72	98	80	70		54	52	53	
70	74	96	80	72		54	48	52	
80	70	92	78	75		54	46	50	
90	75	80	75	80		54	43	48	

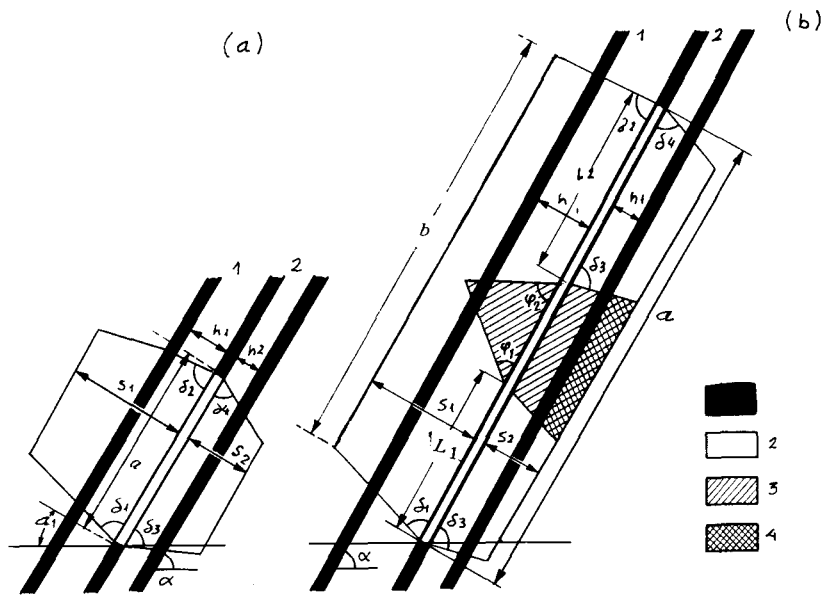


FIG. 17

En la Figura 17 se ven las zonas protegidas en sección perpendicular a la dirección de la capa; en ella:

a - anchura de la labor, verificándose la condición $a \leq L_1 + L_2$.

b - anchura de la labor, con la condición $a > L_1 + L_2$.

a_1 - zona no protegida.

L_1 , L_2 y L_3 son parámetros que se obtienen a partir de las fórmulas

$$L_1 = \beta_1 \cdot L'_1$$

$$L_2 = \beta_1 \cdot L'_2$$

L'_1 , L'_2 y L'_3 son parámetros que se obtienen mediante ábacos. β_1 es un coeficiente que tiene en cuenta la potencia de la capa protectora.

S_1 y S_2 son las dimensiones de las zonas protegidas a techo y muro r respectivamente y se obtienen también ábacos.

- 1.- Capa susceptible de sufrir desprendimientos instantáneos de carbón y de gas.
- 2.- Capa protectora.
- 3.- Parte de la zona protegida en la cual pueden producirse golpes de techo, desprendimientos instantáneos de carbón u otros fenómenos dinámicos de tipo no gaseoso.
- 4.- Zona no protegida contra los desprendimientos instantáneos.

En la Figura 18 se ve la zona protegida en sección que coincide con la dirección de los frentes de arranque; en ella:

- 1.- Capa susceptible de sufrir desprendimientos instantáneos de carbón y de gas.
- 2.- Capa protectora.
- 3.- Dirección de las labores de arranque.

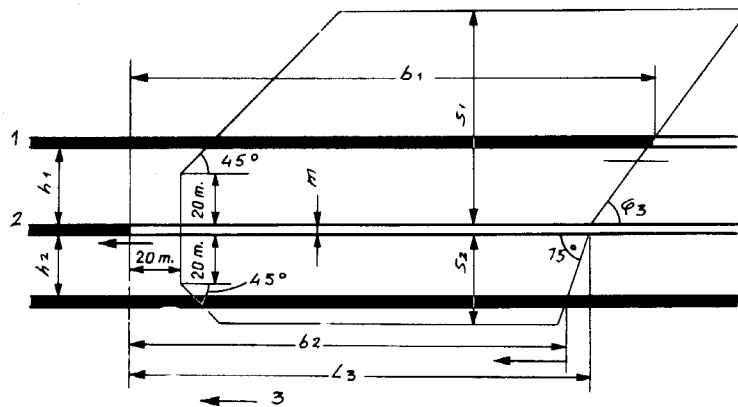


FIG. 18

En el caso de una disposición en testeros de los frentes de arranque, en la capa protectora y en las capas propensas a los desprendimientos instantáneos, se toma como límite de la labor de arranque en la capa protectora la zona más retrasada del frente y en la capa propensa a desprendimientos instantáneos la zona más avanzada (Figura 19).

El paso de la línea del frente de arranque de la capa protectora por las labores mineras de la capa propensa a desprendimientos instantáneos, en general no está permitido.

En casos excepcionales se autoriza la aproximación de las labores mineras, en la capa propensa a los desprendimientos instantáneos, a la línea del frente de arranque de la capa protectora y el paso de esta línea. La aproximación y paso sólo se realiza en el caso de parada del frente de la capa protectora. En los límites de influencia de la línea (Figura 19) las labores mineras en la capa propensa a desprendimientos instantáneos se realizan como si se tratara de una zona especialmente peligrosa.

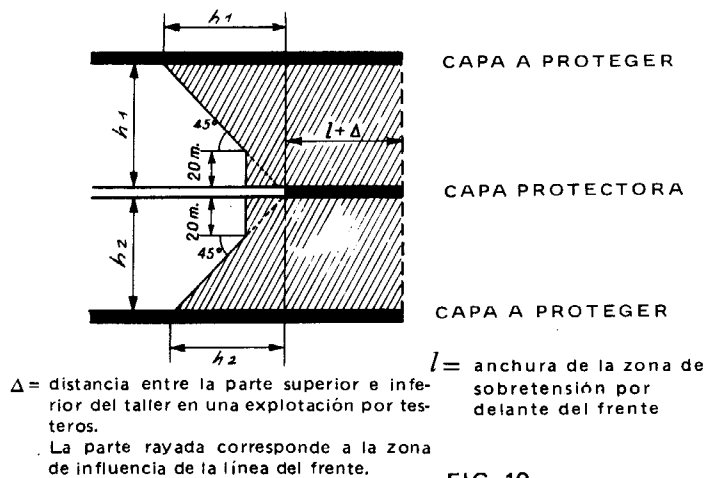


FIG. 19

En ciertos casos particulares, cuando se ha establecido con la práctica la extensión de la acción protectora pendiente arriba o pendiente abajo de la capa, se admite el diseño de labores preparatorias en estas zonas con la condición de realizar un control continuo de la eficacia de la acción protectora.

Se puede realizar un arranque parcial de las capas protectoras para la protección:

- de frentes de labores preparatorias realizadas en arenisca peligrosa desde el punto de vista de los desprendimientos instantáneos o en capas de carbón con desprendimientos ins-

tantáneos (Figura 20-a)

- de cortes de capa por transversales, en capas de carbón con desprendimientos instantáneos y bancos de arenisca con desprendimientos instantáneos (Figura 20-b,c).
- de zonas a_1 de capas propensas a desprendimientos instantáneos (Figura 20-d).

Los parámetros de arranque parcial de capas protectoras se determinan a partir de los esquemas representados en la Figura 20. A modo de ejemplo, se ha representado en estos esquemas una explotación suprayacente; la dimensión de la zona arrancada de protección se determina de forma análoga en el caso de que la capa protectora sea subyacente; la dimensión de la zona arrancada de protección se determina de forma análoga

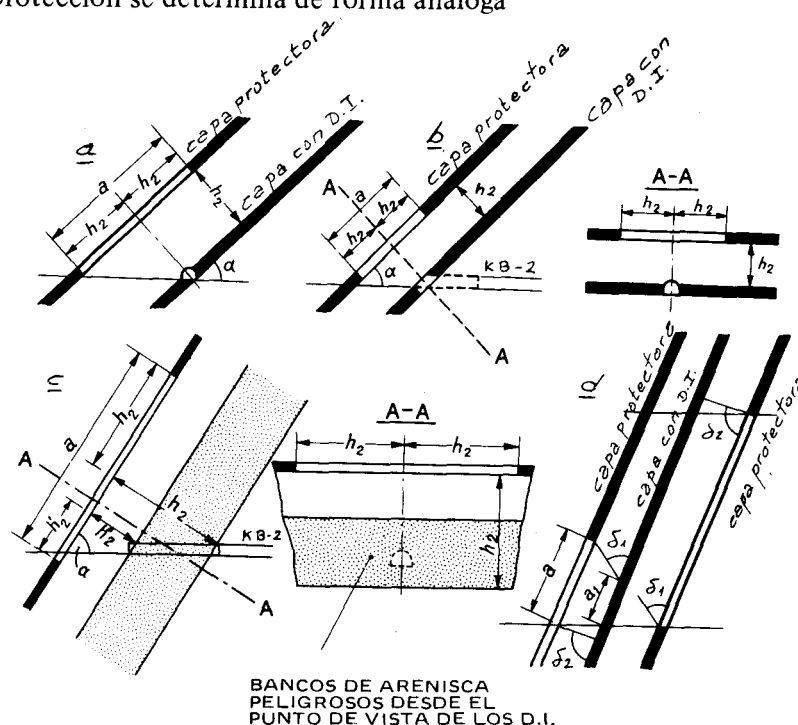


FIG. 20

Se considera de interés realizar el arranque parcial cuando la distancia entre la capa protectora y el objeto a proteger no es mayor de 30 m.

Con objeto de aumentar el efecto de la acción protectora, conviene proceder a la desgasificación artificial de la capa a proteger sometida a desprendimiento; esto se realiza en zonas relajadas:

En el caso de una explotación distendida por capas protectoras suprayacentes situadas a distancias $h_2 > 9,62 S_2$.

- en el caso de una explotación distendida por capas protectoras suprayacentes de potencia inferior a 0,5 m.
- en el caso de una protección local de las entradas en capa por transversales en capas susceptibles de sufrir desprendimientos instantáneos.

El servicio topográfico de la mina debe anotar sistemáticamente sobre los planos de labores mineras las zonas protegidas, las zonas no protegidas y las zonas de sobrepresión. El topógrafo jefe del equipo debe informar al ingeniero jefe de la mina sobre la entrada de labores mineras en zonas

de sobrepresión o en zonas no protegidas y también de la salida de las labores de estas zonas.

5.4. Método de determinación de las zonas de sobrepresión

Cuando se explota un paquete de capas, la capa propensa a sufrir desprendimientos instantáneos no sólo está sometida a la influencia de la capa protectora, sino también a la influencia de los límites de la explotación y de los pilares de carbón abandonados en otras capas del paquete. Las zonas de sobrepresión así creadas pueden reducir considerablemente e incluso suprimir completamente el efecto de protección en ciertas zonas de la capa sujeta a desprendimientos instantáneos.

Para determinar las zonas de sobrepresiones, se deben tener en cuenta los pilares cuyas dimensiones son superiores a $0,1 \ell$ (ℓ es la magnitud de la zona de sobrepresión por delante del frente) y los límites de la explotación en las capas situadas a una distancia que puede alcanzar 200 m al techo y 250 m al muro de la capa examinada propensa a sufrir desprendimientos instantáneos.

La Figura 21 representa los esquemas de determinación de las zonas de sobrepresión resultantes de la acción ejercida por los límites de la explotación de la capa 1 sobre las capas 2 y 3 sujetas a desprendimientos instantáneos. Si la dimensión del macizo de carbón en la capa 1 no es mayor que 2,7, en este caso, las zonas de sobrepresión, determinadas para cada límite de explotación de la capa, se unen para formar una sola zona.

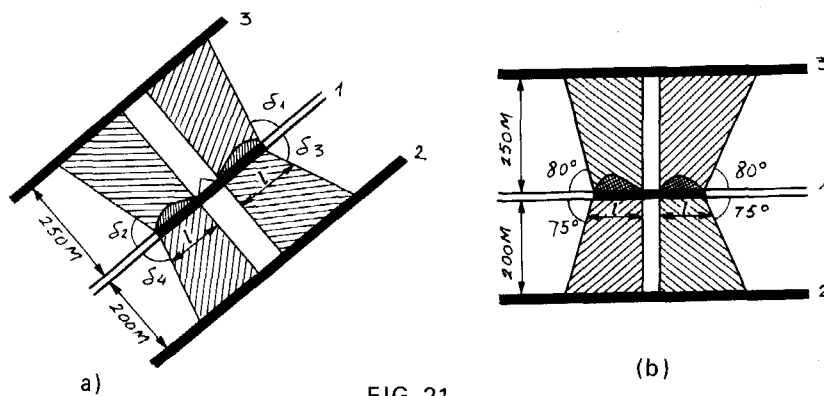


FIG. 21

Cuando existen muchas capas, teniendo cada una de ellas pilares de carbón o límites de explotación, todas las zonas de apoyo de cada una de estas capas se suman sobre la capa sometida a desprendimientos instantáneos.

Este método simplificado puede utilizarse para la determinación de zonas de sobrepresión en cualquier condición. Sin embargo, es importante tener en cuenta que en situaciones complejas, cuando se está en presencia de un número importante de capas donde se encuentran pilares de carbón y límites de explotación, la aplicación de este método da como resultado dimensiones exageradas de la zona de sobrepresión.

En la Figura 21 se presenta el esquema de la obtención de las zonas de sobrepresión:

- a Corte transversal a la dirección
- b.— Corte según la dirección.
- 1.— Capa en la que se encuentran pilares de carbón o límites de explotación originando tensiones de apoyo.
- 2 y 3.— Capas sometidas a desprendimientos instantáneos que soportan las tensiones de apoyo.

5.5. *Sondeos liberadores de presión*

Donde no se pueden conseguir grandes resultados por medio de la explotación de una capa protectora, un método común para la liberación local de presión es la perforación de sondeos de gran diámetro. Se han usado sondeos de hasta 300 mm de diámetro.

Tales sondeos liberan tanto la presión de los estratos como la del gas. Se extraen los residuos del sondeo, y así se drena más gas. El volumen de gas liberado depende de la cantidad de residuos extraídos y de la permeabilidad del carbón alrededor del sondeo (NOACK y otros, 1983).

Aunque los diámetros mayores producen un efecto más fuerte de liberación de presión, la extracción de residuos puede convertirse en un desprendimiento.

El diámetro óptimo se especifica in situ, así como el espaciado entre los sondeos y se determina a menudo por tanteos.

PAUL(1981) describe el uso con éxito de los sondeos liberadores de tensión realizados en las minas de la República Federal Alemana.

Los sondeos se perforan utilizando máquinas perforadoras con control remoto, en el tajo largo si las condiciones lo permiten, o desde el avance de la galería al área que va a ser explotada. Cuando se perforan sondeos en zonas cercanas a fallas geológicas conocidas tienen, particularmente mucho éxito.

Los sondeos perforados en áreas donde no hay excesiva presión no son de utilidad.

El éxito de las medidas de distensión se evalúa por la cantidad de carbón extraída del sondeo y mediante la observación de si hay alguna reacción de la capa. Los sondeos se perforan hasta que los residuos exceden el volumen del agujero y no se aprecian reajustes de tensiones audibles. (HAR- GRAVES, 1983). Las técnicas microsísmicas también se han usado para determinar el estado de tensiones durante la perforación (WILL, 1984).

Si el sondeo atraviesa una zona en la que ha habido milonitización, pueden fluir grandes cantidades de gas y por tanto disminuir el peligro de un posible desprendimiento de gas.

Los investigadores franceses creen que los sondeos para liberar presión son inadecuados para drenar el gas, porque es necesario inducir fisuras en los estratos y esto sólo se puede conseguir mediante fracturación hidráulica.

5.6. *Tiros de sacudida*

En muchos países, las voladuras inductoras son uno de los métodos con mayor éxito para minimizar el peligro de desprendimientos y en algunos se prefieren al método de sondeos de distensión. El primero que lo empleó fue Marsault, en Francia, en 1982.

Mediante la iniciación de la liberación de la energía elástica almacenada en el carbón y en la roca, o previniendo su acumulación, se trata de inducir los desprendimientos posibles bajo condiciones conocidas y controladas (DAVIES, 1980).

De hecho, por este método han tenido lugar más desprendimientos de los que se hubieran producido si no se hubiera empleado. Por tanto, la voladura no se puede considerar como un método preventivo. Sin embargo, los desprendimientos tienen lugar de una manera mucho menos peligrosa.

Las precauciones de seguridad durante la voladura son estipuladas por la reglamentación de cada país. DAVIES (1980), describe las precauciones de seguridad definidas en las normas empleadas en Gran Bretaña. En ellas se indica que, durante las voladuras, los retornos de aire deben quedar sin personal y la voladura debe realizarse a cierta distancia (generalmente 200 m) del frente del taller. En los lugares donde hay riesgo de daño serio al sostenimiento o a otros equipos, se deben usar detonadores de microretardo.

En algunos países se levantan barricadas para evitar el daño debido al desprendimiento inducido, como por ejemplo en Francia, Hungría y Rusia (HARGRAVES, 1983).

La cantidad de explosivo usado es de importancia crítica: si se utiliza poco explosivo no produce una distensión efectiva y se origina una situación más peligrosa que antes, mientras que una cantidad excesiva puede destruir la estructura de la mina.

En algunos países, se considera inadecuada la voladura. En la República Federal Alemana, por ejemplo, donde la idea básica es evitar desprendimientos en vez de iniciarlos, la voladura se practica sólo bajo condiciones de distensión, debido al riesgo de ignición en un ambiente gaseoso. En los países en los que el gas de la capa es CO_2 , hay menor riesgo de explosiones.

La principal desventaja de la voladura es que, una vez inducido el desprendimiento, no hay garantía de que no le seguirá otro espontáneamente, después de reanudada la explotación. Incluso con las técnicas de inducción más efectivas, todavía tienen lugar los desprendimientos espontáneos.

En minas en las que el problema es el desprendimiento de uno de los estratos suprayacentes, como en Donbass, en Rusia, donde hay capas de areniscas propensas al desprendimiento, se da la pega con el personal a 1000 m de distancia al menos, para avanzar las galerías a través de las areniscas (1983).

5.7. *Inyección de agua*

En algunas minas de carbón, el éxito en la prevención de desprendimientos se ha conseguido mediante la inyección, en las capas propensas a desprendimientos, de agua a presión, a través de una serie de sondeos largos (a menudo de 30 m o más), perforados a partir de las galerías, en la zona delante del frente. La teoría es que según aumenta la humedad, la capacidad del carbón para acumular energía elástica de deformación decrece y la energía de deformación permanente no recuperable aumenta. Consecuentemente, el índice de energía que influye en la seguridad ante desprendimientos "húmedos", disminuye. Cuando se para la inyección, el metano tiende a hacer el proceso inverso y por tanto los efectos de la inyección no son duraderos (HARGRAVES, 1983).

En la cuenca de Pecs, Hungría y en la URSS, se ha probado una técnica llamada de "perforación". El carbón blando en el frente es "erosionado" con un chorro de agua, para crear cavidades

de relajación. La profundidad máxima de “perforación” ha sido de 12 m y la “erosión” máxima de 5 toneladas de carbón. La “perforación” exige un frente resistente y una entibación lateral para contener el carbón.

En muchos países, sin embargo, la inyección de agua se evita deliberadamente, al pensar que el agua puede aumentar el riesgo de desprendimiento por retener los gases en el carbón e incrementar la presión en el techo y el muro.

Una extensión del método de inyección de agua es el conocido como de los “barrenos bajo agua”, pega de barrenos de 8 a 10 m de profundidad rellenos con agua (WARD, 1980; ROBERTS, 1983) a presiones de 7KPa aproximadamente. El objeto es transmitir la presión ejercida a través del agua a lo largo de toda la longitud del barreno y los planos de cruceo adyacentes.

La técnica de hidrofracturación fue desarrollada por el Cerchar en Francia y usada en las minas que sufren “emisiones discontinuas de grisú”. El carbón propenso a desprendimientos se inyecta con agua y es saturado, rompiéndose a continuación por medio de series de impulsos de alta presión. Esto hace que las fracturas se extiendan y desparramen dentro del carbón sólido.

Se han hecho pruebas para determinar la profundidad óptima del barreno, la presión de los impulsos, etc.

5.8. *Drenaje de gas con barrenos largos*

La perforación de barrenos largos de pequeño diámetro en el interior o desde la superficie, específicamente para drenar el gas con el fin de evitar desprendimientos durante la explotación y para hacer uso del gas, ha tenido éxito en algunas zonas pero en otras ha originado desprendimientos (ROBERTS 1983). También ha habido diversos casos en los que se estaba barrenando en zonas propensas a desprendimientos y éstos han tenido lugar en el área de los barrenos.

Los sondeos de drenaje pueden perforarse tanto en el frente del taller, como lateralmente desde la galería de un cuartel previo (LAMA, 1983).

Se deben sacar ventajas de la fisuración natural del carbón. Los sondeos que intersecten fisuras en ángulo recto harán fluir más gas que los paralelos a las fisuras (HARGRAVES 1958, 1983). Desgraciadamente no siempre es posible sacar esta ventaja de la dirección de fisuración al planear la orientación de los sondeos.

Se ha indicado que las bombas de succión conectadas a los sondeos pueden aumentar el efecto de drenaje.

En algunas partes del mundo, por ejemplo en la República Federal Alemana, no ha sido posible desgasificar horizontes de areniscas propensas a desprendimientos usando sondeos, porque en estas rocas los poros están aislados y los sondeos sólo desgasifican los poros que intersectan.

5.9. *Detección del Ruido de la Roca*

Para detectar los ruidos, cuando estos pasan a través de la roca, se emplean geófonos, los cuales los convierten en una señal eléctrica equivalente, que es recogida y ampliada permanentemente. El paso de esta onda se puede detectar, midiendo el desplazamiento de una partícula, su ve-

locidad o su aceleración. Los aparatos medidores del desplazamiento son más sensibles a vibraciones de baja frecuencia; los de velocidades a frecuencias medias y los de aceleraciones a frecuencias altas. Debido a que el espectro del ruido de roca es muy amplio, los aparatos de velocidad y los acelerómetros son los que más se emplean. El aparato elegido debe responder igualmente bien a cualquier nivel de frecuencia. Los aparatos medidores de velocidad se pueden montar en bloques plásticos cementados al techo o al muro, mientras que los acelerómetros se pueden montar tanto en el techo como en un sondeo. Al menos se deben usar 4 aparatos para una buena localización de la fuente, colocados rodeando la zona sospechosa y cubriendo las tres dimensiones. Las coordenadas de cada geófono se deben calcular con una aproximación de 30 cm por lo menos, para localizar la fuente.

Localización de la fuente del ruido de roca

Para localizar la fuente del ruido de roca, primero se debe conocer a qué velocidad viaja la onda de ruido. Esta se puede determinar haciendo detonar un pequeño explosivo y tomando los tiempos de llegada de cada tren de ondas a cada geófono. La velocidad sísmica se puede determinar como sigue:

$$V_{pi} = \frac{D_i}{T_i} \quad (1)$$

$$V_{si} = \frac{D_i}{S_i} \quad (2)$$

donde el subíndice i indica los parámetros para el i ésimo geófono; V_i y V_{si} son las velocidades de las ondas P y S respectivamente; D es la distancia entre el geófono y la posición de disparo, mientras que T y S son los tiempos que tardan las ondas P y S , respectivamente, desde el punto de explosión hasta los geófonos.

Las técnicas de localización exigen la determinación de las coordenadas de unas fuentes desconocidas, usando los tiempos de llegada y la distribución geométrica de los geófonos.

La distancia entre la fuente y el i ésimo geófono es $d_i = V_i^p T_i^p$ (3)

$$d_i = \Delta T_i^{s-p} / \left(\frac{1}{V_i^s} - \frac{1}{V_i^p} \right) \quad (4)$$

en donde, V_i^p y V_i^s son las velocidades de las ondas P y S desde la fuente al i ésimo geófono; T_i^p e ΔT_i^{s-p} son los tiempos de llegada de las ondas P y la diferencia de los tiempos de llegada entre las ondas S y P al i ésimo geófono respectivamente; el objetivo final es determinar las coordenadas de la fuente a partir de las distancias d_i , de esta forma:

$$d_i = \sqrt{(x - a_i)^2 + (y - b_i)^2 + (z - c_i)^2} \quad (5)$$

donde x , y , z y a_i , b_i , c_i son las coordenadas de la fuente desconocida y del i ésimo geófono respectivamente.

Sin embargo, en la aplicación real de la detección microsísmica, el tiempo de llegada de la onda P no se puede medir directamente, puesto que la fuente es desconocida. Por tanto, el tiempo de llegada de la onda P se mide generalmente desde el geófono más cercano o geófono O . La distancia real entre la fuente y el i ésimo geófono será entonces la suma de las distancias entre el geófono O y el i ésimo (d_i), y desde la fuente hasta el geófono O (d_o).

$$d_i + d_o = \sqrt{(x - a_i)^2 + (y - b_i)^2 + (z - c_i)^2} \quad (6)$$

Sustituyendo d_i de la ecuación (3) se obtiene:

$$V_i^p \cdot T_i^p + \sqrt{(x - a_o)^2 + (y - b_o)^2 + (z - c_o)^2} = \sqrt{(x - a_i)^2 + (y - b_i)^2 + (z - c_i)^2} \quad (7)$$

donde a_o, b_o y c_o son las coordenadas del geófono número O e i toma los valores de 1 a 4.

Si se utilizan las ondas $S-P$, simplemente se combinan (4) y (5) para determinar las coordenadas de las fuentes:

$$\Delta T_i^{s-p} / \left(\frac{1}{V_i^s} - \frac{1}{V_i^p} \right) = \sqrt{(x - a_i)^2 + (y - b_i)^2 + (z - c_i)^2} \quad (8)$$

donde i también toma los valores de 1 a 4.

Para resolver las coordenadas de las fuentes, las ecuaciones (7) y (8) se elevan al cuadrado para simplificar, pero para eliminar el término radical en el caso de la onda P o el término de coordenadas al cuadrado en el de las ondas $P-S$ es necesario restar las ecuaciones para $i = 2, 3$ y 4 de la ecuación para $i = 1$, en ambos métodos. Resultan entonces 3 ecuaciones lineales independientes con 3 incógnitas. Por tanto para el caso de las ondas $S-P$, se necesitan al menos 4 geófonos, mientras que para el de la onda P se necesitan al menos 5, porque cada ecuación se construye a partir de la información de 2 geófonos.

Sin embargo, las fuentes de ruidos de roca se localizan frecuentemente fuera de la red de geófonos. La imprecisión de los métodos antes mencionados crece según la fuente se aleja.

Esta desventaja se puede corregir usando el método de los mínimos cuadrados, considerando la información proveniente de más geófonos que los necesarios (o sea 4 para el método ondas $P-S$ y 5 para el de onda P).

Se ha llegado a que el uso de un geófono más de los necesarios incrementa la precisión incluso hasta un 50 por ciento.

Hay otro método de prevención llamado de la energía. La técnica de localización anterior tiene la desventaja de que no puede distinguir las fuentes pequeñas de las fuentes grandes. Una fuente grande de ruidos de roca es mucho más importante que varias pequeñas. Para corregir estas desventajas se han propuesto varias formas de calcular la energía.

Neyman y otros propusieron un método de interpretación basado en la curva tiempo/energía acumulada del ruido de roca. Esta energía es el cuadrado de la amplitud máxima del ruido de roca.

Para una mina dada o una sección de ésta, la curva energía/tiempo es una línea recta con una pendiente constante si la energía almacenada es liberada uniformemente. Cualquier desviación de esta línea da a entender un nivel anormal de liberación de energía y ésto significa un desprendimiento potencial.

6. Resumen y conclusiones

Los “derrabes” debidos a fenómenos gasodinámicos son cada vez más frecuentes en las capas de carbón. Por ello deben ser bien conocidos por el técnico que se ocupe de la seguridad en la mina.

En cuanto a los métodos de detección de desprendimientos se consideran los basados en los sondeos de exploración como más sencillos y prácticos, ya que los diversos “índices” de emisión, empezando por el índice Δp de Ettinger son muy sofisticados y poco útiles.

La detección microsísmica necesita personal más especializado y por ello no es fácil para realizar por los propios técnicos de la mina. Los otros métodos de temperatura, fisuración, etc. deben conocerse por el técnico de seguridad para completar sus observaciones.

Los sistemas de control y prevención son fundamentales para la seguridad y deben conocerse perfectamente por el técnico responsable, para aplicarlos correctamente según cada caso, pidiendo los asesoramientos iniciales que precise.

*

BIBLIOGRAFIA

- AIRUNI, A.T., (1979) *Theory and practice of degassing in coal mines*. Annales des Mines de Belgique; (May 1979).
- AIRUNI, A.T.; ETTINGER, I.L.; ZVEREV, I.V.; DOLGOVA, M.O.. (1983) *Role of sorptive stress of solid solutions of methane in coals in the evolution of a sudden outburst*. 20th International Conference of Safety in Mines Research Institutes, Sheffield, UK.
- BARKER—READ, G. (1982) *Outbursts of coal and gas in West Wales collieries*. Journal of the Mineral Explotation Society of University College, Cardiff.
- BERLIN, J. (1981). *Prevention of instantaneuous outbursts of methane and coal or rock. Final report*. Luxembouurg, Commission of the European Communities.
- DAVIES, A.W. (1980) *The occurrence, prediction and control of outbursts in coal mines*. Symposium, Souther Queensland Branch of the Australian Institute of Mining and Metallurgy, Brisbane, Australia.
- FAJKLEWICZ, A. (1983) *Rock-burst forecasting and genetic research in coal-mines by microgravity method*. Geophysical Prospecting.
- FARMER, I.W., POOLEY, F.D. (1967) *A hypothesis to explain the occurrence of outbursts in coal, based on a study of West Wales outbursts coal*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
- HANES, J.; LAMA, R.D.; SHEPHERD, J. (1983) *Research into the phenomenon of outbursts of coal and gas in some Australian collieries*. Proceedings of the 5th international congress on rock mechanics. Melbourne.
- HARGRAVES, A.J. (1958) *Instantaneous outbursts of coal and gas*. Australian Institute of Mining and Metallurgy, Proceedings; (Jun 1958).
- HARGRAVES, A.J. (1963) *Soine variations in the Bulli seam*. Australasian Institute of Mining and Metallurgy.
- HARGRAVES, A.J. (1973) *Planning and operation of gaseous mines*. CIM (Canadian Institute of Mining and Metallurgy).
- HARGRAVES, A.J. (1980) *Seam gas problems and drainage in Australia*. Proceedings of the 5th international conference on coal research, Dusseldorf.
- HARGRAVES, A.J. (1983a) *Instantaneous outbursts of coal anf gas - a review*. Aus-

- HARGRAVES, A.J. (1983b) *Australian Institute of Mining and Metallurgy, Proceedings. Reply to contributed discussion (this issue) by John Shepherd and L. Keith Rixon.* Australasian Institute of Mining and Metallurgy.
- HEIDECKER, E.J. (1979) *Photostructural detection of concealed and faults influencing coal mine planning.* Australasian Institute of Mining and Metallurgy.
- HUDHES, J.E.T. (1973) *Outbursts of coal and gas of the anthracitic area of South Wales.* Cardiff, UK, University of Wales; (M.Sc. thesis).
- JANAS, H.; WINTER, K. (1977) *Early detection of the danger of gas outbursts on the basis of a determination of the k-value.* Gluckauf.
- JONES, V. K. (1980) *Management of a mine liable to outbursts. The occurrence, prediction and control of outbursts in coal mines, Symposium of the Australasian Institute of Mining and Metallurgy, Brisbane, Australia.*
- JOSIEN, J.P.; BRENAUX, J.; DAUMALIN, C.; DOLIGEZ, M.; GEORGEL, P. (1983) *The dynamic effects of strata pressure - rock bursts.* Proceedings of the 7th international strata control conference, Lieje, Belgium.
- KRISTIANOVICH, S.A.; SALGANIK, R.L. (1983) *Several basic aspects of the forming of sudden outbursts of coal (rock) and gas.* Proceedings of the 5th international congress on rock mechanics, Melbourne, 1983.
- KIDYBINSKI (1981) *Bursting liability indices of coal.* International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts.
- KIMURA, O.; SUGAWARA, K.; KANEKO, K. (1983) *Study on the controlling of coal bursting Miike mine.* Proceedings of the 7th international strata control conference, Lieje, Belgium.
- KOZŁOWSKI, B. (1983) *Opening-up and development of seams prone to sudden outbursts.* Proceedings of the 20th international conference of Safety in Mines research institutes. Sheffield, UK.
- KUSZNIR, N.J.; FARMER, I.W. (1983) *Rockburst phenomena in British coal mines.* Rockbursts prediction and control Symposium, Institution of Mining and Metallurgy, London, UK.

- LAMA, R.D. (1980) *Drainage of methane from the solid at West Cliff colliery. Part I: optimisation of drainage hole design parameters.* Syndal, Victoria, Australia.
- LAMA, R.D. (1983) *Prediction of shear zones associated with outbursts in coal mines.* Proceedings of the 20th international conference of Safety in Mines research institutes. Sheffield, UK.
- LAMA, R.D., SMITH, J.W.; SHEPHERD, J. (1982) *Coal outbursts and gas drainage.* Colliery guardian.
- MCKAVANAGH, B.M.; ENEVER, J.R. (1980) *Developing a microseismic outbursts warning system.* Proceedings of the 2nd conference on acoustic emission/microseismic activity in geologic structures and materials.
- MOORE, R.D.; HANES, J (1980) *Bursts in coal at Leichhardt Colliery, central Queensland and the apparent benefits of mining by shot-firing.* The occurrence, prediction and control of outbursts in coal mines. Symposium of the Australasian Institute of Mining and Metallurgy, Brisbane, Australia.
- NAKATA, T. (1980) *Technologies of deep mine safety under difficult conditions spontaneous combustion and gas outbursts at Sumitomo-Akabira coal mine.* Proceedings of the 5th international conference on coal research, Dusseldorf, FRG.
- NOACK, K.; JANAS, H. (1981) *The development of methods and equipment for assessing the risk of gas outbursts.* Gluckauf.
- NOAK, K.; PAUL, K.; POERTGE, F. (1983) *Present stage in the prevention of outbursts of gas and coal in the West German bituminous coal mines.* Proceedings of the 20th international conference on Safety in Mines research institutes, Sheffield, 3-7 Oct. 1983, Buxton, UK.
- PAUL, K. (1980) *Forewarning and prediction of gas outbursts in a West German mine.* The occurrence, prediction and control of outbursts in coal mines. Symposium of the Australasian Institute of Mining and Metallurgy, Brisbane, Australia.
- PAUL, K. (1981) *Further development of methods for predicting and preventing gas outbursts.* Gluckauf.
- PENG, S.S. (1978) *Coal mine ground control.* New York, US. Wiley-Interscience.

- ROBERTS I. (1982) *The effects of outbursts on coal and gas on deep mining in the Bowen Basin, Queensland, and the efforts made to deal with the phenomenon.* Queensland Government Mining Journal.
- SHEPHERD, J. R.; CREASEY, J.W. (1979) *Forewarning of faults and outbursts of coal and gas at West Cliff colliery, Australia.* Colliery Guardian Coal International.
- SHEPHERD, J., RIXON, L.K.; GRIFFITHS, L. (1981) *Outbursts and geological structures in coal mines, a review.* International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts.
- SHEPHERS. J., BLACKWOOS, R.L. RIXON, L.K. (1984, in press) *Instantaneous outbursts of coal and gas. Seismicity in mines.* Proceedings of the Symposium. South African Institute of Mining and Metallurgy and International Society for Rock Mechanics, Johannesburg. South Africa.
- SMITH, J.W.; GOULD, K.W. (1980) *An isotopic study of the role of carbon dioxide in outbursts in coal mines.* Geochemical Journal.
- STACH, E.; MACKOWSKY, M.T.; TEICHMULLER, M. TAYLOR, G.H.; CHANDRA, D.; TEICHMULLER, R. (1975) *Stach's textbook of coal petrology.* Berlin-Stuttgart, FRG.
- WARD, H. (1980) *Outbursts experience at Metropolitan Colliery.* The occurrence, prediction and control of outbursts in coal mines. Symposium. The Australasian Institute of Mining and Metallurgy, Brisbane, Australia.
- WHITTAKER, B. (1983) *Longwall with reference to rockbursts. Rockbursts: prediction and control.* Symposium. Institution of Mining and Metallurgy, London, UK.

**6.- instrumentación para la vigilancia
de minas subterráneas**

INDICE DEL CAPITULO VI

	<u>Pág.</u>
1. Introducción	261
2. Aparatos utilizados en la fase del proyecto	265
2.1. Método de la prolongación de la perforación	265
2.2. Método de la sobreperforación	267
2.3. Célula triaxial	270
2.4. Medida de la carga admitida por el techo y muro	271
3. Aparatos utilizados en vigilancia de minas	272
3.1. Medidas de convergencia	272
3.2. La cinta extensométrica	272
4. Aparatos para medir la flexión diferencial del techo	273
5. Medida de la pendiente del techo	274
6. Medidores de fuerza en articulaciones	274
7. Extensómetros instalados en sondeos	277
7.1. Extensómetro de varilla	277
7.2. Sonda sónica medidora de convergencia	277
7.3. Extensómetro de anillo magnético	280
8. Aparatos para medir cargas	280
8.1. Células de carga	280
8.2. Células de presión	282
9. Método de las inclusiones rígidas	283
10. Resumen y observaciones	285
BIBLIOGRAFIA	286

★

CAPITULO VI

INSTRUMENTACION PARA LA VIGILANCIA DE MINAS SUBTERRANEAS

1. Introducción

En este capítulo se analiza la instrumentación utilizada en la fase de proyecto de una mina, para el diseño de la misma y su vigilancia. Por una parte, un sistema de vigilancia debe suministrar información geotécnica para el diseño previo de la mina por otra debe proporcionar información durante la explotación de la mina para verificar su estabilidad; ésta información debe ser más abundante en zonas concretas, donde se han hecho modificaciones respecto al proyecto original o en otras partes de la mina en las que se ha observado un comportamiento del terreno que difiere del previsto según los datos disponibles en la etapa de diseño.

Un sistema de vigilancia completo debe incluir los siguientes elementos: captadores geotécnicos, sistemas de transmisión de datos, registros para almacenar la información y equipos de procesos de datos.

La vigilancia de minas subterráneas se lleva en tres niveles:

Nivel 1

Este nivel está previsto para detectar los primeros síntomas de inestabilidad. Paralelamente al Nivel 1 de vigilancia se miden los parámetros geotécnicos necesarios para el diseño de la mina.

Las funciones que deben realizarse con vistas al proyecto durante este nivel, consisten en una investigación geoestructural, medidas piezométricas y estudios del régimen hidráulico de la mina. También se realizarán medidas para estimar la presión admitida por el techo y el muro para proyectar correctamente la superficie de apoyo de los elementos de sostenimiento.

Además de las medidas mencionadas, en la fase del proyecto se medirán tensiones naturales en el macizo rocoso.

Los aparatos utilizados en el Nivel 1 de vigilancia no deben ser muy caros y hay que cubrir con ellos la máxima extensión de la mina; la precisión de las medidas utilizadas en este nivel no tiene que ser muy grande.

Las operaciones realizadas con la instrumentación colocada en el Nivel 1 de vigilancia consisten fundamentalmente en la determinación de convergencias y en el estudio de la evolución de la pendiente del techo en los tajos para comprobar su correcto hundimiento.

Por último, en este Nivel también se miden las fuerzas en las articulaciones de los sostenimientos autodesplazables.

A continuación se presenta una tabla en la que se indican los instrumentos de medida utilizados en este Nivel, así como los parámetros que se miden y el objetivo que se persigue con dichas medidas.

NIVEL 1 DE VIGILANCIA		
APARATO	MEDIDA	OBJETIVO
Cinta extensométrica	Convergencias	Medida de convergencias por medio de una cinta metálica que se ancla en el techo y cuya tensión se mantiene constante.
Tubo extensométrico	Convergencias Desplazamientos del terreno	Medidas de convergencia y desplazamientos del terreno en general.
Inclinómetro	Pendientes de techo	Determinación de la pendiente del techo en la zona de trabajo del frente largo.
Medida de fuerzas en articulaciones	Fuerzas	Obtención de las fuerzas en las articulaciones giratorias de los sostenimientos de escudo.

Nivel 2

La vigilancia en el Nivel 2 se pone en marcha cuando la instrumentación en el Nivel 1 detecta algún tipo de anomalía o también cuando se ha modificado localmente el proyecto inicial de la mina; es decir, el nivel 2 de vigilancia se ciñe a zonas concretas por lo cual se utiliza menos instrumentación que en el Nivel 1, siendo su precisión y su costo bastante más elevados.

Por ejemplo, el Nivel 2 es preceptivo cuando se detectan convergencias mayores que las esperadas, caudales de agua distintos a los previstos, etc.

Los aparatos del Nivel 2, se pueden utilizar como sistema de aviso y alarma, colocando en ellos potenciómetros o interruptores de final de carrera.

Las medidas de desplazamientos en el nivel 2 se efectúan frecuentemente en profundidad. El extensómetro de cables múltiples con anclajes mecánicos es un aparato muy adecuado para estos fines. Su alcance es de unos 300 m.

Los parámetros que se miden en el Nivel 2, además de presiones y caudales, se refieren a deformaciones y cargas sobre el sostenimiento, así como expansiones de techo, convergencias, grado de compactación del relleno, variaciones de tensión en el macizo rocoso, etc.

NIVEL 2 DE VIGILANCIA		
APARATO	MEDIDA	OBJETIVO
Extensómetro de Cable	Deformaciones de terreno	Medir las deformaciones que experimenta el techo inmediato y el techo superior en explotaciones por frente largo. Medidas de deformaciones del terreno en general.
Extensómetro de varilla	Desplazamientos	Obtención del desplazamiento de cualquier punto del terreno mediante la medida de la separación de dos anclajes.
Sonda sónica	Convergencias	Medida de convergencia a través de la separación de dos anillos magnéticos que tiene la sonda.
Extensómetro de anillo magnético	Deformaciones expansiones	Medición de desplazamientos diferenciales con una precisión de 0,1 mm, utilizando un anillo magnético y una sonda magnética.
Células de carga y células de presión	Presiones	Determinación de presiones sobre diversos tipos de sostenimiento: mampostas, sombreros de sostenimientos autodesplazables etc. Medidas del grado de compactación de un relleno.
Inclusiones rígidas	Variación de tensiones	Medida de variación de tensiones en un macizo rocoso, aprovechando la propiedad de las inclusiones rígidas de estar muy poco influenciadas por el módulo de elasticidad del macizo rocoso.

Nivel 3

El nivel 3 de vigilancia se realiza en zonas cuya inestabilidad ha sido puesta de manifiesto por los anteriores niveles y no ha quedado resuelta por motivos técnicos o económicos. Requiere, en cualquier caso, la colocación de aparatos de aviso y alarma para que las labores mineras en estas zonas se realicen con seguridad.

En el nivel 3 se miden básicamente los mismos parámetros que en el Nivel 2, aunque en el nivel 3 todos los aparatos deben estar dotados de alarma automática.

NIVEL 3 DE VIGILANCIA		
APARATO	MEDIDA	OBJETIVO
Sonda sónica	Convergencias	Medida de convergencias y determinación de la aceleración de movimientos del terreno. La alarma se dispara cuando la aceleración pasa del umbral fijado.
Extensómetro de varilla	Desplazamientos	Medida de desplazamientos del terreno, principalmente en el techo de los tajos, determinándose velocidades y aceleraciones de las deformaciones con objeto de detectar súbitos movimientos del terreno.

Una vez hecha la descripción de la instrumentación utilizada en cada uno de los tres niveles así como de los parámetros que se miden, a continuación se van a describir con algo más de detalle estos aparatos, comenzando por hacer mención de los utilizados en la fase de proyecto, que consisten básicamente en medidores de capacidad portante en techo y muro, dato éste muy importante para estimar la presión de apriete del sostenimiento o su superficie para que no se hingue en los hastiales. Otro dato fundamental a considerar en la fase de proyecto son las tensiones naturales en el macizo rocoso, para cuya determinación se utilizan métodos basados en la prolongación de la perforación de un barreno en cuyo fondo se cementan previamente unas bandas extensométricas y métodos en los que se reperfora el barreno, como en el caso de la utilización de células triaxiales.

INSTRUMENTACION EN LA FASE DE PROYECTO		
APARATO O METODO	MEDIDA	OBJETIVO
Método de la prolongación de la perforación	Tensiones	Determinación de las tensiones naturales en el macizo rocoso mediante la medida de las deformaciones que se producen en la base del fondo del sondeo al prolongar la perforación.
Método de la sobreperforación	Tensiones	Determinación de las tensiones naturales en un macizo rocoso mediante la deformación sufrida por un sondeo de pequeño diámetro que se reperfora.
Célula triaxial	Tensiones	Determinación de tensiones a través de la deformación de una célula de resina en cuyo interior se han colocado las bandas extensométricas. La deformación de la célula cementada al sondeo surge al perforar otro sondeo concéntrico, de mayor diámetro.
Medidor de presiones en techo y muro	Presiones	Estimación de la presión admitida por el techo y muro.

En la Tabla de la página anterior se presentan esquemáticamente los métodos y aparatos de la fase de proyecto, que se van a describir a continuación.

2. Aparatos utilizados en la fase del proyecto

2.1. Método de la prolongación de la Perforación (PENG, 1979).- Las tensiones se pueden determinar realizando un sondeo hasta el punto de interés y midiendo las deformaciones en la base del fondo del sondeo al prolongar la perforación.

La aplicación de la teoría de la elasticidad a los valores obtenidos tras la liberación de las tensiones permite obtener el valor de éstas.

Si suponemos que el sondeo es paralelo a la dirección de la menor tensión principal σ_3 y si ϵ_A , ϵ_B y ϵ_C son las deformaciones unitarias medidas en las direcciones A , B y C de la Figura 1, inducidas por la liberación de tensiones, :

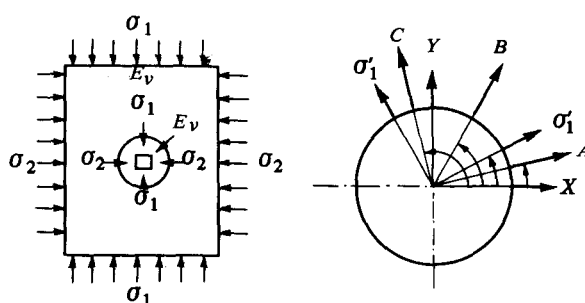


FIG. 1

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_A &= \epsilon_x \cos^2 \theta_A + \epsilon_y \sin^2 \theta_A + \gamma_{xy} \sin \theta_A \cos \theta_A \\ \epsilon_B &= \epsilon_x \cos^2 \theta_B + \epsilon_y \sin^2 \theta_B + \gamma_{xy} \sin \theta_B \cos \theta_B \\ \epsilon_C &= \epsilon_x \cos^2 \theta_C + \epsilon_y \sin^2 \theta_C + \gamma_{xy} \sin \theta_C \cos \theta_C \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

donde θ_A , θ_B y θ_C son los ángulos indicados en la figura, y ϵ_x , ϵ_y y ϵ_{xy} , las deformaciones según los ejes x,y . Las deformaciones unitarias principales mayor ϵ'_1 e intermedia ϵ'_2 , así como el ángulo θ_1 entre OX y ϵ'_1 , vendrán dadas por las ecuaciones:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon'_1 &= \frac{1}{2} \left[\epsilon_x + \epsilon_y + \sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2} \right] \\ \epsilon'_2 &= \frac{1}{2} \left[\epsilon_x + \epsilon_y - \sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2} \right] \\ \text{tg } \theta_1 &= \frac{2 (\epsilon'_1 - \epsilon'_2)}{\gamma_{xy}} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Las tensiones principales correspondientes a las deformaciones unitarias anteriores se calcularán mediante:

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_1 &= \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon'_1 + \nu \epsilon'_2) \\ \sigma'_2 &= \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon'_2 + \nu \epsilon'_1) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

De hecho lo que se mide es la concentración de tensiones producidas sobre el fondo del sondeo. Por lo tanto, es preciso corregir estos valores para obtener los valores verdaderos de las tensiones en el macizo virgen. Así Crouch, utilizando el método de elementos finitos, propuso las siguientes relaciones entre σ'_1 y σ'_2 y las tensiones regionales σ_1 , σ_2 y σ_3 .

$$\sigma'_1 = F_r \sigma_1 + F_a \sigma_3$$

$$\sigma'_2 = F_r \sigma_2 + F_a \sigma_3$$

siendo F_r y F_a constantes, cuyos valores en función del índice de Poisson se presentan en la Tabla siguiente:

ν	F_a	F_r
0	-0,455	1,22
0,1	-0,540	1,23
0,2	-0,620	1,25
0,3	-0,700	1,25
0,4	-0,780	1,21

La técnica comunmente utilizada para la realización de estas medidas es la del "doorstopper" desarrollada por Leeman.

Consta este aparato de una roseta de bandas extensométricas cementadas en la base de una cápsula cilíndrica de goma con un sistema de conexión exterior.

El "doorstopper" presenta la ventaja de facilitar el pegado de las bandas extensométricas al fondo del barreno y su orientación, así como la protección de las mismas, utilizando un taco de silicona de 35 mm de ϕ en cuya cara frontal está montada la roseta de tres bandas extensométricas protegida por una película de araldite-B de 0,6 mm de grosor. Para la inserción de la célula se utiliza un dispositivo especial (Figura 2).

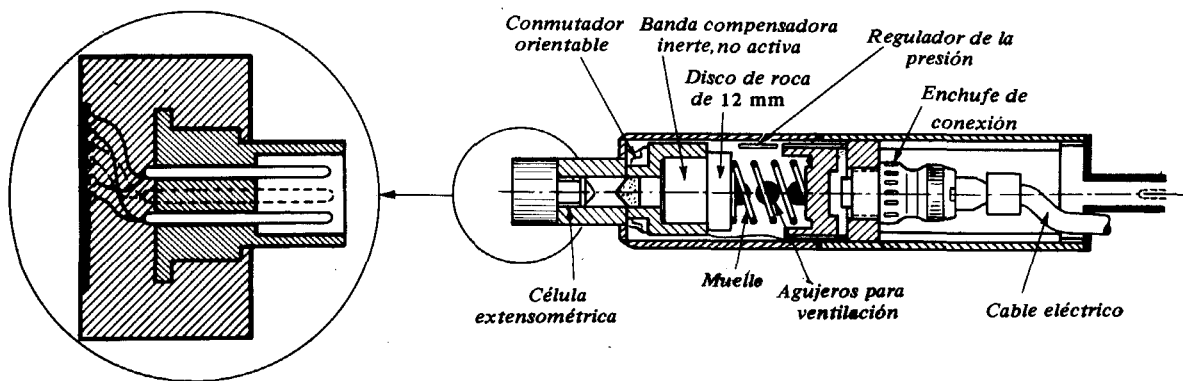


FIG. 2

Para la realización de medidas se perfora un sondeo $BX \left(1 \frac{5}{8} \text{ pulgada de } \phi\right)$ hasta el punto en que se desean medir las tensiones. Se pule el fondo del sondeo y se pega en él "doorstopper" mediante instrumentos especiales.

Se profundiza a continuación el sondeo hasta que las lecturas de la roseta se estabilizan. Las deformaciones unitarias medidas $\epsilon_A, \epsilon_B, \epsilon_C$ permiten, mediante las ecuaciones anteriores, obtener las tensiones *in situ*.

Esta técnica se ha utilizado con éxito en sondeos de 0,5 m a 25 m de profundidad. (Véase Figura 3).

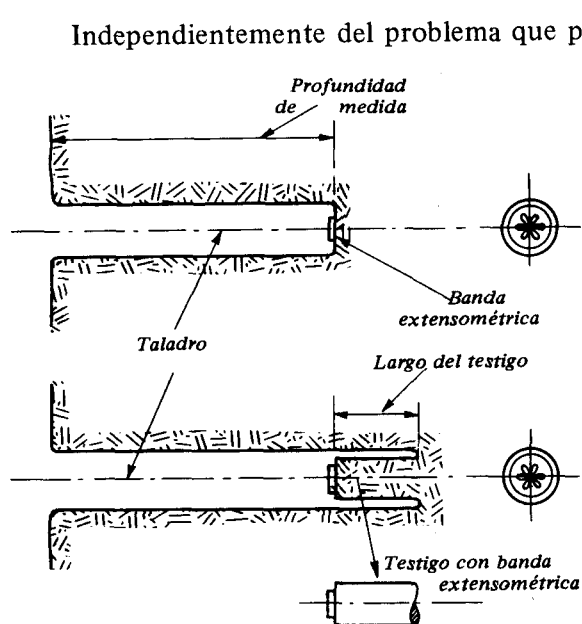


FIG. 3

Independientemente del problema que presenta la necesidad de ejecución de tres sondeos para la determinación del estado absoluto de tensiones, con la dispersión en las medidas que esto puede suponer y el ya citado problema de la concentración de tensiones en el fondo del sondeo, en la ejecución práctica del método las principales dificultades están ligadas a la preparación del lugar de medida: el fondo de la perforación debe estar exento de fisuras y de venas de agua que perturbarían las medidas o afectarían la calidad del sellado para la cual se precisa rectificación del fondo de perforación mediante la utilización de una pulidora especial, lo cual exige la presencia de un personal experimentado y acostumbrado a este tipo de medidas.

2.2. Método de la Sobreperforación (P. Ramírez Oyanguren, 1980)

Si se realiza un sondeo en un macizo rocoso sometido a un sistema de tensiones *in situ* y se liberan estas tensiones, el sondeo sufrirá una deformación diametral que dependerá de la magnitud y dirección de las tensiones en el plano perpendicular al eje del sondeo.

Si U es la deformación diametral en una dirección determinada de un sondeo de diámetro d , P' y Q' las tensiones principales en el plano normal al eje del sondeo y consideramos un sistema tensional plano (es decir, la tensión según el eje del sondeo es nula y la deformación libre), se tiene que:

$$U = \frac{d}{E} \cdot [(P' + Q') + 2(P' - Q') \cos 2\theta] \quad (1)$$

siendo θ el ángulo entre P' y la dirección del diámetro considerado y E el módulo elástico.

Si consideráramos un sistema de deformaciones planas (es decir, con deformaciones nulas se-

gún el eje del sondeo) se tendría:

$$U = \frac{d(1-\nu^2)}{E} \cdot [(P' + Q') + 2(P' - Q') \cos 2\theta] \quad (2)$$

siendo ν el coeficiente de Poisson.

En general, en un caso en que la deformación axial no fuese ni cero ni la necesaria para que la tensión axial sea nula, sino que fuese ϵ_z , siendo σ_z la tensión axial, se tiene:

$$U = \frac{d(1-\nu^2)}{E} \cdot [(P' + Q') + 2(P' - Q') \cos 2\theta] - \nu \epsilon_z d \quad (3)$$

Determinando el valor de ϵ_z y tres valores de U para diferentes direcciones, la resolución del sistema de ecuaciones procedente de la relación anterior, supuesto E y ν conocidos, permitirá determinar el sistema de tensiones en el macizo.

La medición de ϵ_z es difícil, como por otra parte es frecuente poder suponer que se está en presencia de un sistema tensional plano la resolución puede hacerse mediante la ecuación (1).

Tal es el caso de medidas en el centro de pequeños pilares, o en sondeos normales a la superficie de la roca, o cercanos a un hueco si la roca está fracturada y no soporta deformaciones normales a la superficie. En este caso, si se miden las deformaciones U_1 , U_2 y U_3 en tres direcciones que forman 60° entre sí, la solución del sistema de ecuaciones procedentes de (1) proporciona:

$$P' = \frac{E}{6d} \left\{ (U_1 + U_2 + U_3) + \frac{\sqrt{2}}{2} [(U_1 - U_2)^2 + (U_2 - U_3)^2 + (U_3 - U_1)^2] \right\}^{1/2}$$

$$Q' = \frac{E}{6d} \left\{ (U_1 + U_2 + U_3) + \frac{\sqrt{2}}{2} [(U_1 - U_2)^2 + (U_2 - U_3)^2 + (U_3 - U_1)^2] \right\}^{1/2}$$

$$\theta_p = \frac{1}{2} \text{arc tg} \frac{\sqrt{3}(U_2 - U_3)}{2U_1 - U_2 - U_3}$$

El ángulo θ_p es el que va de U_1 a P' en sentido contrario a las agujas del reloj y si:

$$U_2 > U_3 \quad \text{y} \quad U_2 + U_3 < 2U_1 \quad 0^\circ < \theta_p < 45^\circ$$

$$U_2 > U_3 \quad \text{y} \quad U_2 + U_3 > 2U_1 \quad 45^\circ < \theta_p < 90^\circ$$

$$U_2 < U_3 \quad \text{y} \quad U_2 + U_3 > 2U_1 \quad 90^\circ < \theta_p < 135^\circ$$

$$U_2 < U_3 \quad \text{y} \quad U_2 + U_3 < 2U_1 \quad 135^\circ < \theta_p < 180^\circ$$

consideremos dos casos especiales:

a) campo de tensiones uniaxial; $Q' = 0$; $\theta_p = 0^\circ$. Entonces:

$$P' = \frac{EU}{3d}$$

donde U es la deformación en la dirección de P'

b) campo de tensiones hidrostáticas; $P' = Q' = -P$

$$-P = \frac{U_p E}{2d}$$

donde U_p es la deformación en cualquier dirección.

En caso de deformaciones planas, las ecuaciones anteriores han de ser modificadas sustituyendo E por $E/(1-\nu^2)$. Si además se dispone de una estimación de σ_z , la resolución de las ecuaciones modificadas proporcionará una estimación de σ_x y σ_y a partir de P' y Q' , con lo que el valor ϵ_z puede ser determinado mediante la ley de Hooke:

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)]$$

Conociendo el valor de ϵ_z se obtendrán nuevos valores de P' y Q' , iterándose esta operación hasta alcanzar la precisión deseada.

La precisión de las medidas ha de ser alta ya que la magnitud de la deformación de la roca es pequeña. Así por ejemplo, considerando un sondeo de 1 pulgada (2,54 cm), si la roca tiene una resistencia a compresión de 35 MPa y un módulo elástico de 2×10^4 MPa, la deformación máxima será de:

$$U = \frac{3 dP'}{E} = 0,013 \text{ cm}$$

Por tanto, el aparato de medida deberá tener una precisión del 1 % del valor máximo, es decir, del orden de 0,0001 cm, y al mismo tiempo carecer de deriva en caso de tener que realizar medidas durante largos períodos de tiempo.

Los aparatos de medida pueden determinar bien la dimensión de un diámetro, bien las de tres diámetros a 60° entre ellos.

En el primer caso (medición de un sólo diámetro) el proceso de medida será el siguiente (Figura 4):

1. Realización de un sondeo de pequeño diámetro (aprox. 1 pulgada) y colocación y orientación del aparato, tomando la primera lectura.
2. Sobreperforación concéntrica con mayor diámetro para liberar las tensiones y realización de una segunda lectura. La diferencia con la anterior proporciona la deformación en una dirección.
3. Avance del aparato de medida y giro de 60° de la posición original, con repetición del proceso realizado en 1 y 2.
4. Repetición del proceso 3 hasta obtener las 3 posiciones a 60°, continuándolo hasta cubrir el rango de profundidades deseado.

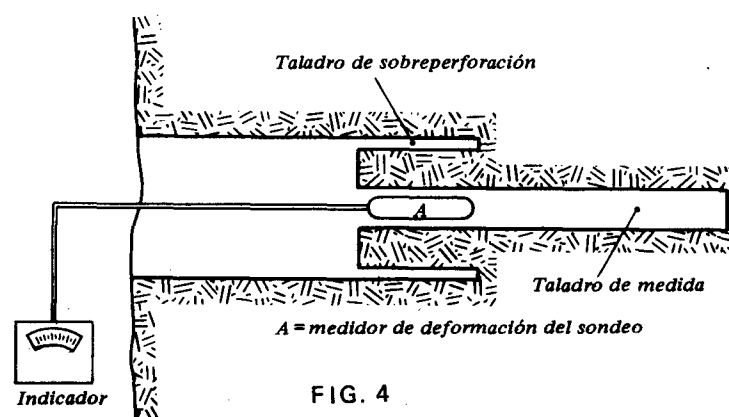


FIG. 4

En el segundo caso (medición simultánea de las tres componentes) el proceso es el siguiente:

1. Realización del sondeo adecuado (en este caso 1,5 pulgadas por razón del aparato) hasta una profundidad mayor de 30 cm del punto en que se desea realizar la medida, e introducción del aparato hasta el punto de medida. Ajuste del cero y toma de lectura.
2. Sobreperforación concéntrica con diámetro de 6 pulgadas para la liberación de tensiones, hasta 25 cm más allá de la localización del aparato.
3. Toma de lecturas y corrección por diferencia a las tomadas en 1.

Para determinar totalmente el estado de tensiones en una zona será preciso realizar varios (al menos 3) sondeos según distintas orientaciones, (a poder ser ortogonales), ya que cada uno de ellos determina únicamente el estado de tensiones secundario sobre un plano normal al eje del sondeo.

Como regla general debe señalarse que la determinación de tensiones en un sondeo debe de hacerse a una profundidad tal que no esté influido por la modificación de las tensiones producidas por el hueco desde el que se efectúa el sondeo (al menos vez y media el diámetro del hueco).

Los diámetros de sobreperforación señalados anteriormente deberán modificarse en caso de rocas fracturadas; por ejemplo, en carbón la sobreperforación deberá ser de al menos 25 cm de diámetro.

Los aparatos de medida que se han desarrollado son de diversos tipos. Mencionaremos brevemente los más importantes:

De los medidores de un sólo diámetro existentes, unos utilizan cuerdas vibrantes, que al aumentar o disminuir su tensión debido al movimiento producido por el cambio del diámetro, transmitido por un sistema de palancas, se modifica su frecuencia de resonancia, que es medida a través de un sistema adecuado; otros contienen un núcleo de níquel rodeado de un solenoide, y al variar la deformación del núcleo, debido al cambio de diámetro del sondeo, se modifica la permeabilidad magnética del núcleo. Ambos tipos necesitan cargarse previamente, es decir, presionar tras su colocación sobre el sondeo; ello hace que su aplicabilidad en rocas blandas sea limitada. Otro modelo transmite el movimiento a una ménsula de cobre-berilo, cuya flexión es medida mediante cuatro bandas extensométricas. La carga previa que debe aplicarse en este modelo es muy inferior a la de los anteriores, por lo que, junto a su mayor rango y sensibilidad de medida, lo hacen preferible a aquellos.

2.3. Célula triaxial

Descripción del método.— El método consiste en la realización de un sondeo de diámetro $D = 135$ mm en el punto donde se va a determinar el estado tensional; a continuación, se perfora un sondeo coaxial desde el fondo del sondeo anterior; en las paredes del sondeo de menor diámetro se cementa una célula triaxial. Se toman las lecturas iniciales en cada banda extensométrica y a continuación se sobreperfora para liberar las tensiones. Las lecturas en cada banda extensométrica pueden tomarse a intervalos regulares durante el transcurso de la sobreperforación.

Por último, teniendo en cuenta las deformaciones obtenidas, se calcula el estado tensional en el punto en estudio. Se puede conocer la evolución de las tensiones continuando el sondeo de pequeño diámetro y cementando una célula en un punto cercano al anterior estudiado. (Ver Figura 5).

Ejecución de los ensayos. - Normalmente conviene realizar este ensayo según el siguiente orden:

1. En la selección de los puntos de ensayo hay que evitar aquellos en los que existe agua y no puede ser evacuada fácilmente.
2. La situación de los puntos de ensayo debe estar precedida de una investigación geológica a fondo y un programa de perforación muy detallado con estudio de los testigos obtenidos.

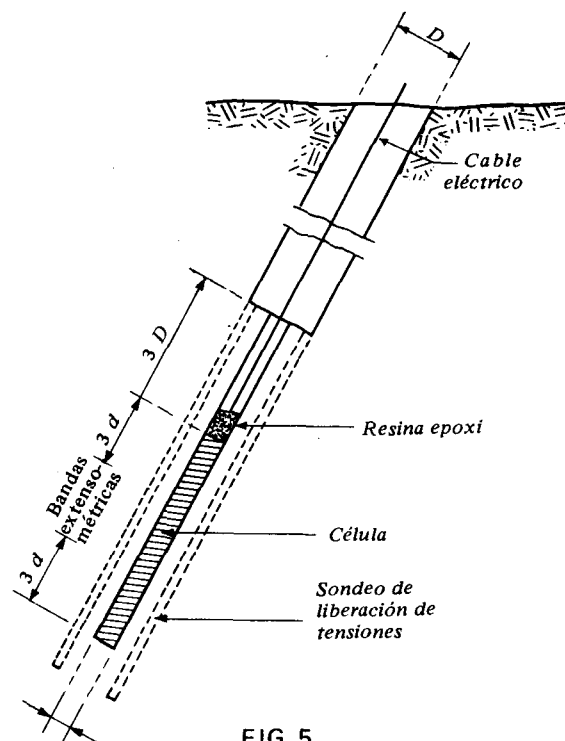


FIG. 5

3. Hay que evitar los cambios de temperatura durante los ensayos. En este sentido, además de utilizar un buen equipo de perforación, hay que regular la velocidad de sobreperforación para evitar el sobrecalentamiento.
4. Para evitar los efectos térmicos, hay que determinar la temperatura en el punto de ensayo y utilizar agua mantenida a temperatura constante durante la perforación. De todas formas conviene utilizar una banda extensométrica para corregir los efectos térmicos y así eliminar las deformaciones que no están producidas por cambios tensionales.
5. Hay que adecuar el programa de lectura para seguir el proceso de relajación de tensiones completo durante los ensayos.

2.4. Medida de la carga admitida por el techo y muro

Esta carga se determina por el dispositivo de ensayo que se muestra en la Figura 6. Consiste en un gato hidráulico con secciones extensibles, un anteojo de puntería y una bomba de mano. Durante el ensayo el aparato se coloca sobre el muro en el punto en que se quiera hacer la medida. Si lo que se quiere medir es la capacidad de carga del techo se debe calzar el gato con un taco de madera dura y una chapa de acero de 4 y 2 veces la sección del gato respectivamente. De esta forma se reduce la presión sobre el muro. En la cabeza del pistón del gato se añaden secciones de extensión hasta alcanzar la altura de la línea del techo. Estas secciones llevan un anillo desmontable para insertar el soporte plano final. El pistón se sube suavemente hasta que el apoyo plano se ajuste herméticamente. Desde el colimador telescópico de puntería, que previamente se ha ajustado al trípode en posición horizontal, se leen los ocho niveles en las dos escalas de penetración del techo y del muro, son las lecturas cero. Se aplica gradualmente la carga con la

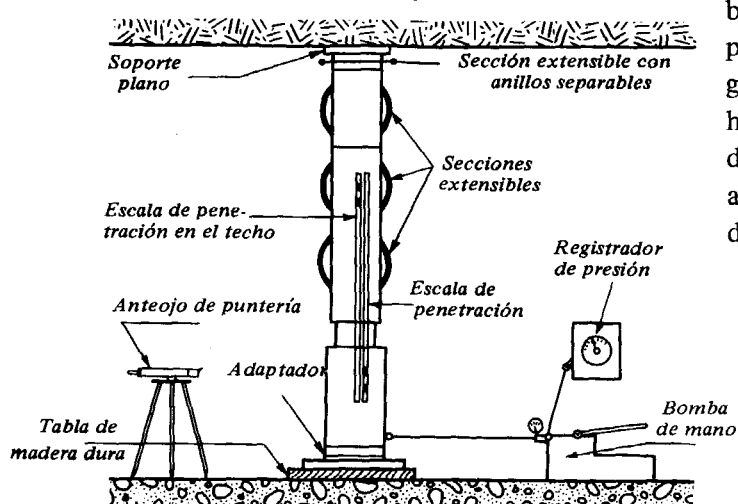


FIG. 6

Como la capacidad del techo varía con la forma y tamaño del apoyo plano, hay que ensayar una serie de apoyos con distintos tamaños, para obtener la capacidad de carga del techo.

Para obtener la del muro, se coloca el dispositivo de madera y chapa en el techo, y las secciones extensibles y el apoyo plano sobre el muro, en la base del gato.

3. Aparatos utilizados en vigilancia de minas

3.1. Medidas de convergencia. — PENG y CHIANG, (1984) (*Medios manuales*). — Las señales que formarán la estación de medida deben situarse en zona de fácil acceso, para que las medidas puedan hacerse con rapidez y fiabilidad. Normalmente están constituidas por pernos de 0,40 m de longitud anclados en los macizos rocosos, dispuestos normalmente a los estratos.

Como aparato de medida se emplea la cinta métrica. Tiene el inconveniente de ser de registro discontinuo, lo que puede inducir a grandes errores si las medidas son efectuadas por operarios distintos. La frecuencia de las medidas debe ser diaria o mayor, 2 a 3 medidas en una misma estación. Por el contrario presenta la ventaja por tratarse de un equipo poco sofisticado, de no requerir inversión.

3.2. La cinta extensométrica. — Se compone (Figura 7) de una cinta métrica de acero, un muelle tensor, un comparador de esfera y un tornillo tensor. El extremo de la cinta se engancha en el anclaje del techo y la otra punta se engancha en el anclaje del muro. El tornillo tensor se gira para ajustar la tensión aplicada. La tensión correcta se consigue cuando la señal marcada en el indicador coincide con el visor del muelle. En este momento se lee el comparador. La diferencia entre dos lecturas

bomba de mano y se leen las escalas de penetración a incrementos fijos de la carga, hasta que el techo falla. La carga que hace fallar al techo dividida por el área del apoyo plano es la carga que el techo admite para el tamaño del apoyo utilizado.

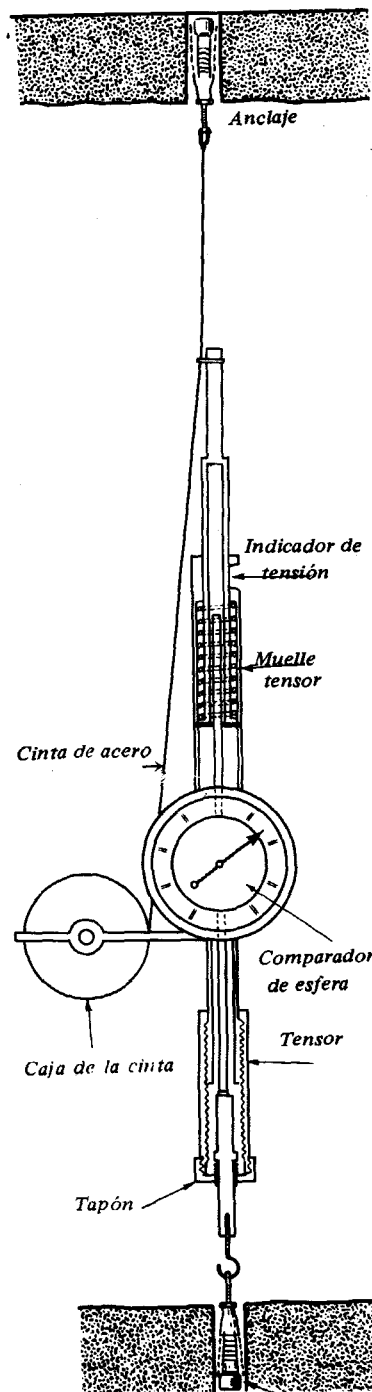


FIG. 7

consecutivas es la convergencia entre los dos anclajes. Cuando la convergencia excede de 5 cm, tope del comparador, se alarga la cinta 5 cm utilizando el próximo agujero perforado..

Un modelo de auto-registrador medidor de convergencia (Figura 8) consta de un medidor de convergencia y de un sistema de control remoto.

El medidor de convergencia convierte las longitudes medidas en ondas electroópticas.

Cada onda corresponde a la convergencia de 0,01 mm y es conducida a una estación subterránea. Después de amplificarla, se transmite por medio de una línea telefónica los receptores situados en la superficie donde se digitaliza y registra automáticamente.

Las convergencias se registran una vez por minuto. Así el registro indica la velocidad de convergencia. La convergencia total es sumada y aparece en un indicador digital o registrada en un papel.

4. Aparatos para medir la flexión diferencial del techo.— (AYALA y otro, (1983))

Estos aparatos miden la diferencia entre la flexión del techo en varios horizontes, como una indicación de la estabilidad del mismo. Generalmente, si hay una flexión diferencial entre dos horizontes del techo, significa que hay separación entre estratos o fracturas. El extensómetro de posiciones múltiples es el adecuado para estos fines. La clave de este mecanismo consiste en disponer de varios anclajes unidos a distintos horizontes y medir su movimiento.

Tubo extensométrico

Sirve sobre todo para medir convergencia. El tubo extensométrico está formado por una serie de tubos telescópicos, un comparador de esfera y asientos de contacto al final de los tubos, para medir la variación de la distancia entre puntos de anclaje en el techo y en el piso de la galería.

La precisión del comparador es de 0,0025 mm. La longitud total del tubo telescópico se suele ajustar en incrementos de 0,3 m y 25 mm. mediante pernos que se colocan en una serie de agujeros realizados en los tubos y espaciados con mucha precisión. Los instrumentos que hay en el mercado tienen unas longitudes de medida de 0,9 a 1,8 m, de 1,8 a 3,4, de 3,4 a 5,2 y de 5,2 a 7,6 m.

Los asientos semiesféricos de contacto, que son de acero inoxidable, se introducen dentro de los agujeros de las cabezas de los pernos situados en el techo y piso de la mina, siendo este un procedimiento de anclaje muy barato. Hay que proteger las estaciones del piso mediante un tubo para prevenir caídas de roca.

Los puntos de anclaje del piso deben realizarse en roca firme, de otra forma las lecturas se verán afectadas por movimientos del suelo debidos a vibraciones provocadas por ulteriores voladuras o también por el paso de maquinaria cerca de la estación de medida.

Como instrumento accesorio del tubo extensométrico, hay que disponer de una barra maestra de acero especial con bajo coeficiente de dilatación térmica, utilizada como referencia para ca-

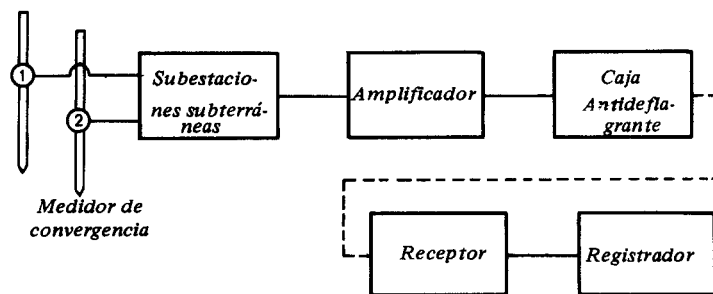


FIG. 8

librar el tubo extensométrico. Las magnitudes de los errores introducidos por el desgaste de los asientos de contacto y el manejo del cero en el comparador se miden fácilmente con la barra maestra. Sin embargo, los errores debidos a la temperatura no se pueden determinar con la barra maestra: por este motivo hay que colocar un termómetro junto al tubo extensométrico y realizar una lectura por cada medida de deformación efectuada; de este modo, si es necesario, se hace la corrección debida a la temperatura.

Si el extensómetro es del mismo acero especial que la barra maestra, los errores debidos a la temperatura son mínimos.

El instrumento se coloca tal y como se muestra en la figura 9.

El procedimiento operativo es el siguiente:

Se toma una lectura inicial de cero; a continuación se van tomando lecturas con periodicidad diaria, semanal o mensual. La diferencia entre una de estas lecturas y la lectura inicial de cero es la convergencia durante el intervalo de tiempo dado.

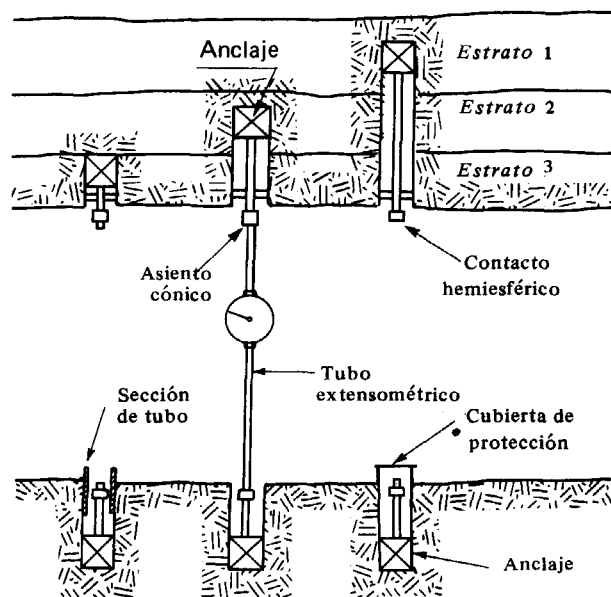


FIG. 9

5. Medida de la pendiente del techo

El inclinómetro de Hilger y Wats, con algunas modificaciones, se utiliza en la medida de las pendientes del techo en la zona de trabajo del frente largo. Consiste en un círculo graduado que gira libremente sobre un eje central. Va protegido por una envolvente metálica. El punto cero de la graduación coincide con la horizontal.

Para realizar la medida de la inclinación se coloca una chapa plana en el techo y se fija a ella el inclinómetro por medio de imanes atornillados a su base plana.

El ángulo de inclinación se lee a través de una ventana colocada en un lado de la cubierta por la que se observan los grados que la rueda graduada ha girado. Hay una escala con nonius debajo de la ventana para aproximar más la lectura de la pendiente.

6. Medidores de fuerza en articulaciones

Estos aparatos se utilizan para medir las cargas en las articulaciones giratorias de los sosteni-

mientos de escudo. Están situados en los siguientes puntos de giro: (1) entre la placa de techo y el escudo de hundimiento, (2) entre el escudo de hundimiento y la barra de la lemniscata y (3) entre la barra de la lemniscata y la plataforma de base. Estos aparatos de medida de cargas sobre articulaciones giratorias reemplazan a los ejes de éstas durante las medidas de las cargas. Por ello su forma y tamaño dependen de los casos.

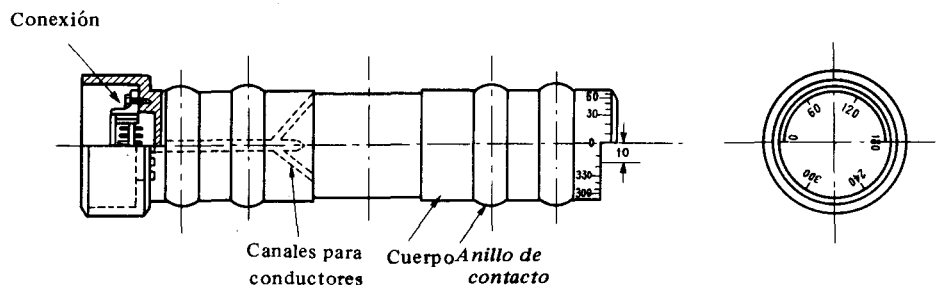


FIG. 10

La Figura 10, según PENG y CHIANG (1984), muestra un medidor de este tipo, de cuatro anillos de contacto. Estos anillos de contacto sirven para asegurar este contacto siempre que se apliquen cargas externas y que el momento de palanca debido a las cargas esté siempre fijo. Por conveniencia de instalación, el diámetro de los anillos de contacto será 1–2 mm menor que los orificios del cuerpo del escudo. El diámetro del cilindro del aparato es 3–4 mm menor que el de los anillos de contacto y el de la parte central 2–3 mm inferior.

Seis extensómetros de resistencia eléctrica están colocados alrededor de la circunferencia a intervalos de 60°, formando tres pares. Cada par se compone de dos extensores diametralmente opuestos; o sea, los extensómetros de 0° y 180° forman un par; los de 60° y 240°, el segundo par; y los de 120° y 300° el tercero. En cada par, uno sirve de medidor activo (generalmente 0°, 60° y 120° mientras el otro sirve como compensador de temperatura. Los alambres conductores de las resistencias siguen los agujeritos perforados en el extremo izquierdo del aparato, donde están soldados a una caja de conexión eléctrica. Las resistencias extensométricas deben cubrirse con una cubierta aislante de la humedad. El espesor de estas cubiertas debe ser apropiado para no exceder del diámetro del aparato.

Quando el escudo se mueva hacia arriba y hacia abajo, el medidor girará. Para determinar la dirección de la carga externa en cualquier momento, se han graduado en el extremo derecho del aparato los ángulos. Por conveniencia de lectura se han grabado dos semicírculos en la cara extrema, según el diámetro del par 0 – 180° de extensómetros. Se separan estos semicírculos 10 mm entre sí. Ello sirve como línea de referencia para la medida de los ángulos que se hace con un compás de bolsillo.

Los principios teóricos de este aparato son los siguientes: Cuando una fuerza externa, P , se aplica en dos anillos de contacto, la parte central entre esos dos anillos sufre un momento flector, (Figura 11).

$$M = \frac{1}{2} Pl \quad (1)$$

Como consecuencia, cada punto de la superficie del aparato en esta zona sufre una tensión axial σ en dirección del eje.

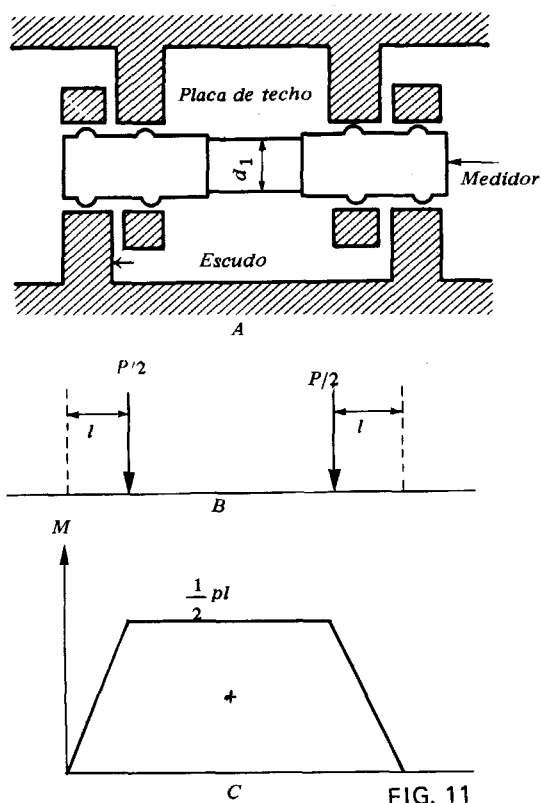


FIG. 11

$$\sigma = \frac{My}{J} = \frac{Pl y}{2J} \quad (2)$$

donde, J = momento de inercia = $(\pi D^4)/64$.

y = distancia vertical de cualquier punto de la superficie al eje neutro = $\frac{1}{2} d_1 \cos \alpha$.

α = ángulo de la dirección de P con la línea entre cualquier punto de la superficie y el centro de la sección circular transversal.

Como $\sigma = E \epsilon$ donde E es el módulo de Young y ϵ la deformación; de las ecuaciones (1) y (2) se deduce:

$$P = \frac{4EJ \epsilon}{ld \cos \alpha} \quad (3)$$

Hay dos incógnitas P y α , porque α cambia con la rotación del eje. Por ello se necesitan dos medidas de deformación con ángulos distintos.

Como los extensómetros están colocados a 60° de intervalo, dos medidas simultáneas en cualquiera de los dos extensómetros serán suficientes.

$$P = \frac{4EJ \epsilon}{ld, \cos \alpha} \quad (4)$$

$$P = \frac{4EJ \epsilon_2}{ld_2, \cos \alpha_1} = \frac{4EJ \epsilon_1}{ld_2, (\cos \alpha_1 + 60^\circ)} \quad (5)$$

$$\alpha_1 = \text{arc tag} \left(\frac{\epsilon_1 - 2 \epsilon_2}{3 \epsilon_1} \right) \quad (6)$$

La tercera lectura del extensómetro puede servir como confirmación. La dirección en la que actúa P se obtiene por:

$$\theta = \beta - \alpha$$

Donde θ = ángulo de P con la vertical, es positivo hacia el frente y negativo al lado contrario.

β = ángulo entre la vertical y el eje $0-180^\circ$ del primer par de extensómetros. Este ángulo hay que medirlo.

Cada aparato debe calibrarse en el laboratorio, simulando las condiciones de la mina.

Durante el ensayo de calibrado, se alinea el primer par diametral con la dirección de carga = 0° del medidor del extremo de la cabeza. Las cargas se incrementan entonces gradualmente. Se hacen lecturas de las deformaciones en los tres medidores de deformación (por ejemplo 0° , 60° y 120°) a intervalos regulares.

El mismo ensayo se repite con el plano diametral del segundo par ($60^\circ-240^\circ$) y del tercer par ($120^\circ - 300^\circ$), aplicando la correspondiente dirección de carga.

La lectura media obtenida de los tres ensayos se emplea para establecer la función carga-de-

formación del aparato medidor de cargas en articulaciones. También sirve a su vez para dibujar el gráfico de las curvas características $P-\epsilon$.

7. Extensómetros instalados en sondeos

Los diversos tipos de extensómetros disponibles en el mercado corresponden a dos modelos principales: extensómetros de alambre y extensómetros de varillas.

Se prefieren, en general, extensómetros de varilla a los de alambre, ya que aquellos se pueden utilizar para toda una gama de inclinaciones y profundidades de los sondeos. Sin embargo, hay tres razones fundamentales para utilizar un extensómetro de alambre (Figura 12) a profundidad moderada:

- Su bajo costo
- Se elimina el problema del pandeo que se produce cuando se utilizan muchas varillas.
- Facilidad de instalación y aplicación.

En agujeros profundos, horizontales o inclinados, es preferible utilizar extensómetros de alambre o varillas sometidas a tracción.

Los extensómetros de sondeos constan de:

La cabeza del instrumento:

El anillo de anclaje y varillas o alambres, según el tipo de extensómetros;

El cable de señal, cuando la cabeza del instrumento está equipada con una salida para lectura electrónica; el aparato exterior de lectura, bien mecánico.

7.1. Extensómetro de varilla (Fig. 13)

Este aparato emplea mecanismos de anclaje de pernos de expansión que se accionan con una llave de mano; uno está situado en el horizonte previsto en el fondo del sondeo y otro en el emboquille del mismo. Una varilla delgada une el anclaje profundo con el de la boca. Un micrómetro de profundidad se emplea para medir la distancia entre el extremo de la varilla y la superficie del anclaje de base. La diferencia entre dos lecturas consecutivas indica el movimiento del anclaje de fondo. En el extensómetro de doble posición se colocan dos anclajes de diferentes horizontes y cada uno tiene su varilla propia que pasa por un orificio distinto del anclaje de boca (Figura 13-b). La Figura 13-c muestra el esquema de un extensómetro de triple posición con anclajes de anillos. Los anclajes se introducen empujándolos hasta el horizonte deseado y llevan un cable que se acciona para sujetar los anillos. Esto permite fijarlos al expansionarse contra las paredes del agujero y retener el anclaje. Cada anclaje tiene su varilla que se extiende libremente a través de los anclajes más bajos y termina en un orificio del anclaje inferior. Un micrómetro de profundidad se emplea para medir la situación del extremo de la varilla de cada anclaje. En un sondeo de 8 cm de diámetro pueden colocarse un máximo de ocho anclajes, hasta profundidades de 46 m.

7.2. Sonda sónica medidora de convergencias (Figura 14).

Consta de dos tubos telescópicos y en ellas un dispositivo de sonda sónica. Un anillo magnéti-

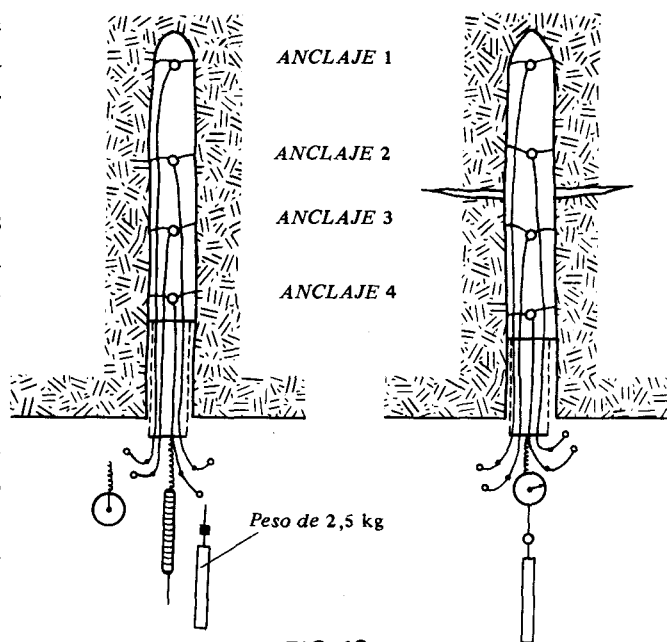


FIG. 12

co se coloca en el interior de cada tubo. La distancia entre los dos anillos magnéticos se mide con una sonda sónica. Esta se compone de una cabeza de sonda y un tubo rígido de material magneto-estrictivo.

Cuando una pulsación es enviada desde el medidor a la sonda, genera un campo magnético instantáneo a todo lo largo de la sonda. Se producen discontinuidades rápidas en el campo magnético en el punto donde está colocado cada anillo magnético. Ello crea una onda de tensión que camina hacia la cabeza de la sonda y actúa como oscilador. Entonces, pasado un tiempo, recibe el oscilador el impulso del segundo anillo. La distancia entre los dos anillos magnéticos aparece en el lector de medidas. La diferencia de distancias entre los dos anillos magnéticos en cada una

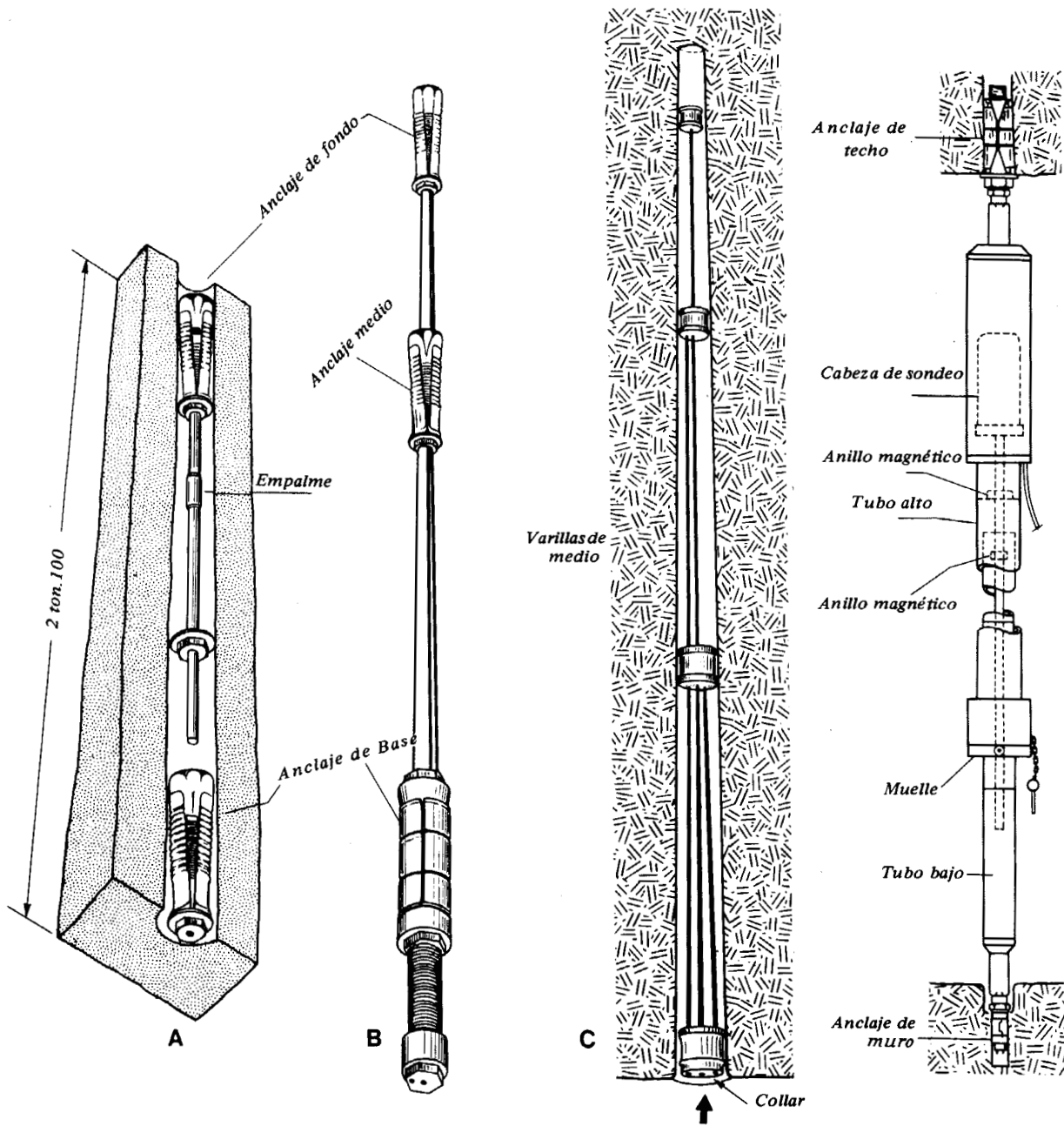


FIG. 13

FIG. 14

de las dos lecturas, es la convergencia techo-muro.

EL sistema de sonda sónica se ha desarrollado, según CHIANG y PENG (1984), para controlar la flexión diferencial del techo tanto en posición única como múltiple. Hay varios métodos para medir la convergencia del techo con el sistema de la sonda sónica. En uno, cada anclaje, va unido a una varilla de conexión, cuya base se conecta o incluye en un tubo con un anillo magnético. El otro anillo magnético se une al anclaje de boca. Una sonda rígida, colocada en el tubo, medirá la distancia entre el anillo magnético de cada anclaje de profundidad y el anillo magnético del anclaje de boca. En otro sistema, cada anclaje profundo se une con un anillo magnético y se extiende desde el anclaje más profundo al de boca; una sonda sónica se introduce en el tubo en todo el recorrido hasta el fondo. La distancia entre cualquier anclaje de fondo y el de base se puede seleccionar y leerse en lectura digital. El sistema puede adaptarse a cinco profundidades hasta 9 m de profundidad (Figura 15).

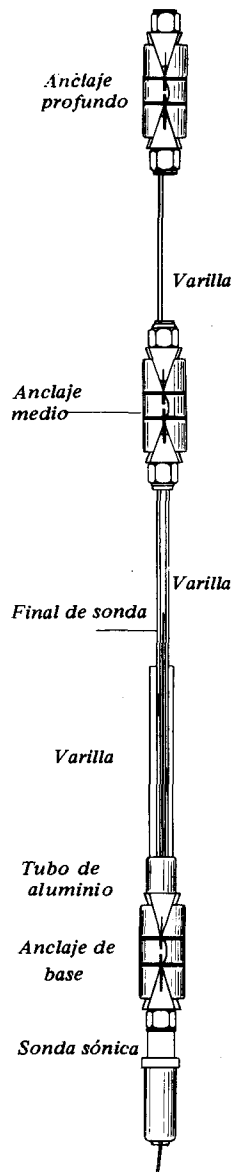


FIG. 15

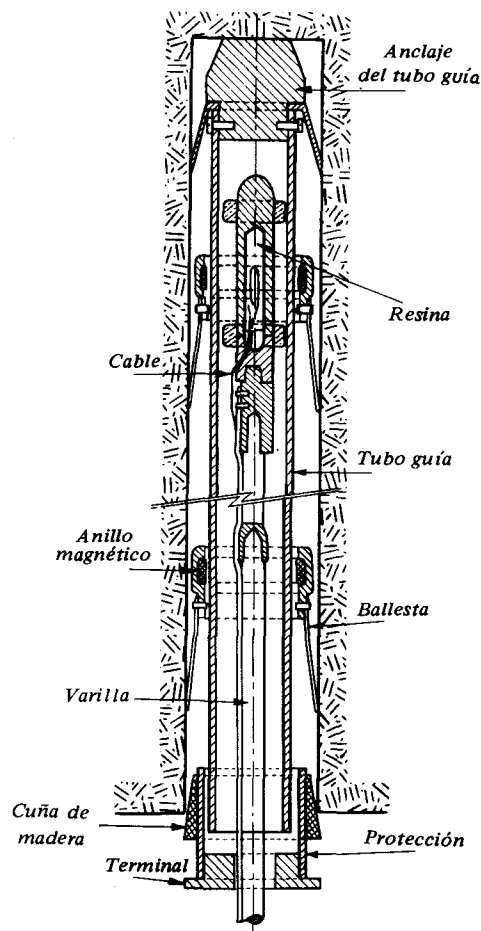


FIG. 16

7.3. Extensómetro de anillo magnético (Figura 16)

Es un sistema algo parecido. Un tubo guía, más pequeño que el sondeo, se ancla en el fondo del mismo con un par de hojas de ballesta y ocupa todo el agujero hasta la boca del sondeo. El anillo magnético se coloca entre el tubo guía y la pared del agujero, anclado por ballestas en el horizonte elegido. Para situarlo exactamente se emplea una sonda que se mueve a lo largo del tubo guía. Cuando la sonda llega a la posición de la magneto, el campo magnético cierra el interruptor y se detecta una corriente en el voltímetro. El campo magnético es suficiente para aproximar a 0,1 mm.

8. Aparatos para medir cargas

Estos aparatos son las células de carga y las de presión. Se describen a continuación dos tipos (CHIANG Y PENG, 1984).

8.1. Células de carga

Tipos e instalación. – Las células de carga se fabrican en dos modalidades: células huecas y células macizas. Ambos tipos consisten en uno o más cilindros que deben soportar la carga que va a medirse. Las tensiones en los cilindros se controlan utilizando resistencias extensométricas o bien un sistema de cuerda vibrante o un transductor inductivo, que dan lecturas proporcionales a las cargas aplicadas.

Las medidas se pueden hacer en el mismo punto donde está colocada la célula o bien a cierta distancia. Al primer tipo corresponden las células de lectura mecánica u óptica, que son bastante simples. Al segundo tipo corresponden las hidráulicas o eléctricas. Las células hidráulicas contienen una cápsula hidráulica sellada, con medidor de presión interna del fluido. Las células de carga mecánicas y ópticas son más baratas y robustas que las eléctricas, aunque su precisión es menor.

Las células de carga se instalan con las bases paralelas a la superficie donde se quiere medir la carga. Los cables de señal deben estar bien protegidos para evitar posibles daños en los mismos. La mayoría de las células electrónicas están calculadas para que las variaciones de temperatura no distorsionen los resultados y aunque se prevén variaciones muy amplias entre la temperatura de calibración (21° C) y la temperatura media de operación, hay que calibrar las células para la temperatura de operación por lo menos 8 horas antes de realizar las lecturas.

La Figura 17 representa una célula del tipo de cuerda vibrante. Cuando la carga P , se aplica sobre la membrana de presión la deforma y arrastra las barras de apoyo separándolas. Por ello la cuerda vibrante montada entre los apoyos se alarga y varía la frecuencia sonora. Una excita-

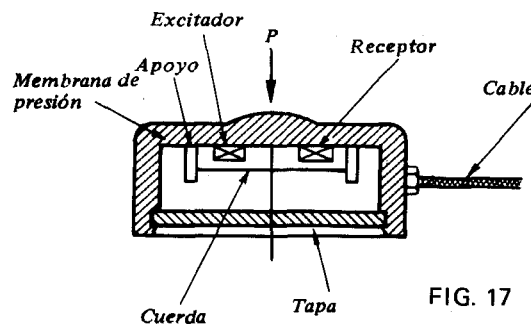


FIG. 17

ción en la bobina magnética del excitador provoca una onda, que a su vez hace vibrar la cuerda en su frecuencia de resonancia. La señal es recogida por el receptor y registrada en un dispositivo adecuado. Generalmente la frecuencia es inversamente proporcional a la longitud de la cuerda. Así, una vez que se ha hecho el calibrado para correlacionar la frecuencia de la cuerda y la carga aplicada, el mecanismo de registro puede disponerse para marcar directamente la carga aplicada. La capacidad máxima del registrador de cuerda vibrante es de 50 t. Puede utilizarse para medir cargas sobre mampostas o placas de techo de sostenimientos autodesplazables.

Las células de cuerda vibrante pueden disponerse en forma de control remoto automático. El sistema dibujado en la Figura 18 puede admitir señales desde más de 15 medidas de carga registradas cada 6 minutos. La máxima distancia de transmisión es de 10.000 m. Por ello es apropiado para control remoto desde superficie.

Los valores reales de las cargas se determinan de la siguiente manera:

Se toma una lectura en la célula justo antes de su colocación, cuando la célula no está sometida a carga alguna. Es la llamada lectura cero, que se toma como base de cálculo para el resto de lecturas.

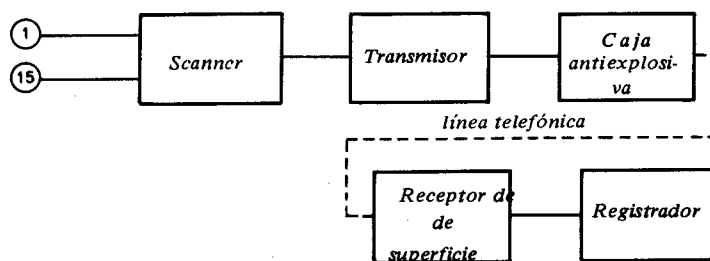


FIG. 18

El aumento de la carga hace que la nueva lectura esté desplazada en el sentido positivo. La variación de la lectura, una vez aplicado el factor de calibración de la célula de carga, indica la magnitud de la carga aplicada.

El primer error importante del instrumento puede tener su origen en variaciones de la longitud de los cables de la célula de carga. Con longitudes moderadas de cables, del orden de 4 ó 5 m los errores aparecen como una desviación del cero en la escala de lectura, siendo despreciable la variación de la pendiente de la curva de calibración.

El error del cero puede determinarse tomando una lectura de la célula de carga antes de cambiar la longitud del cable de señal y otra lectura después del cambio, anotando la diferencia entre ambas lecturas. Estas diferencias anotadas se utilizan como corrección de datos. Las correcciones se realizan individualmente en cada célula.

El error por desviación del cero producido por el mantenimiento y reparación de los cables de señal de la célula de carga, suele ser insignificante; sin embargo, cuando se sustituye una parte importante del cable de señal, hay que retirar la célula de carga y volverla a calibrar de nuevo.

8.2. Células de presión

Tipos e instalación.— Las células de presión son del tipo hidráulico, neumático o eléctrico. Las células hidráulicas y neumáticas, o células de presión *Gloetz*, (Figura 19) constan de un gato plano conectado a un transductor hidráulico o neumático respectivamente. El gato plano está formado por dos planchas de metal muy delgadas, soldadas alrededor de su perímetro y rellenas con aceite o mercurio. El fluido seleccionado depende del tipo de terreno en el que se va a instalar la célula. La compresibilidad de la célula (es decir, del líquido de su interior), debe ser análoga a la del material circundante para que la tensión transferida a la célula sea aproximadamente igual a la que actúa en sus proximidades. En rocas o en hormigón la célula debe ser relativamente rígida y se re-

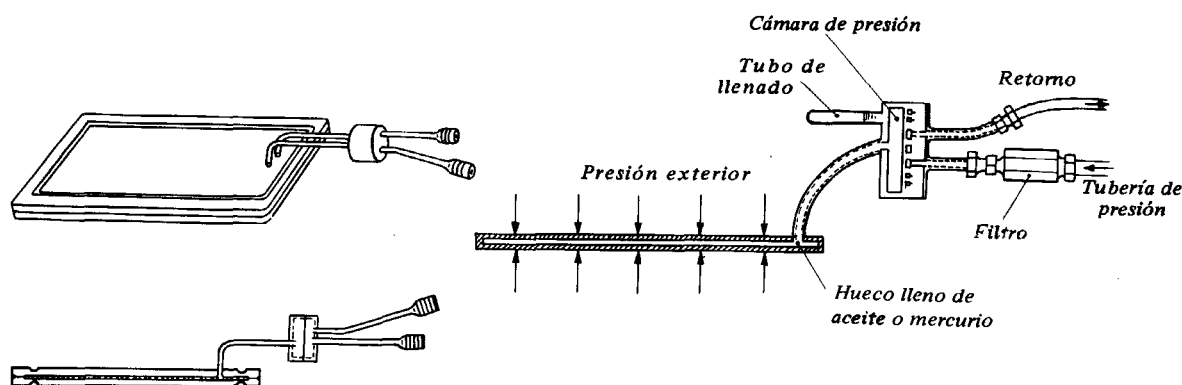


FIG. 19

llena con mercurio; cuando se trata de suelos, la célula se rellena con aceite. Si la célula es más rígida que el material donde está instalada, la presión registrada por la célula será mayor que la realmente existente. El volumen de fluido contenido en la célula tiene un valor muy crítico. En las células colocadas en roca o en hormigón el volumen de fluido debe ser el mínimo necesario para que las dos caras del gato estén separadas únicamente por una cantidad pequeña de fluido.

El gato plano se conecta a un transductor con un tubo metálico corto y el transductor al cuadro de medida mediante dos tubos flexibles de plástico. El fluido que se inyecta al transductor para la lectura debe ser aire o una mezcla de aceite hidráulico y keroseno. El aire tiene la ventaja de ser más limpio y barato y además no hay que hacer ninguna corrección por la diferencia de presión debida a las distintas alturas de la célula de presión y el instrumento de lectura. El inconveniente que presenta el aire es la lenta respuesta obtenida debido a su compresibilidad; por este motivo, los transductores neumáticos se utilizan cuando la longitud de la tubería que va al panel de medida es menor de 500 m. Para la lectura neumática se utilizan una pequeña botella recargable de aire comprimido, mientras que para la lectura hidráulica se emplea una bomba manual hidráulica y un depósito de aceite.

En cuanto a las células de presión eléctricas, las más usuales son las que utilizan el principio de la cuerda vibrante. La célula consiste en dos planchas circulares de acero que forman sendos diafragmas. En la cara interna de cada diafragma se montan pilares de metal. La presión de la roca en las caras externas de la célula origina una pequeña rotación angular de los pilares, poniéndose de este modo en tensión una cuerda vibrante. Cada una de las dos caras de la célula actúa como

un mecanismo de medida. La célula va conectada, al cuadro de medida mediante cables eléctricos.

Como consecuencia de cambios de temperatura, las células pueden registrar cambios de presión que realmente no existen. En las zonas donde la variación de temperatura sea perceptible, hay que instalar controles de temperatura junto a las células, tales como termopares, que permiten realizar las correcciones por temperatura a los valores de presión registrados.

En la práctica esta operación es difícil, por lo que se recomienda realizar un cuidadoso posicionado de las células y un aislamiento de las superficies expuestas.

Las lecturas de los primeros días no se deben tener en cuenta, cuenta.

9. Método de las inclusiones rígidas (P. Ramírez Oyanguren)

En los métodos de medida de tensiones descritos anteriormente se necesita conocer los valores de las constantes elásticas, E y ν y utilizar la teoría de la elasticidad. Con las inclusiones rígidas esto no es necesario. Pero hay que calibrarlas en el mismo tipo de roca que se va a ensayar.

La determinación de tensiones que realizan las inclusiones rígidas suelen ser de variaciones de tensión, no pudiendo utilizarse, al menos por ahora, para la determinación de tensiones absolutas, debido a que durante la sobreperforación se rompería el cilindro de roca al estar la inclusión cargando fuertemente sobre él.

Los instrumentos que se utilizan son muy robustos, siendo por lo tanto de mayor utilidad en condiciones ambientales adversas, con modificación de esfuerzos por variación de la forma y tamaño del hueco, como es el caso de las excavaciones mineras. Sin embargo, miden sólo las tensiones en una dirección.

Según LEEMAN (1964), si se considera una inclusión circular elástica de radio R , las tensiones radial σ_r y tangencial σ_θ a una distancia r del centro de la inclusión, debidas a una carga vertical σ_1 , según la Figura 20 son:

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_1}{2} \left[\beta - 3 \gamma \left(\frac{2r^2}{R^2} - 1 \right) \right]$$

$$\sigma_r = \frac{\sigma_1}{2} (\beta - 3 \gamma)$$

siendo:

$$\beta = \frac{2(E'/E)(1-\nu)}{(E'/E) + [(v'+1)(1-2\nu')/(v+1)]}$$

$$\gamma = \frac{4(E'/E)(1-\nu)}{(E'/E)(5-6\nu) + (1+\nu)(3-2\nu')/(v+1)}$$

Siendo E y ν las constantes elásticas de la inclusión y E' y ν' las del material en las que ésta se ha insertado.

Si $E'/E > 5$, tanto β como γ son constantes independientes de ν y ν' . En estas condiciones, $\sigma_\theta/\sigma_1 \simeq 2,2$ y $\sigma_r/\sigma_1 \simeq 0,2$ en el centro de la inclusión. Por tanto, el valor de σ_1 se obtiene directa-

mente midiendo las tensiones en el centro.

Si en vez de una carga uniaxial σ_1 , existe un sistema biaxial de cargas σ_1 y σ_2 , las tensiones en el centro de la inclusión serán σ'_1 y σ'_2 cumpliéndose que:

$$\sigma'_1 = K_1 \sigma_1 + K_2 \sigma_2$$

$$\sigma'_2 = K_1 \sigma_2 + K_2 \sigma_1$$

Siendo:

$$K_1 = \frac{1}{2} (\beta + 3 \gamma)$$

$$K_2 = \frac{1}{2} (\beta - 3 \gamma)$$

K_1 y K_2 varían con E'/E .

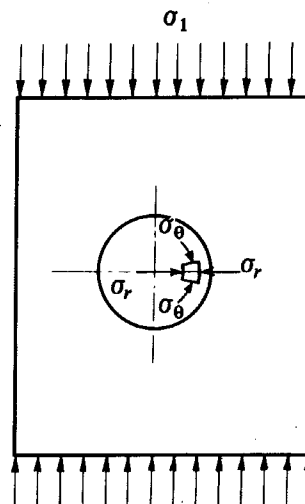


FIG. 20

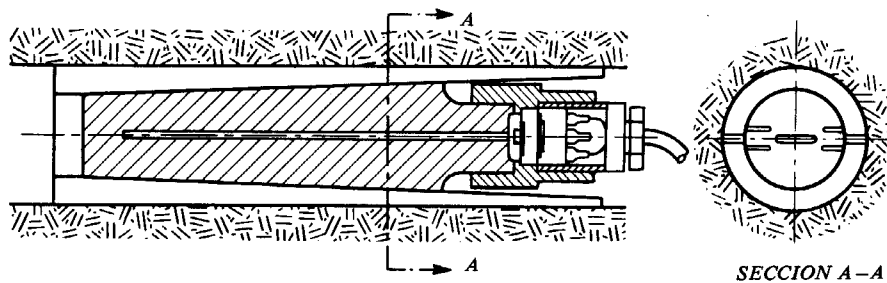


FIG. 21

SECCION A-A

Los instrumentos de medida desarrollados, difieren en la forma de medir las tensiones en la inclusión. Así el utilizado por el N.C.B., desarrollado por Wilson, consiste en un cilindro de bronce dividido longitudinalmente en dos mitades para instalar entre ellas dos galgas de resistencias extensométricas cementadas con resina epoxi en una delgada cavidad de una de las mitades. Las generatrices del cilindro convergen ligeramente (1°), con el fin de poder acoplarse con fuerza a un sondeo en el que se ha cementado resina epoxy para conseguir una convergencia de 1° de sus paredes. El instrumento mide los esfuerzos en dirección normal a la sección longitudinal del cilindro.

Potts y Tomlin han desarrollado un medidor de esfuerzos que consta de dos cuñas, entre las que se aloja un cilindro con una cavidad en forma de lámina rellena de aceite, que transmite su presión al someter a carga el elemento de medida (Figura 21).

Finalmente, pueden utilizarse células de presión plana cementadas *in situ* o en cápsulas con mortero de cemento y arena. Durante su instalación se bombea fluido a la célula hasta alcanzar una presión determinada. Al aumentar o disminuir las tensiones variará la presión del fluido.

El medidor de tensión de cuerda vibrante es el más empleado como medidor de cambios de tensión. Consta de un cilindro hueco en el que se coloca una cuerda pretensada sujeta diametralmente. Un carrito magnético se utiliza para hacer vibrar la cuerda en su frecuencia natural. Como esta frecuencia es proporcional a la raíz cuadrada de la tensión de la cuerda, que a su vez está

en relación con la longitud de la misma, un cambio en la longitud de la cuerda, debida al cambio diametral del agujero, puede relacionarse con el cambio de tensión en dirección paralela a la orientación de la cuerda. Como con la variación de la tensión la frecuencia de la cuerda varía, se emplea un registrador de frecuencia presentado en forma digital. La relación entre el cambio de tensión y los cambios de frecuencia de la cuerda debe obtenerse en el laboratorio. Se puede controlar a distancia y automáticamente el trabajo de un medidor de tensiones con un registrador de datos. Este registrador puede anotar a intervalos que pueden ir desde el registro continuo hasta el de 100 horas y además imprime los datos en un papel.

10. Resumen y observaciones

Recogiendo aquí el espíritu de las observaciones y resúmenes hechos en los anteriores capítulos, se puede llegar a la conclusión de que, aunque la minería subterránea del carbón en España está rodeada de problemas de Mecánica de Rocas, sus técnicos han basado en la mayoría de los casos sus decisiones en juicios y opiniones más que en medidas.

De esta forma, si un inspector de seguridad opina que una labor no es segura y el técnico de la mina tiene la opinión contraria, ¿quién tiene razón?

Por ello no deben resolverse los problemas de seguridad con opiniones, sino atacarlos en buena forma técnica, con medidas, aprovechando la oportunidad para progresar.

Es necesario que las minas se preocupen por las aplicaciones mineras de la Mecánica de Rocas y, sin exagerar su importancia, concederle la que realmente tiene para aumentar la seguridad, con un mejor control de las tensiones y deformaciones de los estratos de sus labores.

Sería conveniente que del mismo modo que las empresas mineras disponen de equipos de salvamento costeados entre todas ellas, ampliaran éstos en equipos de control y de asesoramiento en materia de Mecánica de Rocas.

De todos modos, toda mina debe contar por lo menos con algun técnico que se ocupe de este aspecto del control de huecos que, con medidas corrientes y no sofisticadas, pueda orientar los problemas e informar adecuadamente al director de la mina.

*

BIBLIOGRAFIA

- AYALA Y OTROS, (1983) *Laboreo. Aplicación de Mecánica de Rocas al dimensionado de minas subterráneas.* IGME y Cátedra.
- CIBEK, (1964) *Strata Control.* Doc. 5 Co. París. París.
- CHIANG Y PENG, (1984) *Longwall Mining.* Cap. 12, ed. Wiley.
- EVERLING, (1965) *Calculations of stress from measures.* Essen Cong^o
- JACOBI, (1959) *Instrumentation for rock pressure research.* Glüc Kanf.
- LEEMAN, (1959) *The measurements of changes in rock stress due to mining.* Mine Quarry.
- ” (1960) *Measurements of stress in abutments at depths.* Cong. Strata Control. París.
- „ (1964) *The measurements of stress in rock.*
- ” (1969) *The doorstopper and triaxial rock stress measuring instrument developed by the C.S.I.R.*
- PENG, (1974) *Coal Mine Ground Control.* Editor Wiley.
- RAMIREZ O., (1980) *Medidas de tensiones y deformaciones en las minas subterráneas.*
- SLOBODOV, (1965) *An application of the relief method to stress measurement in weak and semi-hard rocks.* Leningrado.
- RAMIREZ O., (1980) *Medidas de tensiones y deformaciones en las minas subterráneas.* Fundación Gómez-Pardo. Madrid.
- SLOBODOV, (1965) *An application of the relief method to stress measurement in weak and semi-hard rocks.* Leningrado.
- WILSON, (1961) *A laboratory investigation of a high modulus borehole plug gage for the measurement of rock stress.* IV Simp. Rock Mechanics. Penn University.

apéndice

APENDICE

Características geomecánicas de las rocas españolas según publicaciones y ensayos realizados en el Laboratorio de Mecánica de Rocas de la E.T.S. de Ingenieros de Minas de Madrid.

CUENCA DEL ALLER

Paquetes San Antonio y Generales.

Resistencia a compresión Simple (MPa).

Roca	N.º de Muestras	Media	Máxima	Mínima
Pizarra	100	80	104	59
Arenisca	100	139	180	112
Arenisca de grano fino	47	142	180	112
Arenisca de grano medio	53	132	142	119

Resistencia a tracción (MPa)

Roca	N.º de Muestras	Media	Máxima	Mínima
Pizarra	30	6,3	8,7	4,6
Arenisca	30	7,5	8,5	5,3

CUENCA DEL CAUDAL

Pozo Montsacro – Techo capa 8.^a

Resistencia a compresión simple (MPa)

Roca	N.º de Muestras	Media	Máxima	Mínima
Arenisca	16	122	178	89
Pizarra	5	44	50	40

Resistencia a tracción (MPa)

Roca	N.º de Muestras	Media	Máxima	Mínima
Arenisca	10	17	23	10
Pizarra	20	7	11	4

Pozo Polio

Resistencia a compresión (MPa)

Zona	Pozo	Roca	N.º de Muestras	Media	Máxima	Mínima
Caudal	Polio	Arenisca	20	109	150	50
Caudal	Polio	Arenisca arcillosa	21	68	99	32

Resistencia a tracción (MPa)

Zona	Pozo	Roca	N.º de Muestras	Media	Máxima	Mínima
Caudal	Polio	Arenisca	11	10	16	5
Caudal	Polio	" arcillosa	16	6	10	4
Caudal	Polio	Pizarra "	7	6	8	4

CUENCA DE TURON

Parámetros de las capas Jacoba y Turca.

Pozo San Antonio – Resistencia a compresión (MPa).

Tipo de roca	Media	Máxima	Mínima
Pizarra muro Jacoba	71	87	50
Arenisca " "	106	131	90
Pizarra techo "	86	98	65
Arenisca " "	110	163	99
Pizarra muro turca	79	94	61
Arenisca " "	111	146	81
Pizarra techo "	50	54	46
Arenisca " "	121	150	89

Pozo Santa Bárbara – Resistencia a compresión (MPa)

Tipo de roca	Media	Máxima	Mínima
Pizarra arenisca	70	105	56

Resistencia a tracción (MPa) – Pozo San Antonio

Tipo de roca	Media	Máxima	Mínima
Pizarra muro Jacoba	6,9	7,1	6,7
Arenisca „ „	7,6	12	5,5
Pizarra techo „	7,3	8,8	5,3
Arenisca „ „	7,2	11,4	6,8
Pizarra muro Turca	5	7,3	3,3
Arenisca „ „	10,2	13,2	7,7
Pizarra techo „	4,2	5,3	2,6
Arenisca „ „	8,8	10,6	7,3

Resistencia a tracción (MPa) – Pozo Santa Bárbara.

Tipo de roca	Media	Máxima	Mínima
Pizarra arenisca	10	15	5

CUENCA DE LEON

Resistencia de las rocas del pozo Santa Lucía (Hullera Vasco-Leonesa).

Tipo de roca	Resistencia a compresión simple MPa
Caliza devónica	113
Caliza devónica alterada	90
Pizarras muy fuertes	87
Pizarras fuertes	60
Pizarras medias	38
Pizarras flojas	15
Cuarcitas	230
Areniscas fuertes	126
Areniscas con espato calizo	80

Resistencia de las rocas de la zona de Coto Cortés. Corta Inesperada.

Tipo de roca	N.º de muestras	Media	Máxima	Mínima
Arenisca	16	107	148	73
Pizarra	15	65	112	44

Resistencia a tracción (MPa).

Tipo de roca	N.º de Muestras	Media	Máxima	Mínima
Arenisca	12	9	10	8
Pizarra	12	4	7	3

Datos Tomados del estudio básico preliminar para la determinación de la influencia de las características geomecánicas de los hastiales en los tajos de explotación del carbón*.

(F.J. Ayala Carcedo, J. M. Rodríguez Ortiz, y J.L. Sanz Contreras, 1983).

Resistencia a compresión simple .

Antracitas de Gaiztarro (León). – Tajo Bienhallada C-3.

Tipo de roca	N.º de Muestras	Media	Máxima	Mínima
Pizarra de techo	10	37	62	17
Pizarra de muro	10	17	11	10

Antracitas de Gaiztarro (León). – Tajo Caleyó.

Tipo de Roca	N.º de Muestras	Media	Máxima	Mínima
Pizarra de techo	10	31	62	10
Pizarra de muro	10	62	75	42

Antracitas de Fabero (León). Plano M. Capa Inglesa.

	N.º de Muestras	Media	Máxima	Mínima
Pizarra de techo	10	44	64	32
Pizarra de techo	10	36	54	29
Antracita	10	20	32	8

* Todos los datos de resistencia se han obtenido mediante el esclerómetro Schmidt-N.

Combustibles de Fabero (León). Tajo 175–185).

Tipo de Roca	N.º de Muestras	Media	Máxima	Mínima
Pizarra de techo	10	47	64	30
Pizarra de techo	10	50	58	38
Antracita	10	14	21	9
Pizarra de muro	10	56	74	36

De los datos presentados en las tablas precedentes, se deduce que en la Cuenca Central Asturiana predominan los hastiales de pizarra y arenisca, con resistencias medias a compresión simple entre 40–100 MPa y 68–142 MPa respectivamente.

En la zona de León, las resistencias a compresión simple de las rocas de los hastiales de las capas, que están formados por calizas, areniscas y pizarras, según los casos, tienen los siguientes valores medios:

Calizas	90 – 113 (MPa).
Areniscas	80 – 148 “
Pizarras	11 – 87 “

*