

MINISTERIO DE INDUSTRIA Y ENERGIA
COMISARIA DE LA ENERGIA Y RECURSOS MINERALES

**ANALISIS DE LAS TECNICAS EXISTENTES
PARA LA LUCHA CONTRA LOS GOLPES
DEL TERRENO QUE PUEDEN SER APLICABLES
A LA MINERIA ESPAÑOLA DEL CARBON**



4 INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA

00724

00724

Este proyecto ha sido realizado por AITEMIN
en régimen de contratación con la División
de Geología Aplicada a la Ingeniería del
INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA.

ANALISIS DE LAS TECNICAS EXISTENTES PARA LA
LUCHA CONTRA LOS GOLPES DE TERRENO QUE
PUEDAN SER APLICABLES A LA MINERIA
ESPAÑOLA DEL CARBON.

1.- INTRODUCCION.

1.1 Problemática de los golpes de terreno

1.2 Distribución de presiones en los terrenos
según el método de explotación.

1.2.2 Explotación por tajo largo.

1.2.2 Explotación por cámaras y pilares.

2.- COMPORTAMIENTO MECANICO DE LAS ROCAS EN LOS GOL-
PES DE TERRENO.

2.1 Rotura brutal de las rocas.

2.2 Factores de segundo orden que condicionan
los golpes de terreno.

2.2.1 Presión de los terrenos.

2.2.2 Dimensiones de los huecos.

2.2.3 Accidentes tectónicos.

2.3 Acciones del sostenimiento.

3.- METODOS DE DETECCION.

3.1 Susceptibilidad de los macizos rocosos.

3.1.1 Indice de absorción de energía de
la roca.

3.1.2 Indice de rigidez de la roca.

3.2 Detección de microrruídos.

3.2.1 Localización del golpe de terreno.

3.2.2 Energía liberada en la rotura.

3.3 Control de la posición del máximo de presión en los tajos.

3.3.1 Sondeos de control.

3.3.2 Límites de prevención.

3.4 Control de la convergencia de las galerías de tajo.

4.- METODOS DE PREVENCION.

4.1 Disminución de la tensión del sistema de carga.

4.2 Explotación de una capa de distensión.

4.3 Debilitación del techo.

4.4 Disminución de la rigidez del macizo.

4.4.1 Sondeos de distensión.

4.4.2 Inyección de agua.

4.5 Disparos de conmoción.

5.- ENSAYOS REALIZADOS.

5.1 Muestras ensayadas.

5.2 Resultados de los ensayos de absorción de energía.

6.- CONCLUSIONES.

7.- BIBLIOGRAFIA.

Anejo I Identificación y descripción de las muestras.
tras.

Anejo II Ensayos de absorción de energía.

ANALISIS DE LAS TECNICAS EXISTENTES PARA LA
LUCHA CONTRA LOS GOLPES DE TERRENO
QUE PUEDEN SER APLICABLES A LA
MINERIA ESPAÑOLA DEL CARBON.

1.- INTRODUCCION

En sentido amplio los golpes de terreno pueden definirse como una rotura violenta y súbita de las rocas que rodean una excavación.

Los golpes del terreno son fenómenos dinámicos que afectan brutalmente a algunas explotaciones subterráneas de carbón, en función de las características geotécnicas de los terrenos circundantes, ya que, por regla general, aumentan en frecuencia e intensidad en aquellas capas cuya explotación se desarrolla a gran profundidad.

Las graves consecuencias que acarrea la presencia de estos fenómenos ha hecho que en los últimos años se hayan intensificado los esfuerzos, tanto teóricos como prácticos, para poner a punto una metodología de prevención y lucha para evitar los golpes del terreno.

En este trabajo se recoge el estado actual de conocimientos referentes a los métodos de lucha y prevención contra los golpes de terreno que son aplicables a la minería española del carbón.

1.1 PROBLEMA DEL GOLPE DE TERRENO.

Parece que los primeros golpes de terreno se localizaron en la mina de oro de KOLAR en la India en 1.898, donde al final de 1.903 se habían contabilizado 75 golpes de terreno. En esta época, la profundidad de las explotaciones era sólo de 500 m. y los golpes de terreno se asociaron a la rotura brusca de pilares, BOSWOETH-SMITH (1.903) y SMEETH (1.904).

También en Africa del Sur, en las minas de oro de WITWATERSRAND, se empezaron a sufrir los primeros golpes de terreno a principios de este siglo, cuando las explotaciones estaban situadas a menos de 200 m. de profundidad. En 1.915 se creó un comité para investigar estos fenómenos, concluyendo que la causa de los estallidos de roca era la sobrecarga de los pilares, debido a transferencia de carga que producía el vano que se creaba sobre las explotaciones.

Mas recientemente TINCELIN et alt.(1.967) relata que un hundimiento súbito de una explotación por cámaras y pilares produjo 24 víctimas en 1.919, en las Minas de Hierro de Lorena y el movimiento se detectó a 400 Km. de distancia. BLAKE (1.972) indica que los mayores golpes de terreno producen terremotos que alcanzan un índice de 5,5 en la escala Richter.

LABASSE (1.973) ha estudiado numerosos golpes de terreno en explotaciones abandonadas que han tenido consecuencias nefastas para las instalaciones de superficie y en algunos ocu-

pantes que se habían establecido en las galerías de entrada a las explotaciones.

Pero posiblemente el accidente más espectacular y catastrófico haya sido el ocurrido en COAL BROOK, Sud Africa, a las 19 H 30 min. del día 21 de Enero de 1.961 que provocó 437 víctimas, Bryan et alt. (1.964). La explotación de Coal Brook se llevaba por cámaras y pilares y la capa tenía una potencia de 7,7 m. mientras que la profundidad de los terrenos de recubrimiento era de 143 m.

En la minería del tajo largo, los golpes de techo han estado asociados siempre a la presencia de un estrato muy resistente y rígido y sus efectos se han dejado sentir desde hace más de cien años en la práctica totalidad de las cuencas europeas y también en algunos yacimientos potásicos. En las explotaciones del yacimiento de Potasas de Navarra, se han sufrido las consecuencias de los golpes de terreno cuando los tajos tenían poco recubrimiento; produciéndose el último en el tajo JP-11 en Marzo de 1.976 cuando el espesor del recubrimiento era solo de 187 m. CARRASCO et alt. (1.976).

A pesar de que el fenómeno de los golpes de techo es bastante antiguo, probablemente tan antiguo como la propia Minería, el problema no ha sido resuelto plenamente. Prueba de ello, es el hecho de que en 1.949 se fundó en Sud-Africa el COUNCIL FOR SCIENTIFIC AND INDUSTRIAL RESEARCH (CSIR), que tanto auge ha dado a la Mecánica de Rocas, precisamente para estudiar el problema de los golpes de techo en las minas de oro Sud-Africanas. Durante ocho años se elaboraron modelos matemáticos, se determinaron las propiedades mecánicas de las rocas y DENKHAUS (1.958), empleó la teoría de la elasticidad para abordar por primera vez el problema con cierto rigor.

Posteriormente COOK (1.965), empezó a considerar que el fenómeno de los golpes de terreno debía tener un tratamiento energético, realizando investigaciones que pusieron de manifiesto la relación de los golpes de terreno con la acumulación de energía en las rocas, según la estrategia de explotación adoptada.

En el mismo año de la creación del CSIR, NIEMCZYK (1.949) publicaba su famosa obra

BERGSCHADENKUNDE que está dedicada fundamentalmente, al estudio de las repercusiones mineras en superficie, pero contiene notables aportaciones para el estudio de los golpes de terreno en los tajos largos. Posteriormente HOFFMANN (1.956), siguiendo con la orientación dada por NIEMCZYK, comparó las distintas causas que aparecían como generadoras de golpes de carga para intentar sistematizar la investigación. También JACOBI (1.960), se ocupó de investigar este tema llegando a cuantificar la intensidad de la presión de los terrenos en una capa propensa a golpes de techo.

Muy recientemente RITTER (1.982) ha presentado un informe sobre la evolución de los golpes de terreno producidos en la minería alemana del carbón, poniendo de manifiesto los grandes progresos habidos en la lucha contra estos fenómenos en los últimos 30 años. Así en 1.953 el número de golpes de terreno registrados en la cuenca del Ruhr fue de 602 mientras que en 1.981 sólo se contabilizaron 58. Esta misma tendencia se observa si se contabiliza el número de golpes de terreno ocurridos por cada 100.000 jornales trabajados. Durante

este período las características, más importantes, de la minería del Ruhr han evolucionado de la siguiente forma:

	1.953	1.981
Profundidad de la explotaciones	658 m.	870 m.
Potencia de las capas	1,03 m.	1,88 m
Velocidad de avance	1,39 m.	2,90 m.

De los datos anteriores cabría la posibilidad de deducir que los golpes de terreno disminuyen con el aumento de la profundidad, el aumento de la potencia de la capa explotada y con el aumento de la velocidad de avance. De

estas tres conclusiones sólo la primera es parcialmente cierta ya que, efectivamente, a pequeña profundidad las explotaciones por tajo largo son susceptibles de provocar fuertes golpes de techo. Con un moderado aumento de la profundidad este problema desaparece como se demostró en Potasas de Navarra S.A. Sin embargo si la profundidad sigue aumentando, sobre todo en el caso de explotaciones de carbón, se pueden producir golpes de terreno debido a la excesiva acumulación de tensiones en la capa a explotar.

Según RITTER (1.982) en el estado actual de conocimientos las medidas que pueden adoptarse para luchar contra los golpes de terreno en la minería del carbón se pueden resumir así:

- Deben evitar a toda costa dejar pilares de carbón ya que son zonas de acumulación de tensiones.
- Las galerías de los tajos deben ser paralelas a la dirección de avance de éstos.
- No deben trazarse galerías en capa en zonas con fuertes presiones.

- En área propensa a los golpes de terreno deben disminuirse las velocidades de avance de los tajos.

En los apartados siguientes se expondrán detalladamente los principios adoptados para llegar a estas reglas así como las metodologías de detección y prevención que se utilizan en las distintas partes del mundo y que pueden ser de aplicación en la minería española del carbón.

Por último se expondrán los resultados de los ensayos realizados para contrastar la eficacia de los índices de susceptibilidad de las rocas a los golpes de terreno; terminando con unas recomendaciones a seguir en futuros trabajos de investigación.

1.2 DISTRIBUCION DE PRESIONES EN LOS TERRENOS SEGUN EL METODO DE EXPLOTACION.

Ya se ha indicado que en el momento actual se asocia la posibilidad de golpes de terreno a un fenómeno de acumulación de ener-

gía solo puede ser producida por las presiones de los terrenos y por ello se expondrán a continuación los efectos que producen sobre el campo tensional los métodos de explotación mas usuales en minería subterránea: TAJO LARGO Y CAMARAS Y PILARES.

1.2.1 Explotación por tajo largo.

Los fenómenos de rotura de rocas son habituales en minería, y particularmente, en método de explotación por tajo largo son esenciales para que el método se desarrolle con éxito; pero, en estos casos, estos movimientos de rotura carecen del carácter violento que caracteriza a los golpes de terreno.

Se sabe, que la creación de cualquier hueco en el interior modifica el reparto de tensiones previamente existente. Respecto a la distribución de presiones alrededor de un tajo largo, en marcha de régimen, podemos distinguir las tres zonas que se indican en la figura nº 1.

A una cierta distancia por delante del frente del tajo, unos 50 m., y por detrás a unos 200 m. la distribución de tensiones es la misma que tenía el macizo virgen.

En estas zonas, marcadas con A en la figura Nº 1, los efectos del tajo no son perceptibles. En la zona B, situada por delante del frente del tajo, los terrenos se hallan sometidos a una tensión que es superior a la que existía en el macizo virgen. Esta zona se caracteriza por el pico de presión que se crea, cuyo valor oscila entre 2 y 8 veces la presión existente a una distancia de 10 a 5 m. del frente del tajo, según las características geomecánicas de la capa a explotar. Teóricamente se demuestra que la posición del máximo de presión, coincide con el límite entre los terrenos que se comportan elásticamente y los que se han plastificado.

Inmediatamente detrás de la zona de sobrepresión, se crea una zo-

na descomprimida que incluye la parte de macizo a arrancar próxima al frente, la calle de trabajo y la zona detrás del taller, en la que el hundimiento natural del techo o el relleno que se coloca, sufren un proceso de compactación hasta alcanzar el valor de la tensión que existía en el macizo virgen.

WILSON (1.980) ha encontrado unas expresiones que permiten estimar cuantitativamente las presiones existentes por delante de un tajo largo, para lo cual emplea como criterio de rotura para la zona elástica la expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_0 + R \sigma_3 \quad (1)$$

mientras que en la zona de comportamiento plástico .

$$\sigma_1 = R \cdot \sigma_3 \quad (2)$$

Donde σ_1 y σ_2 son las tensiones principales, σ_0 es la resistencia a compresión uniaxial del macizo y R es el factor de triaxialidad definido por:

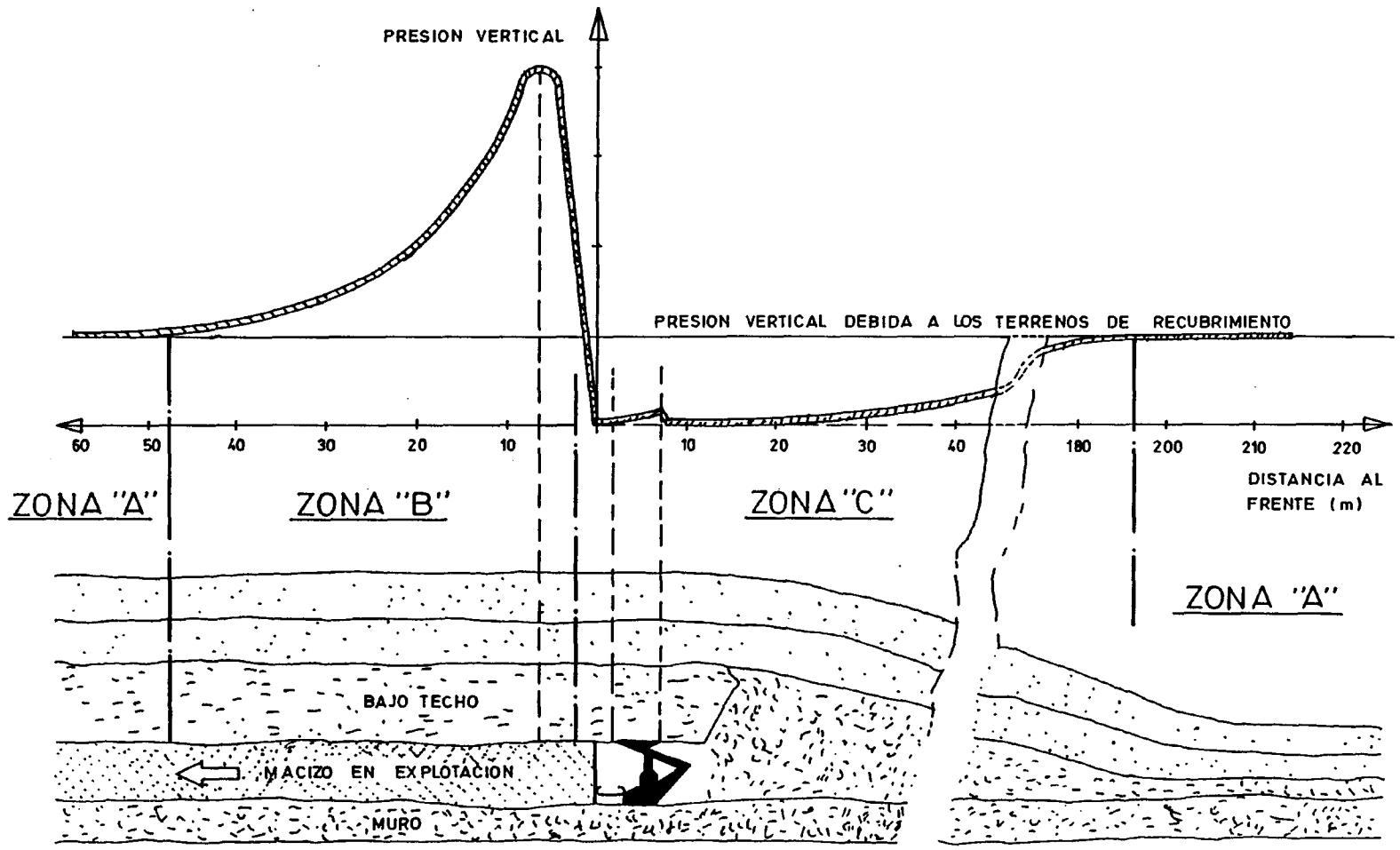


FIG. N° 1—DISTRIBUCION DE LA PRESION VERTICAL EN UN TAJO LARGO CON HUNDIMIENTO INTEGRAL

$$R = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3)$$

Para los terrenos carboníferos, WILSON (1.977) ha definido los siguientes valores para R.

2 < R < 3	Rocas sedimentarias blandas
R = 4	Carbón y rocas encajantes
5 < R < 6	Arenisca

El máximo de presión está dado por la expresión:

$$\sigma_z = R \cdot q + \sigma_0 \quad (4)$$

donde

σ_z = valor del pico de presión (zona elástica)

R = factor de triaxialidad

q = Presión de los terrenos de recubrimiento

σ_0 = Resistencia a compresión uniaxial del macizo.

La resistencia a compresión simple del macizo rocoso puede estimarse a partir de la resistencia a compresión simple de la roca intacta mediante la expresión.

$$\sigma_0 = \frac{\sigma}{r} \quad (5)$$

Los valores de r están dados por:

- $r = 1$ Roca másica sin fracturas de ningún tipo.
- $r = 2$ Espaciamiento de la fracturación muy grande o rocas fuertes estratificadas.
- $r = 3$ Rocas masivas fracturadas.
- $r = 4$ Rocas débiles o claramente fracturadas.
- $r = 5$ Rocas muy fracturadas.
- $r=6=7$ Rocas muy fracturadas en las proximidades de las fallas.

Las propiedades geomecánicas del macizo rocoso, tienen una notable influencia sobre la distribución de presiones alrededor del tajo y por ello WILSON

considera en primer lugar, el caso en que los hastiales sean competentes y sólo se plastifica la capa. En este caso tenemos:

Radio de plastificación.

$$x_b = \frac{m}{n} \cdot \text{Ln} \left(\frac{q}{p + p'} \right) \quad (6)$$

En donde la potencia de la capa m se expresa en metros y

$$n = \frac{R-1}{\sqrt{R}} + \left(\frac{R-1}{\sqrt{R}} \right)^2 \cdot \text{arc tg} \sqrt{R} \quad (7)$$

(arc tg \sqrt{R} se expresa en radianes)

p' es resistencia del macizo a explotar y p es la resistencia del sostenimiento contra la capa, si lo hay.

Distribución de tensiones en la zona plastificada.

$$\sigma_z^* (x) = (p + p') \cdot R \cdot e^x \cdot \frac{n}{m} \quad (8)$$

en donde

x es la distancia del borde del tajo al punto considerado expresada en metros.

Distribución de tensiones en la zona elástica.

$$\sigma_z(x) = q + (\sigma_z - q) \cdot \left(\frac{x_b - x}{c_d} \right) \quad (9)$$

en donde

$$c_d = \frac{0,15 \cdot H + X_b - \frac{n}{m} \cdot R}{(R-1) + 40 \cdot \frac{\sigma_0}{H}} \quad (10)$$

siempre que $l_t > 0,6 \cdot H$

ó

$$c_a = \frac{\frac{l_t}{2} \cdot \left(1 - \frac{l_t}{1,2 H} \right) + X_b - \frac{m}{n}}{(R-1) + 40 \cdot \frac{\sigma_0}{H}} \quad (11)$$

si $l_t < 0,6 H$

l_t es la distancia avanzada por el tajo desde su montaje y H la altura del recubrimiento.

Si resulta que los hastiales son poco competentes y al igual que la capa se

plastifican, tenemos que las expresiones anteriores se convierten en:

Radio de plastificación.

$$x_b = \frac{m}{2} \left[\left(\frac{q}{p + p'} \right)^{\frac{1}{R-1}} - 1 \right] \quad (12)$$

Distribución de tensiones en la zona plastificada.

$$\sigma_z^*(x) = R (p + p') \left(\frac{x + \frac{m}{2}}{\frac{m}{2}} \right)^{R-1} \left(\frac{x_b - x}{c_b} \right) \quad (13)$$

Distribución de tensiones en la zona elástica.

$$\sigma_z(x) = q + (\hat{\sigma}_z - q) \cdot e^{\left(\frac{x_b - x}{c_b} \right)} \quad (14)$$

Nótese que la expresión (14) es idéntica a la (9) pero en este caso

$$c_d = \frac{0,15 \cdot H - \frac{m}{2}}{(R-1) + 40 \frac{\sigma_0}{H}} \quad \text{Si } l_t \geq 0,6 \cdot H \quad (15)$$

y

$$c_d = \frac{\frac{l_t}{2} \left(1 - \frac{l_t}{1,2 \cdot H} \right) - \frac{m}{2}}{(R-1) + 40 \frac{\sigma_0}{H}} \quad (16)$$

Si $l_t < 0,6 \cdot H$

La figura nº 2 ilustra la aplicación de estas expresiones.

La onda de sobrepresión, que precede a los tajos largos actúa sobre los terrenos circundantes produciendo una fisuración previa, de acuerdo con las teorías de LABASE (1.964) lo cual favorece el proceso de hundimiento detrás del tajo y permite que se produzca la transmisión del hueco, creado por el avance del tajo, hasta la superficie, tal como se recoge en la figura nº 3.

Es necesario destacar que, aún en el caso de que el tajo tenga una progresión constante, los movimientos de los terrenos nunca son continuos. Esto es debido, a que en realidad el movimiento de los estratos no es un fenómeno elástico sino que se produce por el deslizamiento de los bloques de roca a lo largo de las discontinuidades naturales y de las creadas por la onda de sobrepresión. Estos deslizamientos son muy lentos ya que están frenados por las grandes fuerzas de rozamiento que

SOLO SE PLASTIFICA LA CAPA

Limite de plastificación $x_b = \frac{m}{n} L_N \left(\frac{q}{p \cdot p'} \right) \quad n = \frac{R-1}{\sqrt{R}} \cdot \left(\frac{R-1}{\sqrt{R}} \right)^2 \text{Arctg.} \sqrt{R}$

Zona plastica $\hat{\sigma}_z(x) = (p \cdot p') \cdot R \cdot e^{x \frac{n}{m}}$

Frontera $\hat{\sigma} = \hat{\sigma}_0 \cdot R \cdot q$

Zona elastica $\hat{\sigma}_z(x) = q + (\hat{\sigma}_z - q) \cdot e^{-\frac{x_b - x}{c}}$

$w > 0,6H \quad c = \frac{0,15H \cdot x_b - \frac{m}{n} \cdot R}{(R-1) \cdot 40 \cdot \frac{\hat{\sigma}_0}{H}}$

$w < 0,6H \quad c = \frac{\frac{w}{2} \left(1 - \frac{w}{12H} \right) \cdot x_b - \frac{m}{n} \cdot R}{(R-1) \cdot 40 \cdot \frac{\hat{\sigma}_0}{H}}$

SE PLASTIFICA LA CAPA Y LOS HASTIALES

Limite de plastificación $x_b = \frac{m}{2} \left\{ \left(\frac{q}{p \cdot p'} \right)^{\frac{1}{R-1}} - 1 \right\}$

Zona plastica $\hat{\sigma}_z(x) = R (p \cdot p') \left\{ \frac{x + \frac{m}{2}}{\frac{m}{2}} \right\}^{R-1}$

Frontera $\hat{\sigma} = \hat{\sigma}_0 \cdot R \cdot q$

Zona elastica $\hat{\sigma}_z(x) = q + (\hat{\sigma}_z - q) \cdot e^{-\frac{x_b - x}{c}}$

$w > 0,6H \quad c = \frac{0,15H - \frac{m}{2}}{(R-1) \cdot 40 \cdot \frac{\hat{\sigma}_0}{H}}$

$w < 0,6H \quad c = \frac{\frac{w}{2} \left(1 - \frac{w}{12H} \right) - \frac{m}{2}}{(R-1) \cdot 40 \cdot \frac{\hat{\sigma}_0}{H}}$

$q = \hat{\sigma}_{z(0)} = \gamma \cdot H$

PRESION VERTICAL ($\hat{\sigma}_z$)

$\hat{\sigma}_z$

$\hat{\sigma}_0$

$\hat{\sigma}_z(x)$

DISTANCIA (x)

x_b

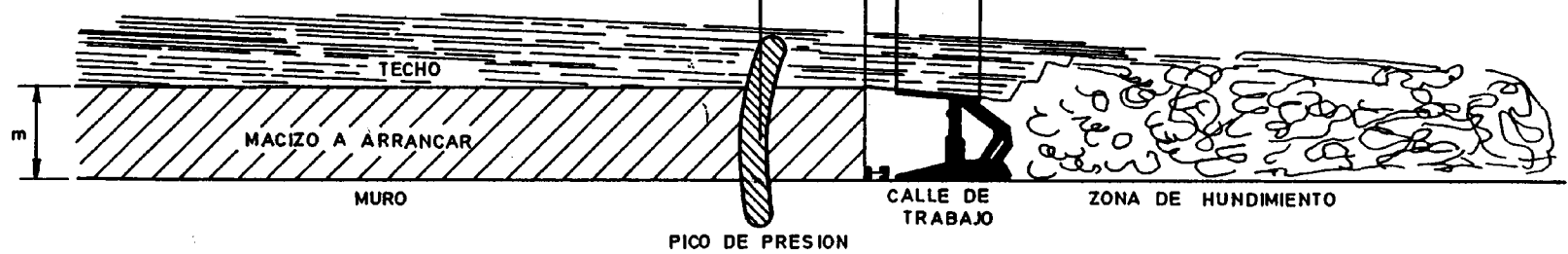
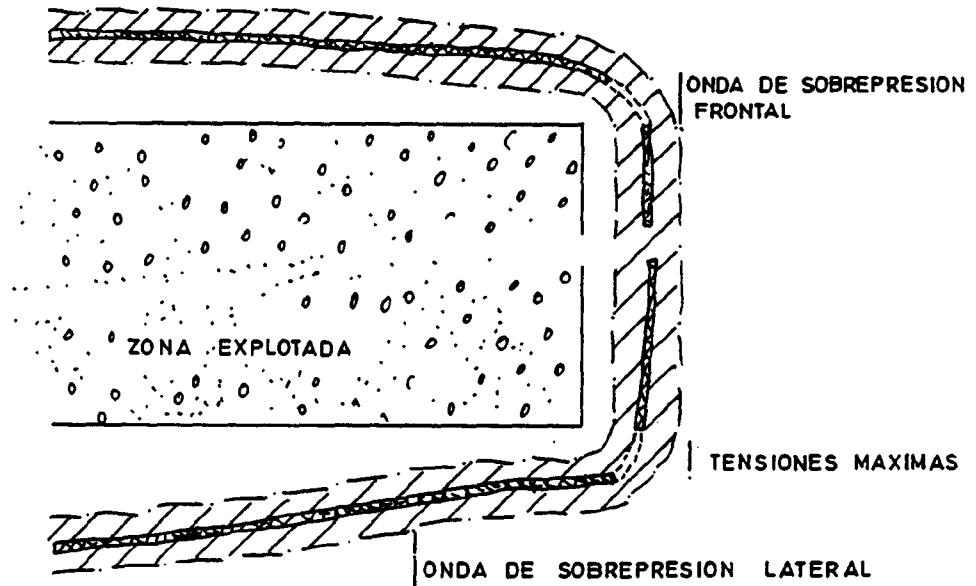


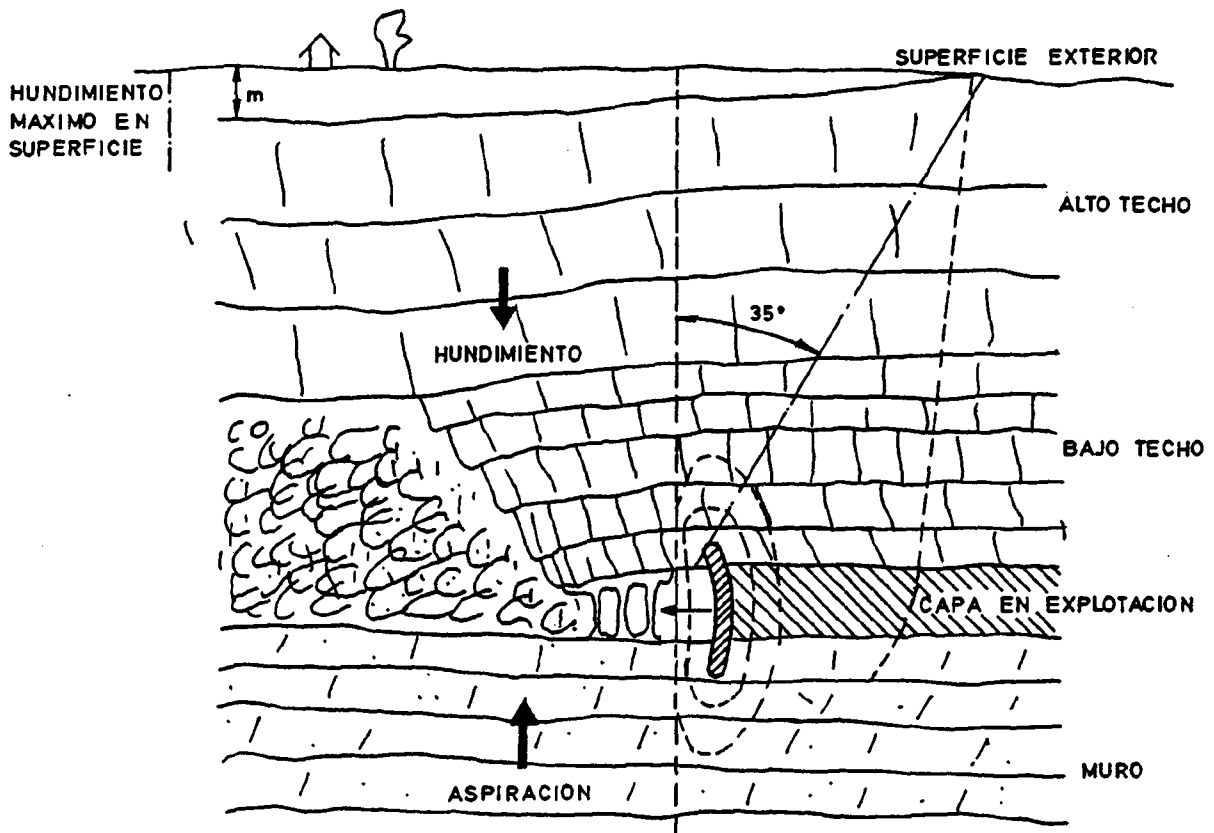
FIG. Nº2—DISTRIBUCION DE TENSIONES DELANTE DE UN TAJO SEGUN WILSON

FIG. Nº 3— MOVIMIENTOS DEL TERRENO INDUCIDOS POR LA EXPLOTACION DE UN TAJO

PROYECCION HORIZONTAL



CORTE VERTICAL



se crean debido al fenómeno de dilatación del macizo. Un deslizamiento dado, podrá iniciarse cuando la resultante de las fuerzas exteriores en una fisura sobrepase la resistencia que ofrece el rozamiento a lo largo de ella. Pero en cuanto se inicia el deslizamiento los coeficientes de rozamiento dinámicos reemplazan a los estáticos y, como los dinámicos son mucho menores, el movimiento se acelera y no cesa hasta que la acción de las tensiones exteriores, que disminuye notablemente con el aflojamiento de los terrenos, iguala a la reacción que ofrece el rozamiento dinámico. En este momento, vuelven a entrar en juego los coeficientes de rozamiento estáticos y el fenómeno se vuelve discontinuo.

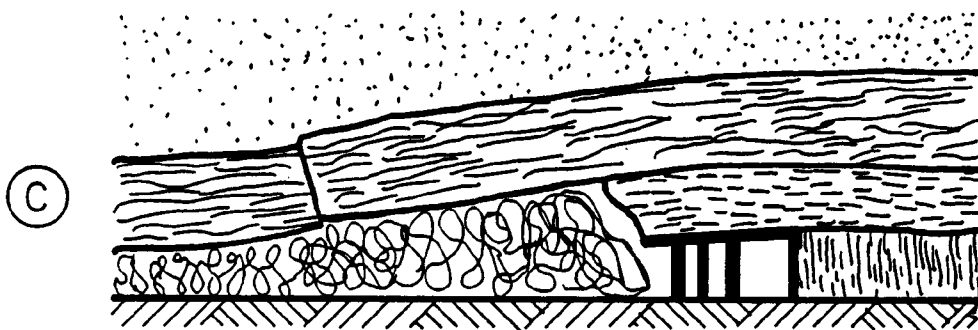
Por otro lado, hay que tener en cuenta que el sostenimiento hidráulico del tajo, por su propia concepción, trabaja de forma discontinua de tal forma que contribuye también a que el movimiento de los terrenos no sea continuo.

Teniendo en cuenta estas considera-

ciones, la figura nº 4, muestra la evolución del proceso de hundimiento de un tajo al avanzar éste. En primer lugar, debemos definir el concepto de bajo techo que es constituido por los terrenos cuyo hundimiento y consiguiente esponjamiento, pueden rellenar el hueco creado por la explotación. De acuerdo con la práctica habitual se toma como bajo techo el espesor de estratos no superiores al doble de la potencia explotada. Los estratos no incluidos en el bajo techo, integran el alto techo.

En marcha normal, el bajo techo suele hundirse al avanzar la entibación del tajo cuando existe un voladizo de longitud constante Fig. 4 B. El relleno natural que ocupa el hueco creado, tiene una gran cantidad de huecos y por eso, al avanzar la explotación, sufre un fenómeno de compactación provocado por el peso de los terrenos del alto techo, que se fracturan para transmitir el hueco creado hasta la superficie. Los estratos de alto techo se rompen, de acuerdo con lo antes expuesto, de una forma periódica cuando se alcanza un voladizo de longitud l . Produciéndose un golpe de techo que no tiene mayores consecuencias si el

FIG. N^o 4 — PROCESO DE HUNDIMIENTO DE UN TAJO LARGO



sostenimiento del tajo está bien dimensionado tal como se ilustra en la figura 4D. Si, por el contrario, el sostenimiento del tajo no reúne las características apropiadas de portancia y rigidez CARRASCO et al. (1.977) los efectos del golpe de techo, pueden alcanzar la zona de trabajo dañando tanto el macizo a arrancar como el propio sostenimiento. figura nº 4E.

1.2.2 Explotación por cámaras y pilares.

Los principios que rigen el método de explotación por cámaras y pilares, son contrapuestos a los del tajo largo.

El método de explotación por tajo largo, está concebido para que el techo de la capa se hunda; mientras que el método de explotación por cámara y pilares, se basa en la existencia de un techo competente que garantice la estabilidad de las excavaciones, transfiriendo su carga a las zonas no explotadas y, sobre todo, al muro de la capa mediante unos pilares de mineral que deben ser abandonados. En esencia el techo, en las explotaciones

por cámaras y pilares, trabaja a flexión y debe tener unas propiedades geomecánicas adecuadas para resistir los niveles de tensión que se produzcan.

Los pilares trabajan fundamentalmente a compresión y la tensión a que están sometidos, depende del coeficiente de extracción que quiera alcanzarse. Si suponemos que todos los pilares son iguales y que deben soportar una carga idéntica que provenga del techo, podemos calcular fácilmente el valor de la tensión en los pilares en función del coeficiente de extracción. Si A_m es el área mineralizada que se puede explotar y A_E el área que realmente se ha explotado, tenemos que inicialmente, a nivel del techo de la capa se cumple

$$\gamma \cdot H \cdot A_M = \text{Fuerza actuante sobre capa} \quad (17)$$

Después de la explotación

$$\sigma_p \cdot (A_M - A_E) = \text{Fuerza sobre los pilares} \quad (18)$$

Igualando (17) y (18) resulta

$$(A_M - A_E) \sigma_p = \gamma \cdot H \cdot A_M \quad \text{es decir}$$

$$\sigma_p = \frac{\gamma \cdot H \cdot A_M}{A_M - A_E} = \frac{\gamma \cdot H}{1 - \frac{A_E}{A_M}} = \frac{\gamma \cdot H}{1 - C_e} \quad (19)$$

La figura nº 15 muestra la variación de la tensión media en los pilares, en función del coeficiente de extracción.

En la realidad sobre los pilares no se produce un reparto uniforme de tensión sino que, al igual de lo que sucede por delante de un tajo largo, se crean picos de sobrepresión conforme se ilustra en la figura nº 6. Cada pilar tendrá en general, un núcleo elástico resistente que trabaja a compresión triaxial, dos zonas plastificadas en los que los terrenos trabajan a resistencia residual. Los picos de presión se sitúan en la frontera elasto-plástica salvo que el pilar sea absolutamente competente, en cuyo caso no existe zona plastificada y los pico

FIG. N° 5— VARIACION DE LA TENSION MEDIA EN UN PILAR EN FUNCION DEL COEFICIENTE DE EXTRACCION

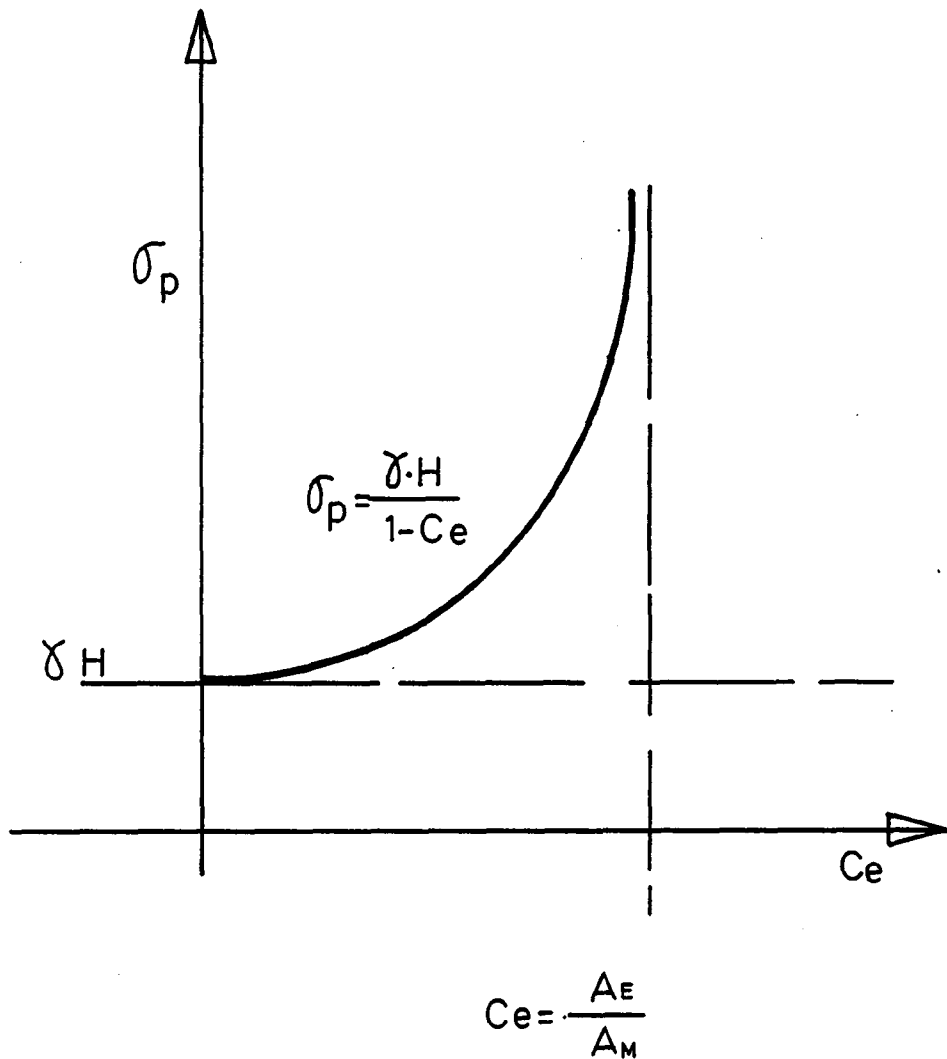
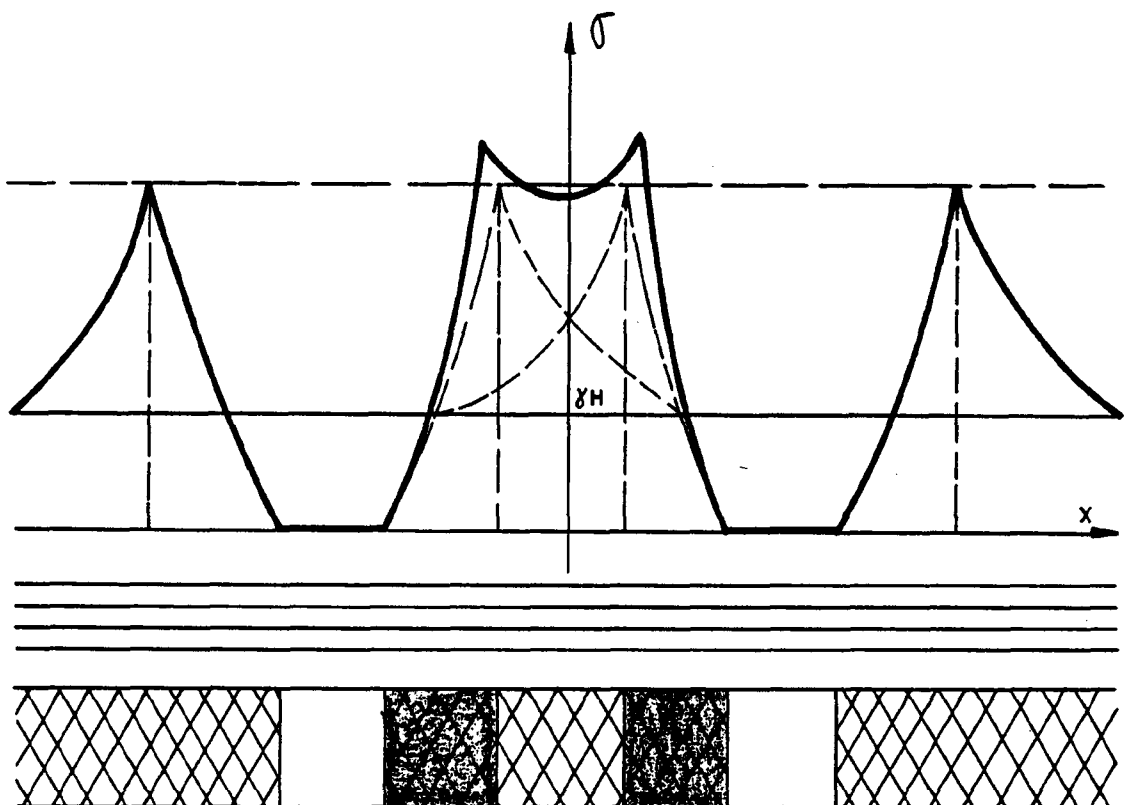
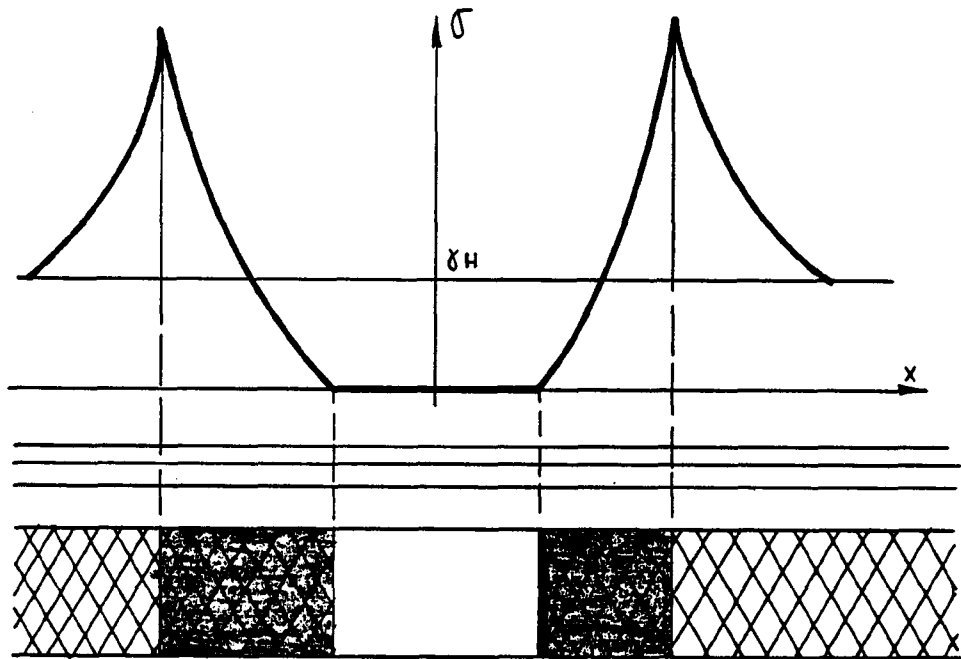


FIG. N° 6 — DISTRIBUCION DE TENSIONES EN UN PILAR



de presión están sobre los parámetros.

Siguiendo la formulación de WILSON, (1.977) se puede evaluar la distribución de tensiones en un pilar de borde, mediante las expresiones siguientes que están ilustradas en la figura nº 7.

Radio de plastificación.

$$x_b = \frac{m}{2} \left[\left(\frac{\gamma \cdot H}{p} \right)^{\frac{1}{R-1}} - 1 \right] \quad (20)$$

Distribución de tensiones en la zona plastificada.

$$\sigma_z^*(x) = p \cdot R \left(\frac{x}{\frac{m}{2}} \right)^{R-1} \quad (21)$$

Distribución de tensiones en la frontera plasto-elástica.

$$\hat{\sigma} = \sigma_0 + R \cdot q \quad (22)$$

Distribución de tensiones en la zona elástica.

$$\sigma_z(x) = \gamma \cdot H + (\hat{\sigma} - \gamma H) \cdot e^{-\frac{x}{c_d}} \quad (23)$$

donde

$$C_d = \frac{A_M - \frac{m}{2} \cdot H}{\hat{\sigma} - \gamma \cdot H} \quad (24)$$

Aparentemente, en un sistema de explotación por cámaras y pilares, no deberían producirse golpes de terreno ya que en condiciones normales este sistema de explotación es estático respecto al movimiento de terrenos. Sin embargo, el problema más importante que se plantea con este método es la estabilidad a largo plazo, ya que con el paso del tiempo, la resistencia de algún pilar puede verse sobrepasada; bien por degradación de sus propiedades mecánicas o por sobrecarga, debida a alcanzar un coeficiente de extracción excesivamente alto. Consecuentemente, este pilar puede producir una rotura violenta y lo que es más grave, desencadenar un movimiento general de inestabilidad de resultados catastróficos.

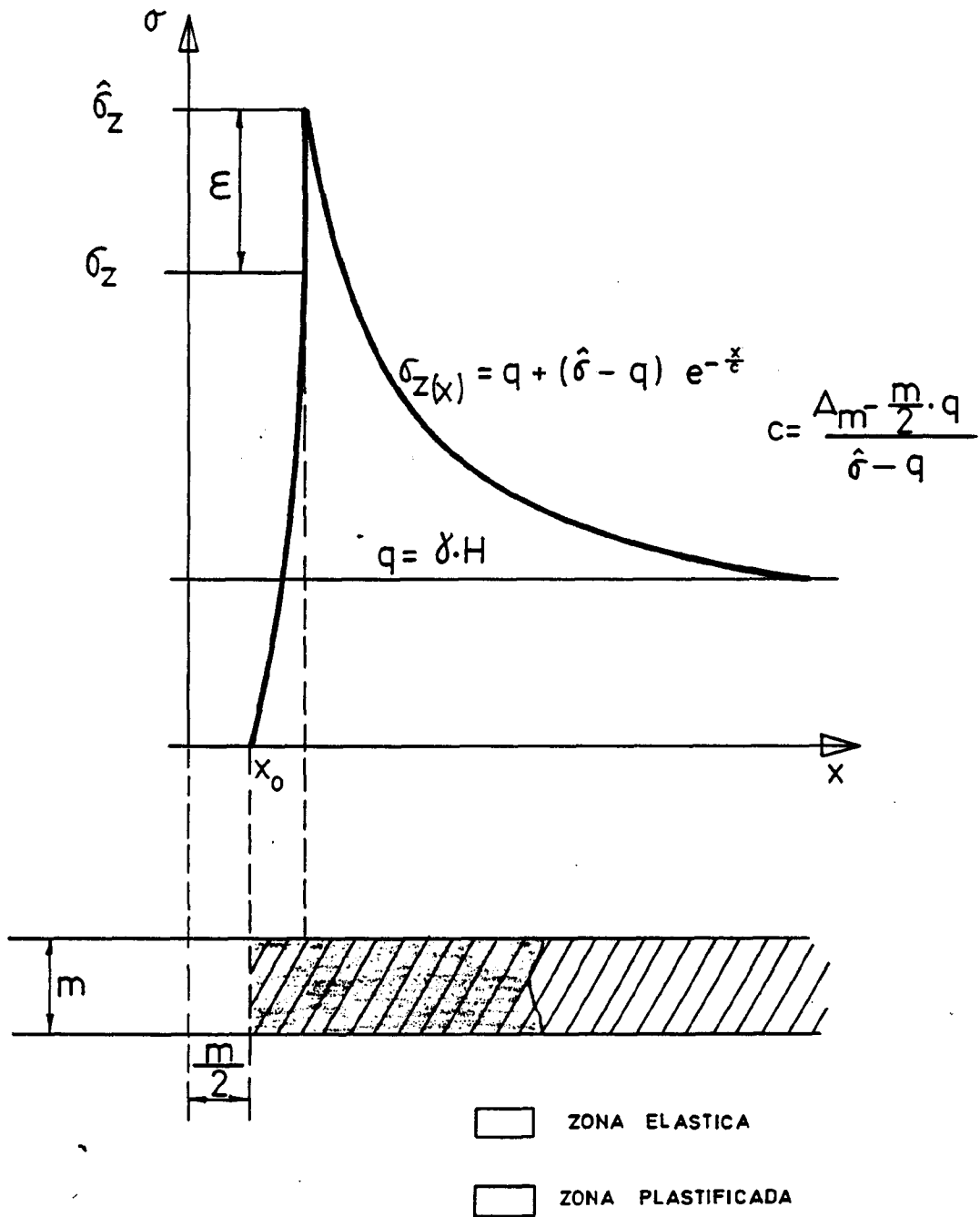
2.- COMPORTAMIENTO MECANICO DE LAS ROCAS EN LOS GOLPES DE TERRENO.

En los tajos largos la manifestación más corriente de un golpe de techo, consiste en un aplastamiento del macizo de carbón a explotar que, al no resistir el esfuerzo mecánico, invade la calle de trabajo produciendo averías en las máquinas y accidentes graves si alcanza a las personas que allí trabajan. Estos fenómenos tienden a disminuir de importancia y frecuencia con el aumento de la profundidad.

Sin embargo, cuando el macizo a arrancar es suficientemente resistente, como sucede con los tajos largos en las minas de potasa, éste no se ve afectado por el golpe de techo y, en este caso, el sostenimiento del tajo es el que sufre todos los daños.

Estos fenómenos son típicos de las explotaciones por tajo largo en terrenos competentes como eran los de Potasas de Navarra S.A. en la zona de Güendulain.

FIG. N°7— MODELO DE DISTRIBUCION DE TENSIONES EN PILARES SEGUN WILSON



Así pues los golpes de terreno están presentes tanto en las explotaciones por cámaras y pilares como en los tajos largos; pero, en el primer caso, se manifiestan siempre por la rotura brusca y violenta de un pilar, mientras que en los tajos largos, tienen su efecto principal en la destrucción del macizo a arrancar o en un deterioro importante de la entibación del tajo. En este proceso de rotura, ejercen un papel preponderante tanto las rocas que se van a romper como las presiones que inducen el proceso de rotura. A continuación se analizarán los principales parámetros que rigen el comportamiento de las rocas en los golpes de terreno.

2.1 ROTURA BRUTAL DE LAS ROCAS.

Durante muchos años, se ha creído que la rotura violenta de una probeta de roca en un ensayo a compresión simple era una consecuencia de su fragilidad; pero, a mediados de los años 60 se empezó a investigar sobre éste fenómeno llegando a la conclusión, de que la mayoría de las rocas tenían un proceso de post-rotura

apreciable y que la rotura violenta que se producía, era consecuencia de una cesión de energía por parte de la prensa hidráulica al iniciarse el proceso de post-rotura.

Para comprender este fenómeno, se debe introducir el concepto de rigidez que, al igual que en el caso de un muelle elástico, está definido por:

$$K = \frac{F}{\Delta l} \quad (25)$$

siendo F la fuerza aplicada y Δl el desplazamiento observado.

Si se analiza una prensa de ensayos, podríamos determinar su coeficiente de rigidez K_p que es consecuencia de la deformabilidad que permiten la estructura de la prensa, el cilindro hidráulico de carga, los retenes de cilindro, las placas de apoyo de la muestra y el propio fluido que transmite la presión.

HINDE (1.964) evaluó la rigidez de las prensas que se utilizan para los ensayos de compresión del hormigón entre $3,5 - 12,5 \cdot 10^6$ $\frac{N}{cm}$ y por otro lado COOK y HOJEM (1.966) en-

contraron que la rigidez de las prensas normales de 500 kN era del orden de $0,96 \cdot 10^6 \frac{N}{cm}$.

Por lo que se refiere a la probeta de roca a ensayar, se puede calcular su rigidez. Si se supone que se comporta elásticamente, según (25)

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

pero por definición

$$F = \sigma \cdot A \quad (26)$$

siendo σ la tensión a que está sometida y A la sección. Por la ley de HOOKE

$$\sigma = E \cdot \epsilon \quad (27)$$

donde Δl es la deformación unitaria y E el módulo de elasticidad.

Por definición

$$\epsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad (28)$$

siendo Δl la deformación de la probeta en el proceso de compresión y l la longitud inicial.

De las expresiones (26), (27) y (28) se obtiene

$$\Delta l = \frac{l \cdot F}{A \cdot E} \quad (29)$$

que entrando en (25) dá:

$$K = \frac{A \cdot E}{l} \quad (30)$$

Valor de la rigidez en la zona de comportamiento elástico.

Si la probeta es cilíndrica tenemos que

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (31)$$

y entrando en (30)

$$K = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot E}{4 \cdot l} \quad (31)$$

En los ensayos a compresión simple, que

habitualmente se realizan, las probetas tienen un diámetro de unos 5 cm ($D = 5$), una longitud de 10 cm ($l = 10$) y una roca de tipo medio, puede tener un módulo de elasticidad de 20.000 MPa ($E = 20.000$). En estos datos resulta que la probeta tiene una rigidez de

$$K_R = \frac{\pi \cdot 5^2 \text{ (cm)} \cdot 20.000 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \times \frac{1 \text{ m}^2}{10^4 \text{ cm}}}{4 \cdot 10 \text{ cm}} = 3,8 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{cm}}$$

Por lo tanto, de esto se deduce que una probeta de una roca tipo medio, puede tener una rigidez del orden de 4 veces mayor que una prensa convencional.

La energía almacenada en el proceso de compresión en la zona de comportamiento elástico vale

$$W = \int_0^{\Delta l} F \cdot dl \quad (32)$$

pero entrando con (25) en la expresión (32) tenemos que

$$W = \int_0^{\Delta l} K l \cdot dl = \frac{K \cdot (\Delta l)^2}{2}$$

y eliminando l con (25) queda

$$W = \frac{F^2}{2K} \quad (26)$$

fórmula equivalente a $W = \frac{F \cdot l}{2}$ deducida en los textos de resistencia de materiales.

De esto se deduce, que la energía almacenada por un cuerpo que se deforma elásticamente es tanto mayor cuanto menor es la rigidez del cuerpo. Por ello, en los procesos normales de compresión, la prensa tiene almacenada mucha más energía que la probeta y al producirse la rotura, la prensa cede parte de su energía a la probeta provocando la rotura violenta.

Este proceso formulado fácilmente en la zona elástica no tiene una solución tan precisa en la zona que define el resto del comportamiento del material sometido a un esfuerzo normal. No obstante, siguiendo la misma metodología se puede explicar el proceso ilustrado en la figura 10, asimilando una probeta al pilar de una mina.

La figura 10 A muestra la curva carga-de-

formación de un pilar de mina y en la figura 10 B se muestra el mismo diagrama superpuesto con el de la rigidez del elemento de carga (techo + muro) que en lo sucesivo se denominará rigidez local de la mina. Una vez superada la capacidad máxima de carga del pilar, $F_{max.}$, éste se deforma según la curva AB. La rigidez local de la mina, está presentada por la pendiente de la curva AE. En este caso, un aumento l , en la convergencia del pilar significa que este está sometido a la fuerza F_H , ejercida por el conjunto techo-muro, pero el pilar solo puede soportar, para esa deformación, una fuerza F_j , con lo cual la situación es inestable y el colapso del pilar se acelera. En este caso la energía disipada por la mina (área ACDH) es superior a la energía requerida para deformar el pilar (área ACDJ) y el pilar recibe un exceso de energía correspondiente al área sombreada en la figura 10 B.

Si por el contrario la rigidez local de la mina es muy alta, tal como se ilustra en la figura 10 C, el conjunto del techo y muro, no son capaces de aportar la fuerza necesaria para deformar el pilar por lo cual éste se deforma

de forma natural a lo largo de la curva AB sin que se produzca el golpe de terreno.

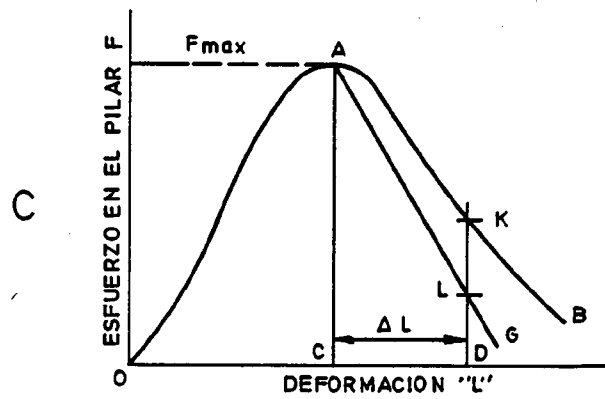
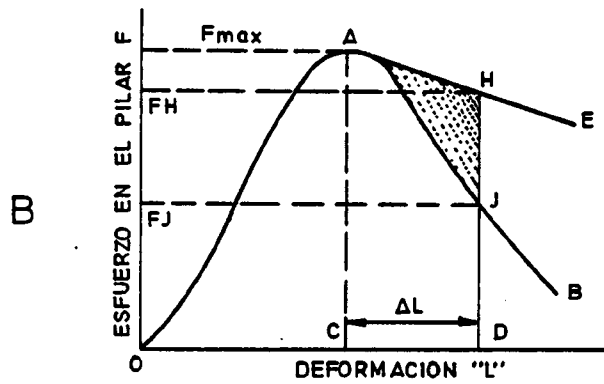
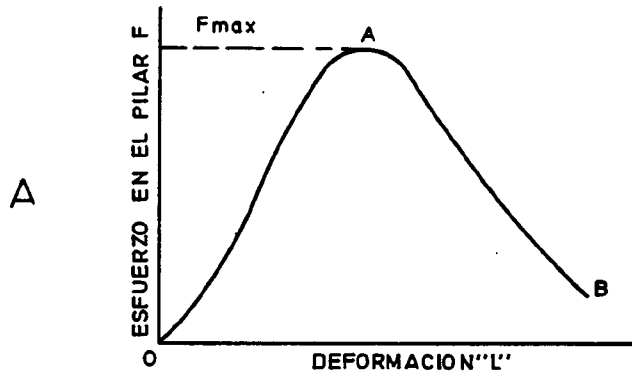
En el caso de los tajos largos, el modelo no es tan simple y el estudio teórico requiere un análisis más complejo. En primer lugar, se supone que el techo está formado por una viga continua empotrada en el frente uniformemente cargado y que flexa sin encontrar reacción en el hundimiento hasta que se ponen en contacto rígido techo y muro. En este caso expuesto en la figura 11 (hipótesis 1), la viga de techo está sometida a un aumento en el empotramiento variable con la longitud l_v de la hipótesis viga y a un cortante, también variable.

El momento flector es máximo para una distancia que según Timoshenko (1.975) vale:

$$l_{v1} = \sqrt[4]{\frac{72 m E I}{q}} \quad (27)$$

siendo m la potencia de la capa, q la carga unitaria que en este caso sería H según la figura 2, y E e I el módulo elástico y el momento de inercia de la viga que forma el techo. Su valor es:

FIG. N° 10—CONDICIONES PARA LA EXISTENCIA DE UN GOLPE DE TERRENO EN UNA EXPLOTACION POR CAMARAS Y PILARES



$$M_0 = \frac{q}{2} l_v^2 \quad (28)$$

$$M_0 (l_{v1}) = \sqrt{24 m q E I} \quad (29)$$

A partir de esta distancia la viga trabaja empotrada y apoyada en el muro que se considera rígido y el momento flector en el empotramiento se mantiene constante, con un valor que según Timoshenko (1.975) vale:

$$M_0 (> l_{v1}) = \sqrt{2 m q E I} \quad (30)$$

es decir 3,5 veces menor que el anterior.

El esfuerzo cortante varía de forma similar

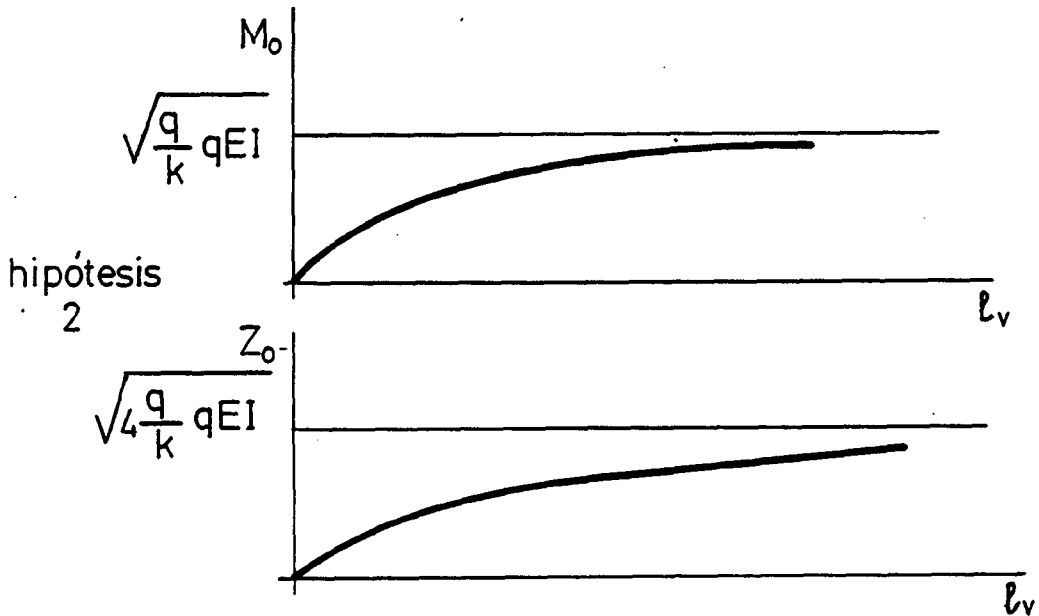
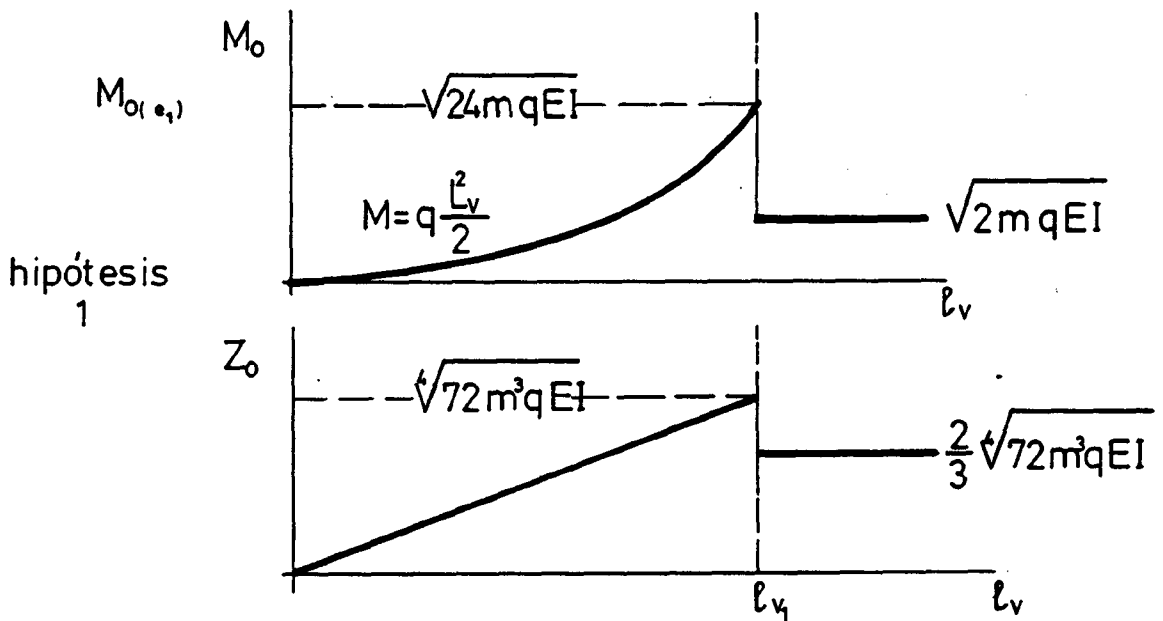
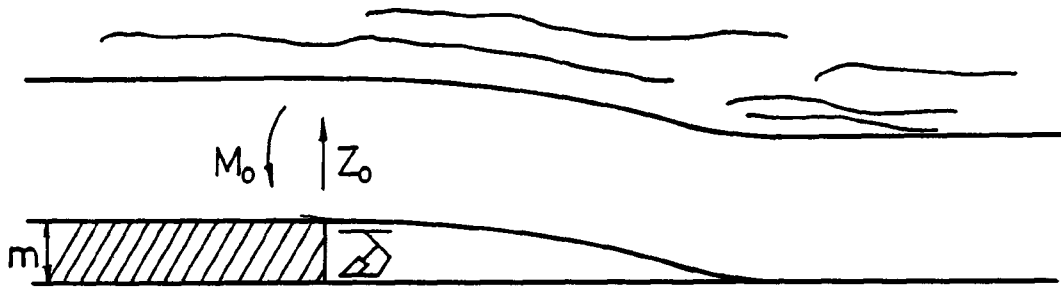
$$Z = q l_v \quad (31)$$

$$Z_0 (l_{v1}) = \sqrt[4]{72 m q^3 E I} \quad (32)$$

$$Z_0 (> l_{v1}) = \frac{2}{3} \sqrt[4]{72 m q^3 E I} \quad (33)$$

Si se supone el techo como una viga en la misma hipótesis de carga, pero apoyada sobre

FIG. N°11— MODELOS DE VALORACION DE LOS ESFUERZOS SOPORTADOS POR LA VIGA DE TECHO



un relleno de hundimiento de techo próximo, que reacciona como una fundación elástica de rigidez K (se desprecia la longitud de la calle de roza) el momento flector y el esfuerzo cortante en el empotramiento, evoluciona según la figura 11 hipótesis 2 hasta un valor máximo

$$M_0 (\infty) = \sqrt{\frac{q^3 EI}{K}} \quad (34)$$

$$Z_0 (\infty) = \sqrt{\frac{4 q^4 EI}{K}} \quad (35)$$

Así pues, el conjunto techo está sometido a los esfuerzos ya definidos y el macizo a arrancar, a una compresión que evoluciona según lo expuesto en el epigrafe 1.2.1. Si la viga de techo, es débil y se rompe con momentos flectores pequeños es decir para longitudes cortas, no se pueden producir golpes de techo pero si la viga resiste puede ocurrir que el macizo no aguante y se produzca un fenómeno similar, caso de tajos de carbón, o que el macizo resista pero la viga no supere el valor alto del momento, produciéndose su rotura en el empotramiento; caso de tajos de potasa. Indudablemente, con macizos muy rígidos y techos muy resistentes, pueden formarse situaciones esta-

bles una vez superado la longitud l , para la primera hipótesis o llegar a grandes longitudes para la hipótesis 2, si la viga resiste los esfuerzos máximos.

La rigidez local de la mina puede determinarse en el caso más simple de una explotación por cámaras y pilares conforme se ilustra en la figura N° 12. Consideremos que uno de los pilares de la mina, se reemplaza por un gato hidráulico. Supongamos que la carga inicial del gato es F_0 y que desde este estado se disminuye la carga del gato para simular el colapso del pilar con lo cual, se generará una convergencia entre el techo y el muro. Si durante el proceso de descarga, el techo permanece intacto la curva que representa la evolución de la convergencia en función de la carga es una línea recta, pero si el techo se rompe, será necesario que exista una fuerza suplementaria para contener el peso de las rocas rotas por lo cual, la curva será marcada con trazos en la figura 12. La pendiente de la curva carga-convergencia, en la parte lineal, corresponde a la rigidez local de la mina, depende de las propiedades mecánicas del techo y muro, de

las dimensiones de los huecos, de los tamaños de los pilares próximos y de la colocación de los gatos. Para tener una aproximación algo mayor es conveniente determinar la rigidez local de la mina recurriendo al método de los elementos finitos tal como han hecho STARFIEL y FAIRHURST (1.968); SALOMON (1.979); y BRADY (1.979). BLAKE (1.972) ha determinado que en el caso de pilares de las minas metálicas del distrito de COEUR D'ALENE (USA) la rigidez local de la mina es del orden de $1,5 \cdot 10^6 \frac{N}{cm}$ ($10^7 \frac{\text{libras}}{\text{pulgadas}}$).

2.2 FACTORES DE SEGUNDO ORDEN QUE CONDICIONAN LOS GOLPES DE TERRENO.

El parámetro más importante que condiciona el fenómeno de los golpes de terreno, es la rigidez local de la mina ya que si la rigidez del banco de roca que va a romperse, es menor que la del sistema de carga, no es posible que se produzca un golpe de terreno.

Muchas veces la rigidez local de la mina no es controlable y en este caso, hay otros pa-

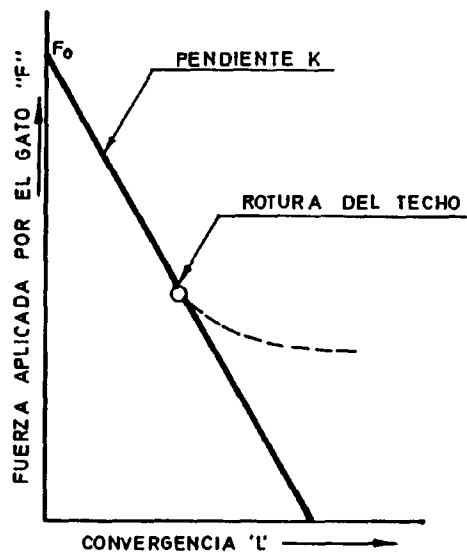
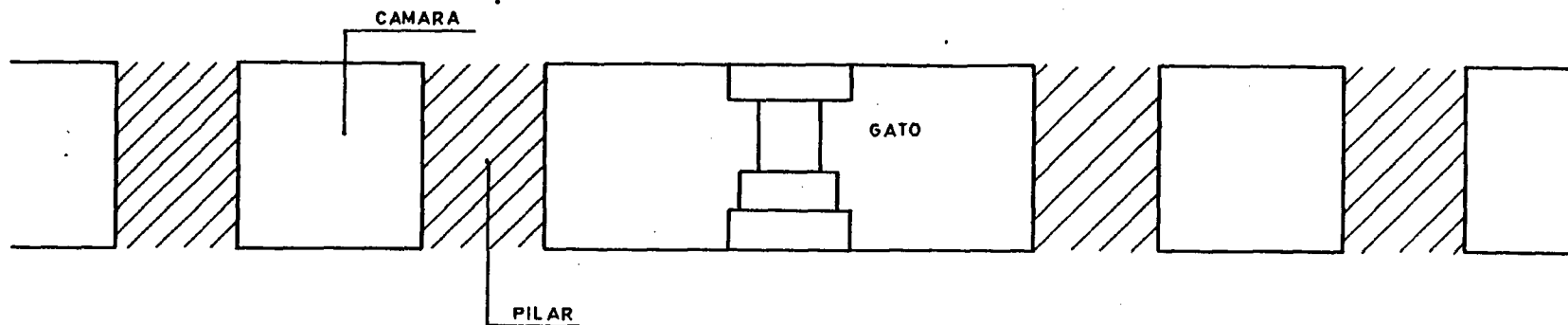


FIG. Nº 12 — DETERMINACION "IN SITU" DE LA RIGIDEZ LOCAL DE LA MINA

rámetros que también tienen un papel importante en los golpes de terreno como son la presión de los terrenos y las dimensiones de los huecos creados.

2.2.1 Presión de los terrenos.

El nivel de la presión de los terrenos existentes, tienen una doble importancia en el fenómeno de los golpes de terreno; en primer lugar, no hay que olvidar que el golpe de terreno se genera en un proceso de rotura normal en el que es preciso que el sistema de carga alcance el nivel adecuado para producir la rotura. Así pues, la existencia de un nivel de tensión mínimo es imprescindible; desde este punto de vista, no debe olvidarse la concentración de tensiones que se crean por delante de los tajos largos y en los bordes de los pilares conforme se ha expuesto en los apartados 1.2.1 y 1.2.2. Hay que tener presente, que los picos de presión que se crean por delante de un tajo largo pueden verse incrementa-

dos notablemente, conforme ha puesto de manifiesto JACOBI (1.960), si la disposición de los tajos que avanzan conjuntamente, no se escoge de forma adecuada para minimizar este efecto.

Por otro lado, el nivel de presión juega otro papel importante en la generación de los golpes de terreno ya que, al aumentar las presiones de confinamiento, las rocas adquieren un comportamiento más rígido. Como las tensiones de confinamiento en los medios ortótropos son proporcionales a las tensiones verticales un aumento del nivel tensional producirá una mayor rigidez del macizo a arrancar; pudiéndose llegar a que esta rigidez sea mayor que la del sistema de carga y en este momento, se cumplirá la condición necesaria para que el golpe de terreno se pueda producir.

De todo lo, anterior se deduce que el problema de los golpes de terreno se debe agravar con el aumento de la profundidad de las explotaciones ya que esto implica

un incremento en el nivel tensional.

2.2.2 Dimensiones de los huecos.

Ya ha quedado establecido que el problema de los golpes de terreno es un problema de liberación de energía, por lo tanto parece lógico pensar que la dimensión de los huecos creados, que define el sistema de carga, debe tener una importancia especial.

Para tener una idea del orden de influencia de esta variable, podemos calcular la energía almacenada por una viga en voladizo, que representaría el techo de un tajo largo, y para una viga doblemente empotrada que representaría el caso más simple de una explotación por cámara y pilares.

La energía de deformación elástica de un viga vale:

$$\int_0^1 \frac{M^2}{2EI} dx \quad (36)$$

siendo

l la luz de la viga

M el momento flector

E el módulo de elasticidad, e

I el momento de inercia

Si la viga está en voladizo y soporta una carga lineal q el momento flector a una distancia x del extremo libre vale:

$$M = \frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2 \quad (37)$$

y por lo tanto la energía almacenada es en el caso de hipótesis 1 de la figura 11 y para $l_v = l_{v1}$

$$W_{CT} = \int_0^l \frac{\frac{1}{4} \cdot q^2 \cdot x^4}{2 \cdot E \cdot I} dx = \frac{q^2 \cdot l_{v1}^5}{40 EI} \quad (38)$$

Si la viga está doblemente empotrada el momento flector vale:

$$M = \frac{1}{12} \cdot q \cdot (6x^2 - 6lx + l_v^2) \quad (39)$$

y la energía almacenada en este caso vale

$$\begin{aligned}
 W_C &= \int_0^{l_v} \frac{\left[\frac{1}{12} \cdot q \cdot (6x^2 - 6l_v \cdot x + l_v^2) \right]^2}{2 \cdot E \cdot I} dx = \\
 &= \frac{l^2 \cdot l_v^5}{1440 \cdot E \cdot I} \quad (40)
 \end{aligned}$$

En ambos casos, la energía almacenada es proporcional a la quinta potencia de la luz de la viga lo cual indica la conveniencia de reducir ésta, para evitar el peligro de los golpes de terreno.

En la práctica, esta conclusión nos llevaría a dimensionar las cámaras con una separación entre pilares lo más reducida posible y en el caso de los tajos largos, a procurar que el voladizo del techo detrás del tajo, sea lo más pequeño posible. Esta última circunstancia, puede garantizarse si el techo no hunde con regularidad, adoptando medidas que tiendan a debilitar su integridad.

A partir de las expresiones (38) y (40) tenemos que

$$\frac{W_{CT}}{W_{CC}} = \frac{\frac{q^2 \cdot l_V^5}{40 E \cdot I}}{\frac{q^2 \cdot l_V^5}{1440 \cdot E \cdot I}} = 36 \quad (41)$$

Lo cual nos dice que en las explotaciones por tajo largo, a igualdad de luz de techo, se acumula 36 veces más energía que en una explotación por cámaras y pilares. De ahí se justifica la práctica de delimitar con pilares corridos, las zonas de explotación en aquellas minas susceptibles de producir golpes de terreno.

2.2.3 Accidentes tectónicos.

Dado que el golpe de terreno se genera cuando se sobrepasa la resistencia local de un macizo rocoso y simultáneamente se produce una liberación de energía, es lógico que la resistencia mecánica del macizo rocoso tenga una gran importancia.

Aunque es conocido que las rocas afectadas por fallas son fundamentalmente incompetentes, es cierto que la rigidez de las zonas de falla es muy baja y por lo tanto es difícil que, en estos casos, se produzca un golpe de terreno.

Pero, por otro lado, no hay que olvidar que al avanzar una explotación hacia una falla, se crea un pilar temporal en razón de la discontinuidad que supone la propia falla. Este pilar va a ver reducida progresivamente su resistencia a medida que progresa el taller y, consecuentemente, se producirá una acumulación de tensiones que puede provocar un golpe de terreno.

Así pues, las zonas de fallas deben ser consideradas como zonas de peligrosidad especial y lo mismo puede decirse de todos aquellos accidentes tectónicos, que supongan una discontinuidad importante dentro del macizo.

2.3 COMPORTAMIENTO DEL SOSTENIMIENTO.

Las experiencias obtenidas en los golpes de techo en los tajos largos, indica que en muchas ocasiones el sostenimiento de los tajos se ve seriamente afectado. Estos efectos son particularmente graves, en el caso de tajos en los que el macizo a arrancar no sea el elemento más débil del conjunto, como ocurre en las minas de potasa. En este caso, el techo es el elemento que romperá una vez sobrepasado un valor determinado cargando bruscamente el sostenimiento del tajo. Teóricamente un sostenimiento de tajo puede tener una rigidez nula ya que al alcanzar la presión de deslizamiento, existe una válvula que se encarga de eliminar la sobrecarga que se intenta aportar al sostenimiento. El problema en el caso de los golpes de techo, estriba en la rapidez con que se inicia el fenómeno; lo cual trae consigo que las válvulas de deslizamiento no sean capaces de reaccionar; en ese momento el sostenimiento se vuelve rígido y sufre la cesión de energía por parte del sistema de carga, lo cual acarrea su destrucción. Dado que las válvulas de deslizamiento, son un elemento esencial para garanti-

zar la integridad del sostenimiento ante un golpe de techo, han sido objeto de una profunda investigación en los últimos años pese a lo cual, en el momento actual no existe una solución que resuelva satisfactoriamente el problema.

Una de las mayores dificultades que se presentan para diseñar adecuadamente un sostenimiento autodesplazable, que vaya a estar sometido a golpes de techo, radica en que ahora no se conoce la magnitud ni la duración de las sobrecargas que se producen. En las investigaciones desarrolladas recientemente en Alemania se ha conseguido poner a punto un equipo de medida, que sea capaz de registrar el impacto que supone un golpe de techo para cuantificar la magnitud de las cargas que se generan. A partir de los datos obtenidos en las campañas de medida, será posible deducir criterios constructivos que mejoren el comportamiento del sostenimiento ante los golpes de techo.

3.- METODOS DE DETECCION

Una vez que ha sido expuesto el mecanismo de los golpes de terreno, conocemos las condiciones que deben cumplirse para que se produzca un golpe de terreno y dado que muchas veces resulta difícil actuar sobre ellas, interesa disponer de unos medios de detección que nos aporten el margen de seguridad necesario para el desarrollo de las explotaciones propensa a golpes de terreno.

3.1 Susceptibilidad de los macizos rocosos.

La estimación de la susceptibilidad de los macizos rocosos hacia los golpes de terreno, ha sido un camino que han emprendido con notable éxito las investigaciones del GTWNY INSTITUT GORNICTWA de Polonia (Instituto Central de Minas) pues han logrado pasar un índice de

$$\frac{0,92 \text{ golpes de techo}}{100.000 \text{ t}} \text{ en } 1.950 \text{ a}$$

$$\frac{0,03 \text{ golpes de techo}}{100.000 \text{ t}} \text{ en } 1.970$$

según NEYMAN (1.972)

Como índices de para pronosticar los golpes de terreno en Polonia se emplean dos parámetros W_{ET} y X

3.1.1 Índice de absorción de energía de la roca

$$\underline{(W_{ET})}$$

El índice de capacidad de absorción energética de la roca, denominado W_{ET} , ha sido muy empleado en Polonia para estimar el peligro de los golpes de terreno. El índice W_{ET} se define como el cociente entre la energía elástica (W_{sp}) y la energía perdida (W_{st}) en un ensayo de compresión simple en el que se alcanza una tensión del 75% de la resistencia a compresión simple de la roca a ensayar. La probeta de roca debe tener un diámetro de 42 mm. y una esbeltez de 2. De acuerdo con la figura nº 13 tenemos que

$$\text{Energía total: } W_c = \int_0^{\epsilon_c} f(\epsilon) d\epsilon \quad (42)$$

Energía elástica (que es la que se recu-

para en el proceso de descarga de la probeta):

$$W_{SP} = \int_{\epsilon_0}^{\epsilon_c} f_1(\epsilon) d\epsilon \quad (43)$$

Por lo tanto la energía perdida será la diferencia entre (42) y (43) es decir:

$$W_{SP} = \int_0^{\epsilon_c} f(\epsilon) d\epsilon - \int_{\epsilon_0}^{\epsilon_c} f_1(\epsilon) d\epsilon \quad (44)$$

y por definición tenemos que

$$W_{ET} = \frac{W_{SP}}{W_{ST}} \quad (45)$$

es decir

$$W_{ET} = \frac{\int_{\epsilon_0}^{\epsilon_c} f(\epsilon) d\epsilon}{\int_0^{\epsilon_c} f(\epsilon) d\epsilon - \int_{\epsilon_0}^{\epsilon_c} f_1(\epsilon) d\epsilon} \quad (46)$$

En la práctica, los valores de las integrales que definen W_{ET} se determinan por la planimetría a partir de las curvas de carga y descarga en el proceso de compresión. El ejemplo de la figura 13 corresponde a una caliza del yacimiento cuprífero de LUBIN (Polonia) y el índice

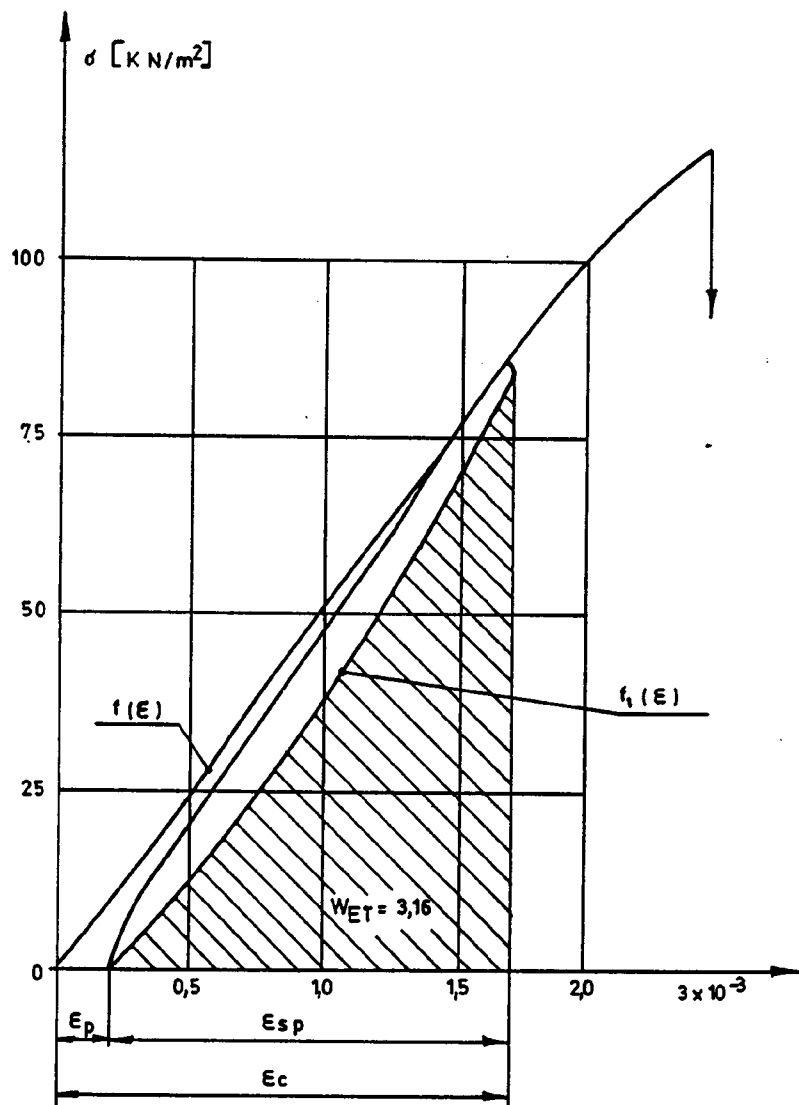
W_{ET} encontrado vale 3,16.

Nótese que la igualdad de energía elástica almacenada (W_{SP}), cuanto menor sea W_{ET} mayor debe ser la energía perdida en el proceso de compresión y por lo tanto, menor es el riesgo de golpe de terreno.

A partir del índice W_{ET} , las rocas se clasifican por su susceptibilidad a los golpes de terreno en los tres grupos siguientes:

GRUPO	INDICE	GRADO DE SUSCEPTIBILIDAD A LOS GOLPES DE TERRENO
I	$W_{ET} \geq 5$	MUY SUSCEPTIBLE
II	$2 \leq W_{ET} \leq 5$	SUSCEPTIBLE
III	$W_{WT} < 2$	NO SUSCEPTIBLE

FIG. N° 13—DETERMINACION DEL INDICE "W_{ET}"



3.1.2 Índice de rigidez de una roca.

DUDEK y GALCZYNSKI (1.979) han puesto de manifiesto que dado que las propiedades mecánicas de un macizo rocoso tienen coeficientes de variación de hasta el 30%, consecuentemente el índice W_{R} , puede que no sea lo suficientemente preciso en algunos casos. Por ello, para caracterizar la susceptibilidad de un macizo a generar golpes de techos, propugnan la utilización de un coeficiente de rigidez basado en la teoría de la bóveda de presión, conforme exponemos a continuación que tienen gran aplicación en el caso de explotaciones por cámaras y pilares.

El golpe de terreno se inicia con la destrucción del macizo el cual, antes de llegar a la rotura, se ha deformado notablemente. Por ello, en el caso de galerías de mina, podemos suponer que antes de la rotura, se crea un cierto efecto de arco conforme se ilustra en la figura nº 14.

Después de la deformación de las rocas, se produce una redistribución del estado inicial de tensiones de corte, en las proximidades de los parámetros y, si se supera la resistencia del macizo, se produce una superficie de cizallamiento en forma de embudo sobre la cual se desplazan los bloques, fragmentos y granos de la roca rota. El sostenimiento de la galería limita los movimientos y dentro de la bóveda de presión, se crea un sistema, parecido a un conjunto de ladrillos, que está en equilibrio límite. Este sistema está limitado por dos planos de deslizamiento y la bóveda de presión. En el caso de un medio homogéneo de dos dimensiones, los planos de deslizamiento están representados por dos líneas inclinadas un ángulo β , respecto a la horizontal, que vale

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \quad (47)$$

siendo φ el ángulo de rozamiento interno del macizo rocoso.

La línea de presión puede asimilarse a una parábola de ecuación

$$Y = \frac{q \cdot X^2}{2 F_1} \quad (48)$$

donde q es la presión vertical ejercida por los terrenos de recubrimiento y F_1 el esfuerzo lateral de la bóveda de presión.

Este sistema, sólo soporta momentos flectores y la condición de equilibrio del medio en la bóveda de presión puede estimarse por la ley de Coulomb:

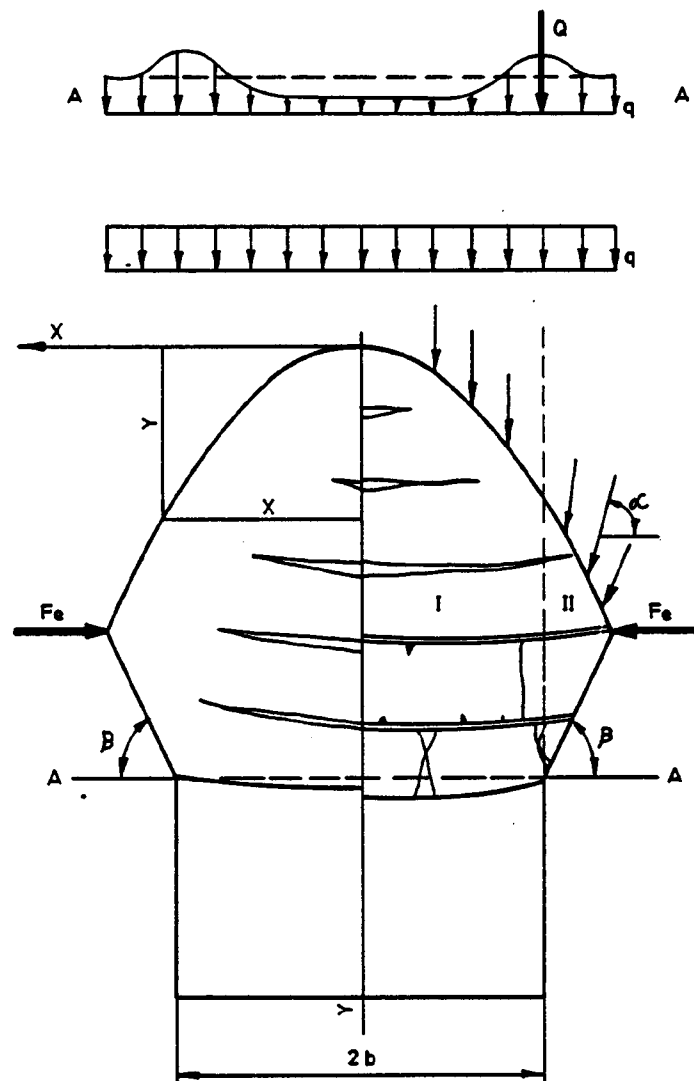
$$r \leq F \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (48)$$

De acuerdo con Protodiakonov:

$$f = \operatorname{tg} \varphi \quad (49)$$

Analizando cinemáticamente el medio en el interior de la bóveda la presión, podemos suponer que sobre el techo de la

FIG. N° 14 — EFECTO ARCO SOBRE UNA GALERIA



de la galería los fragmentos de roca se desplazan verticalmente, zona I de la figura 14; mientras que en la parte de la bóveda que está sobre los paramentos, los fragmentos de roca, deben desplazarse según líneas de inclinación α , zona II de la figura 14. Para que sea posible el movimiento debe cumplirse que:

$$\beta \leq \alpha \leq \frac{\pi}{2} \quad (50)$$

A partir de la distribución de presiones que se muestra en la figura 15, la condición para que se inicie el golpe de techo se expresa por:

$$\gamma \cdot H \cdot g + \frac{\gamma \cdot b \cdot H}{4 \cdot f (H_1 - 4bf)} > \sigma_0 \quad (51)$$

en donde

γ es el peso específico de los terrenos
 H es la profundidad a que está trazada la galería
 g es el coeficiente de reparto de presiones (el comportamiento es elástico
 $g = \frac{\mu}{1 - \mu}$)

b es la semianchura de la galería
 f es el coeficiente de Protodiakonov
 H_1 es la altura de terrenos resistentes
 por encima de la galería (ver figura
 15)
 σ_0 es la resistencia a compresión simple
 del macizo rocoso

La condición para que exista un golpe
 en los paramentos de la cámara se expre-
 sa por:

$$\frac{3}{2} \cdot \gamma \cdot H > \sigma \quad (52)$$

Podemos definir un nuevo parámetro

$$\lambda = g + \frac{b}{4f(H_1 - 4bf)} \quad (53)$$

que define la posibilidad de un golpe de
 techo y que en el caso de golpe de pará-
 metro vale

$$\lambda = 1,5 \quad (54)$$

De esta forma las relaciones (52) y (53) se pueden resumir en

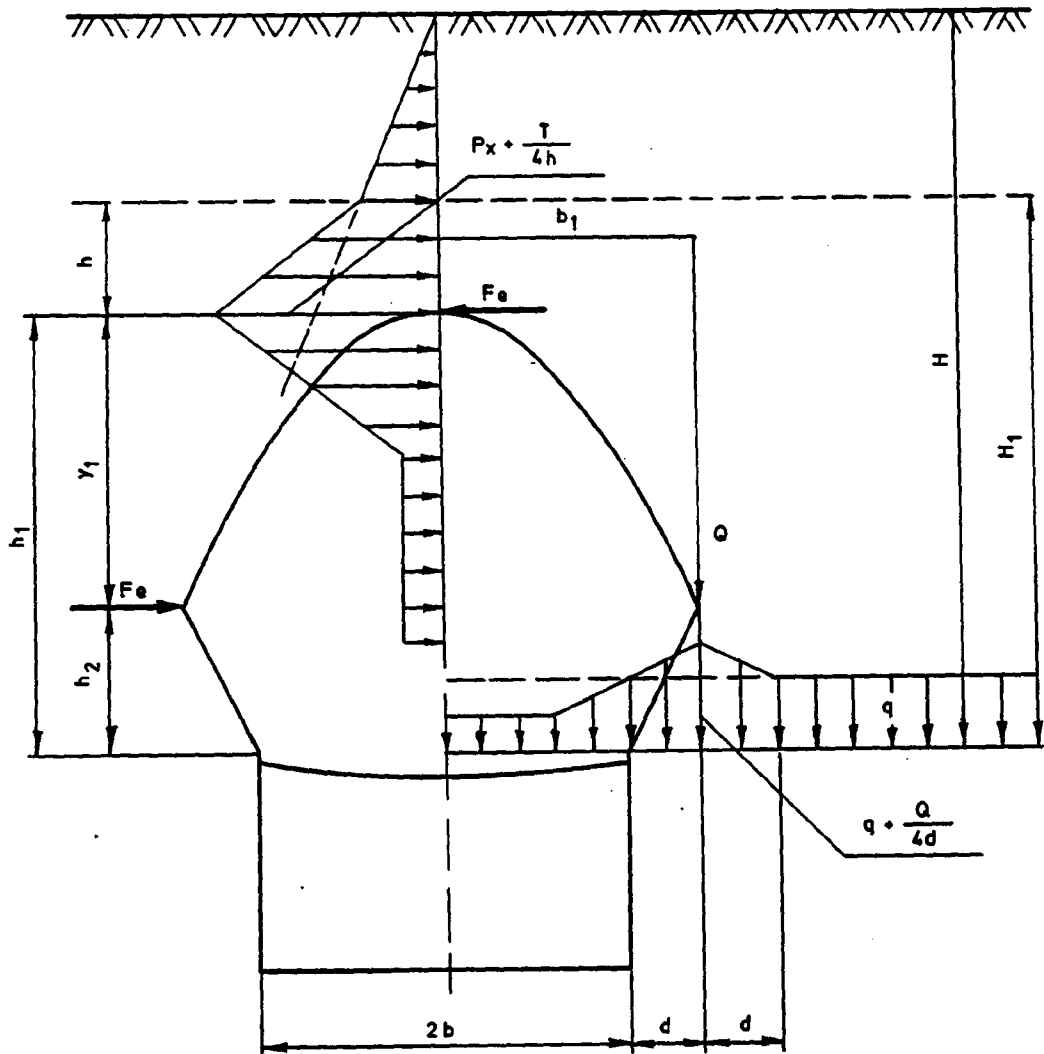
$$\lambda \gamma H > \sigma \quad (55)$$

Ahora se puede definir un coeficiente de rigidez del techo mediante la expresión:

$$x = \frac{H_1}{b.f} \quad (56)$$

Si hacemos $x = 4, \lambda \rightarrow \infty$ con lo cual el riesgo de golpe de techo es máximo. Si se analiza la función λ en función del coeficiente de resistencia, se comprueba que se hace mínima para $x = 8$ en este caso encontramos los terrenos con el mínimo riesgo de golpes de techo. A partir de estos valores, se han determinado los límites de confianza al 30% para clasificar los macizos rocosos definiéndose cuatro grupos de terrenos:

FIG. N^o 15 — DISTRIBUCION DE TENSIONES EN TORNO A UNA GALERIA



CLASE	COEFICIENTE DE RIGIDEZ	CARACTERISTICAS DEL TECHO
A	$x \leq 2$	El techo hunde por sí solo. No hay peligro de golpe.
B	$2 < x < 6$	Riesgo de golpe de terreno.
C	$6 \leq x \leq 12$	Susceptible a los golpes de terreno.
D	$x < 12$	Poco susceptible a los golpes de terreno.

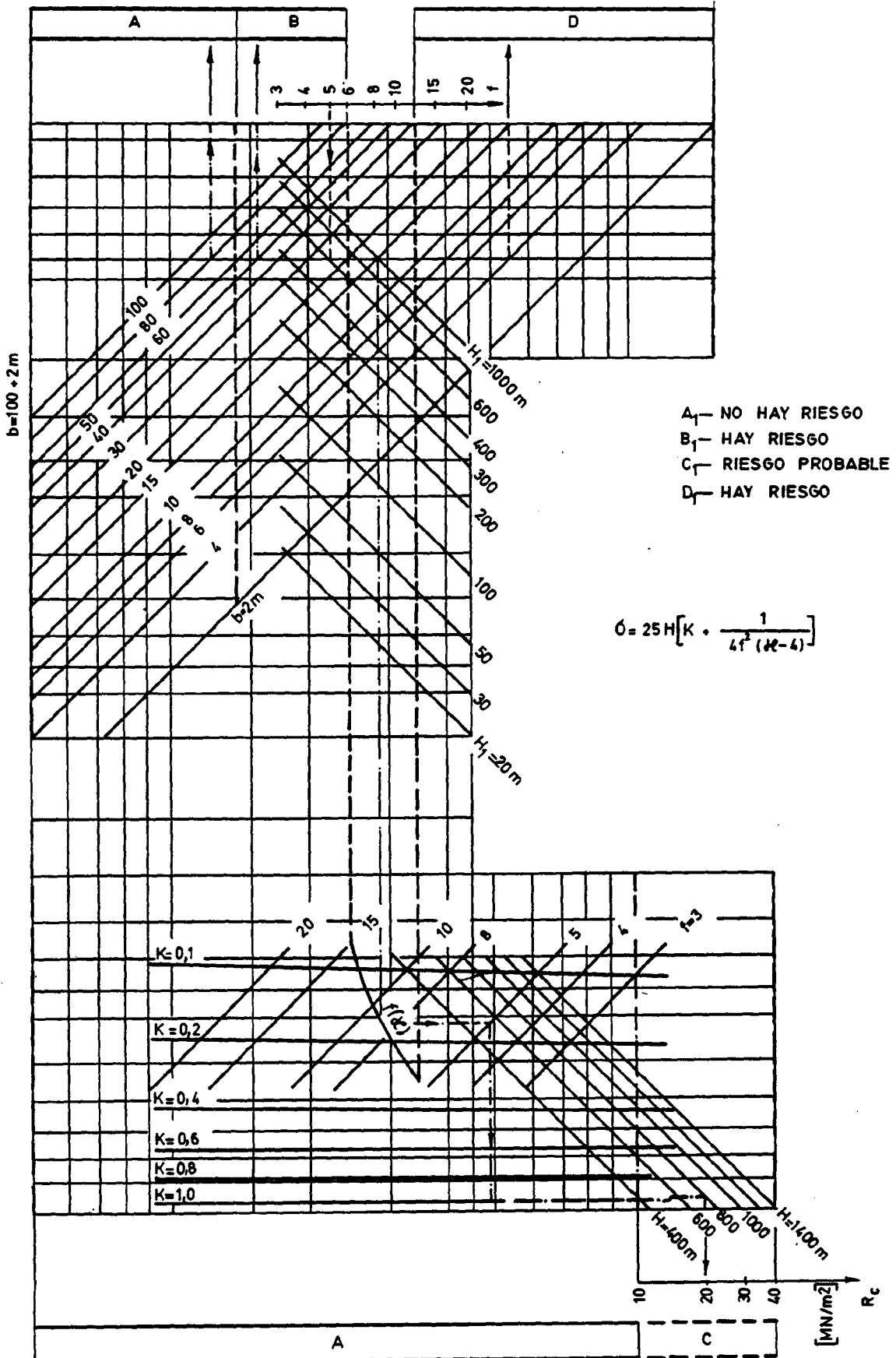
A partir de estos conceptos DUDEK y GALCZYNSKI han elaborados un monograma, que se muestra en la figura nº 16, para determinar la susceptibilidad de un terreno a los golpes de techo en función del coeficiente de resistencia del macizo f . A continuación, se introduce el valor del espesor de los estratos resistentes H_1 , para seguir con la anchura de la galería. Los terrenos que corresponden a

la clase C exigen una comprobación a partir del parámetro x , volviendo a utilizar el coeficiente de resistencia f , e introduciendo el valor del coeficiente de reparto de tensiones K y la profundidad a que está trazada la galería. Así, se determina un valor de la resistencia a compresión simple que si no es alcanzado por la resistencia a compresión simple, del macizo, no hay riesgo de techo. En este caso contrario, los terrenos se clasifican en el grupo C.

3.2 DETECCION DE MICRORRUIDOS.

Un golpe de terreno exige, como ya sabemos, que se sobrepase la resistencia a compresión del macizo rocoso. Según se ha demostrado en ensayos de Laboratorio, en el proceso de rotura por compresión, puede distinguirse una fase inicial de cierre de fisuras, una fase elástica y otra de desarrollo de la fisuración que termina finalmente, en la fase de post-rotura.

FIG. N°16 — DIAGRAMA PARA DETERMINAR LA APTITUD A LOS GOLPES DE TERRENO EN CAMARAS Y GALERIAS Y GALERIAS



Uno de los métodos que con más éxito se está empleando en la detención de los golpes de terreno, consiste en la detección de los microrruídos que se producen en la fase de desarrollo de la fisuración. Estos ruidos, normalmente no son audibles por los seres humanos pero pueden detectarse empleando captadores de velocidad o aceleración que, gracias a los progresos de la electrónica, son suficientemente sensibles. En resumen, se trata de considerar la creación de fisuras, previas a un golpe de terreno, como microterremotos y definir unos umbrales de peligro para evitar los efectos catastróficos de los golpes de terreno. Esta metodología es bastante antigua pues OBERT y DUVALL la empezaron a utilizar en 1.945 aunque solo recientemente, con los avances que han tenido la informática y la electrónica, se ha llegado a grados de precisión aceptables.

3.2.1 Localización del golpe de terreno.

Para la localización exacta del lugar en que se produce el micro-sismo, se hace la hipótesis de que las ondas de compresión

sión que se generan, se propagan radialmente de tal forma que si (x_i, y_i, z_i) son las coordenadas del punto donde se genera el golpe de terreno; V_i es la velocidad de propagación de las ondas de compresión y t_i el tiempo de llegada de estas ondas al punto de observación se cumple que

$$(x - X_i)^2 + (y - Y_i)^2 + (z - Z_i)^2 = \left(\frac{V_i}{t_i - t} \right)^2$$

(57)

Aquí, se plantean dos problemas ; el primero la determinación de la velocidad de propagación de las ondas de compresión y el segunda la determinación del tiempo cero del evento.

La determinación de la velocidad de propagación de las ondas, es un problema difícil de resolver en el laboratorio ya que habría que conocer perfectamente la estratigrafía entre el punto donde se genera el evento y la estación de capta-

ción y, por otra parte, es preciso conocer la velocidad de las ondas para cada uno de los niveles estratigráficos. Por ello, el problema se resuelve en la práctica, realizando medidas in situ de la velocidad de propagación de ondas a partir de pequeñas explotaciones provocadas.

La determinación del tiempo origen no puede realizarse directamente y, por ello, se recurre a ajustar estadísticamente la expresión (57) con señales de distintos geófonos que deben ser lo más numerosos posibles y como mínimo cuatro.

Actualmente, según Isobe et al. (1.977), desde el exterior de una mina se puede determinar la posición de un evento con una precisión de 15 - 20 m. según la horizontal y de 20 - 30 m. según la vertical, para un intervalo de confianza con el 95% de probabilidad.

En algunas zonas donde la actividad sísmica está bien estudiada, pueden em-

plearse fórmulas aproximadas para localizar el evento. Así en California, RICHTER (1.958) ha determinado:

$$x = 8,5 (t_s - t_p) \quad (58)$$

y

$$t_p = 1,37 (t_s - t_p) \quad (59)$$

donde

D = es la distancia, en Km, de la estación de medida al epicentro (proyección sobre la superficie del lugar donde se produce el evento, que es el hipocentro).

t_p = Tiempo de recorrido de las ondas, en segundos.

$t_s - t_p$ = Diferencia de tiempo, en segundos, entre la llegada de las ondas de compresión y ondas sísmicas.

Estas fórmulas son válidas para distancias de hasta 100 Km; en particular han sido empleadas con éxito en las minas de

plomo-zinc de COEUR D'ALENE (USA).

3.2.2 Energía liberada en la rotura.

Una vez localizado el Microterremoto, es preciso establecer los criterios que permitan establecer el riesgo de que se produzca un golpe de techo. Durante mucho tiempo, se pensó que la rotura del macizo rocoso se produciría inmediatamente después de que se hubiera alcanzado la máxima frecuencia de microrruídos.

Recientes experiencias de BRADY (1.974) han puesto de manifiesto, que existe un período de calma desde el momento en que se alcanza la máxima frecuencia, hasta que se produce el golpe de terreno. Esto queda gráficamente explicado en la figura nº 17 que corresponde al registro de frecuencias de eventos producidos antes de que ocurriera el golpe de terreno en la misma STAR (distrito de COEUR D'ALENE) el 3 de Septiembre de 1.975. La figura nº 18 muestra el mismo

fenómeno en un golpe de techo provocado en una mina experimental de carbón de BRUCENTON (Pensylvania) por último, la figura nº 19 muestra la misma distribución en el caso del hundimiento de un tajo largo, según STEBLAY y LEIGHTON (1.977)

Para cada mina en particular, debe establecerse el umbral de eventos que se considere adecuado para definir los límites de peligrosidad; esto sólo es posible realizarlo a partir de campañas de medida "in situ".

BRADY (1.978) ha hecho un estudio de los golpes de terreno, empleando la teoría de las inclusiones blandas y ha hecho una estimación del tiempo con que podría preverse un golpe de terreno en función de la superficie de la región focal, que se define como la región donde se originan las grietas que provocan la rotura del macizo, mediante la expresión:

$$t_0 = 2,43 \cdot 10^{-4} \cdot A_F \quad (60)$$

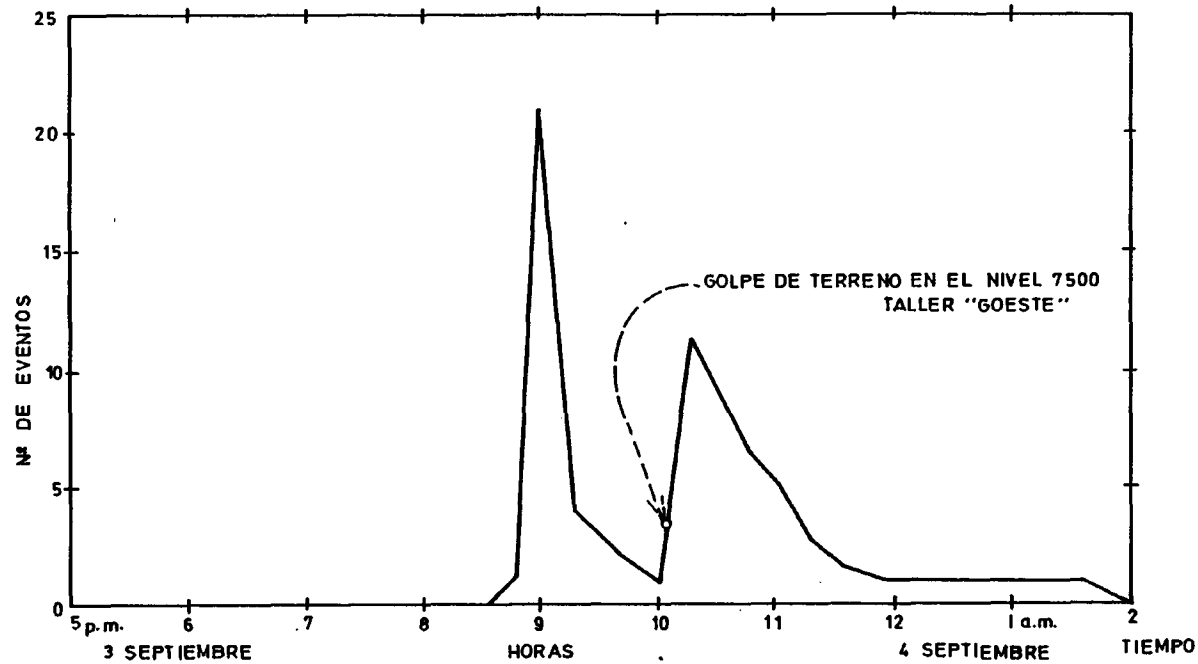


FIG.Nº 17— EVOLUCION DEL Nº DE EVENTOS EN EL GOLPE DE TERRENO DEL 3-SEPTIEMBRE-1975 EN LA MINA "STAR" DISTRITO "COEVR D'AVENE"(U.S.A)

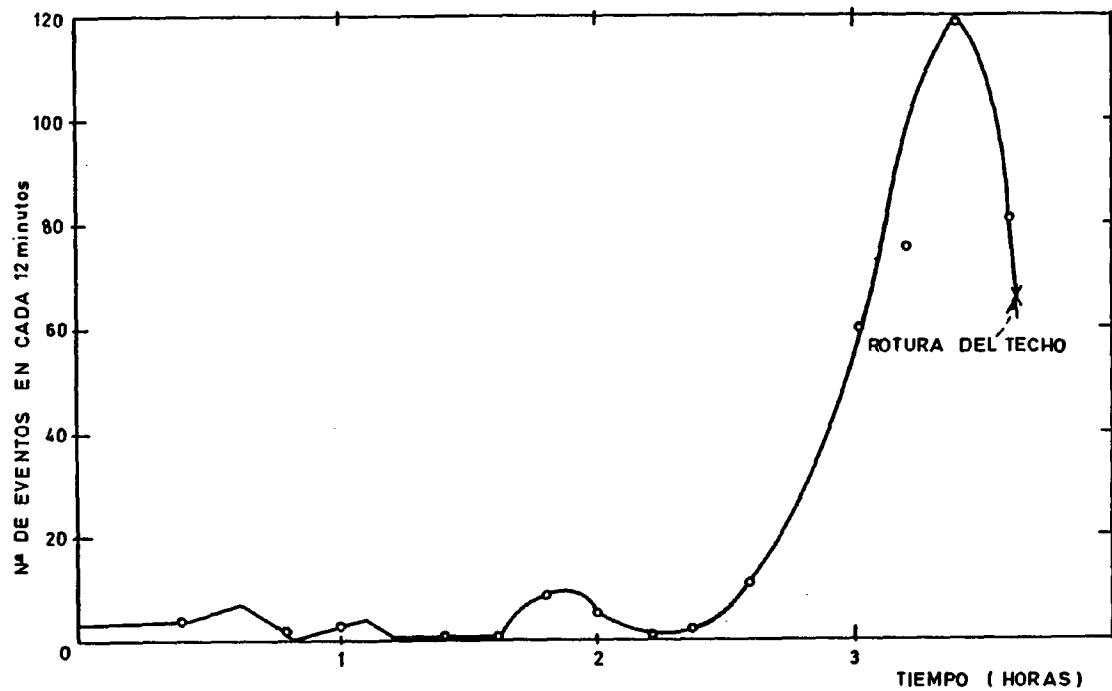


FIG. Nº 18 — EVOLUCION DEL Nº DE EVENTOS EN UN GOLPE DE TECHO PROVOCADO EN LA MINA EXPERIMENTAL DE "BRUCENTON" PENSILVANIA (USA.)

en donde

t_0 es el tiempo hasta que se produzca el golpe de terreno, en segundos.

y

A_F es el área de la región focal, en cm^2 .

En la figura nº 20 se muestra la correlación de la expresión anterior con la longitud (L_F) de región focal.

El área de la región focal puede estimarse por la fórmula

$$A_F = \frac{\pi}{4} L_F^2 \quad (61)$$

En un golpe de terreno normal puede suponerse que $L_F = 10^4$ cm. con lo cual $A = 78539816 \text{ cm}^2$ y según (60)

$t = 19085$ segundos = 5,3 HORAS que es un tiempo suficiente para poder adoptar medidas de emergencia.

En Polonia, NEYMAN (1.972), y en Ja-
pón, ISOBE (1.977), emplean como paráme-
tro discriminador del peligro de golpes
de terreno, la energía liberada por los
micro eventos.

Esta energía (W) puede calcularse a
partir de la longitud del evento (L_M) me-
diante la expresión de Gutenberg y Rich-
ter (1.956).

$$\text{Log } W_L = 11,8 + 1,5 \cdot L_M \quad (62)$$

A partir de la energía acumulada por
sucesivos microterremotos, en Polonia
(1.978) se han establecido los siguientes
límites para prevenir los niveles de
riesgo en los tajos largos explotados con
relleno:

NIVEL	ENERGIA LIBERADA	SUSCEPTIBILIDAD
1º	$10^4 \text{ J} > W_L$	NO HAY PELIGRO DE GOLPE DE TERRENO.
2º	$10^4 \text{ J} < W_L < 5 \cdot 10^4 \text{ J}$	PREVENCION
3º	$W_L > 5 \cdot 10^4 \text{ J}$	ALERTA. SE TOMAN MEDI- DAS EN LOS TAJOS.

FIG. N° 19 — EVOLUCION DEL N° DE EVENTOS EN FUNCION DEL TIEMPO EN EL HUNDIMIENTO DEL TECHO DETRAS DE UN TAJO LARGO

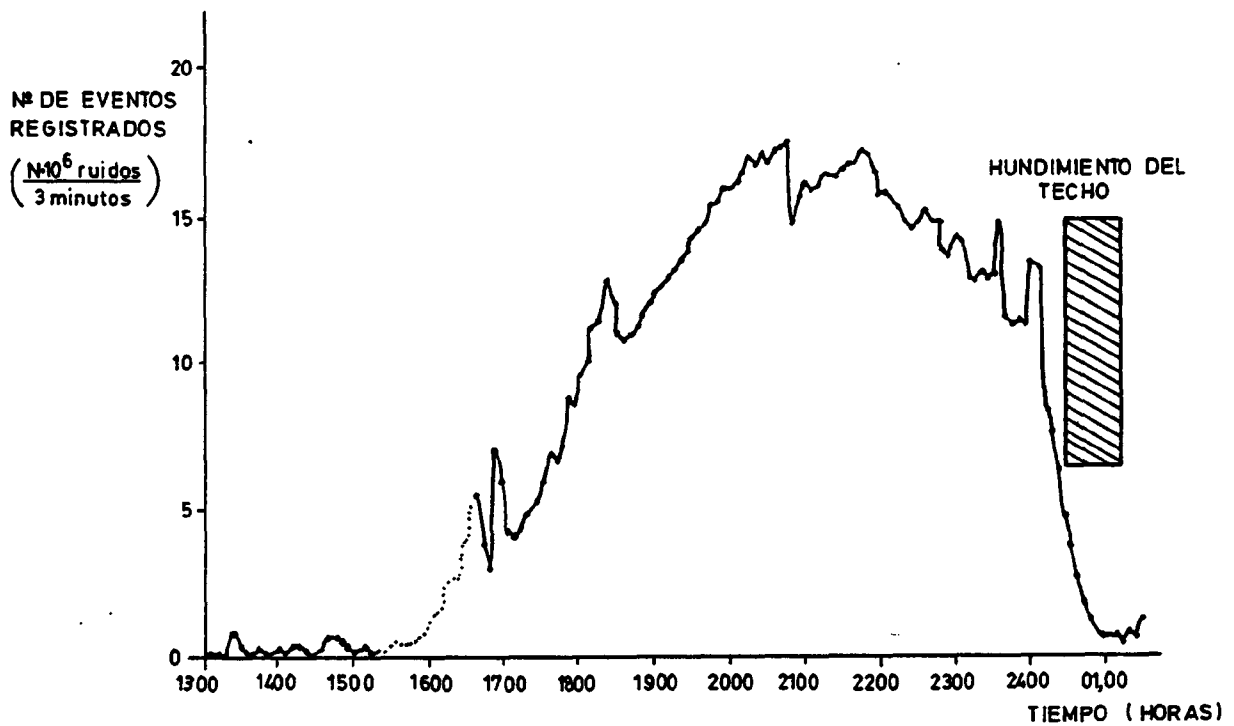
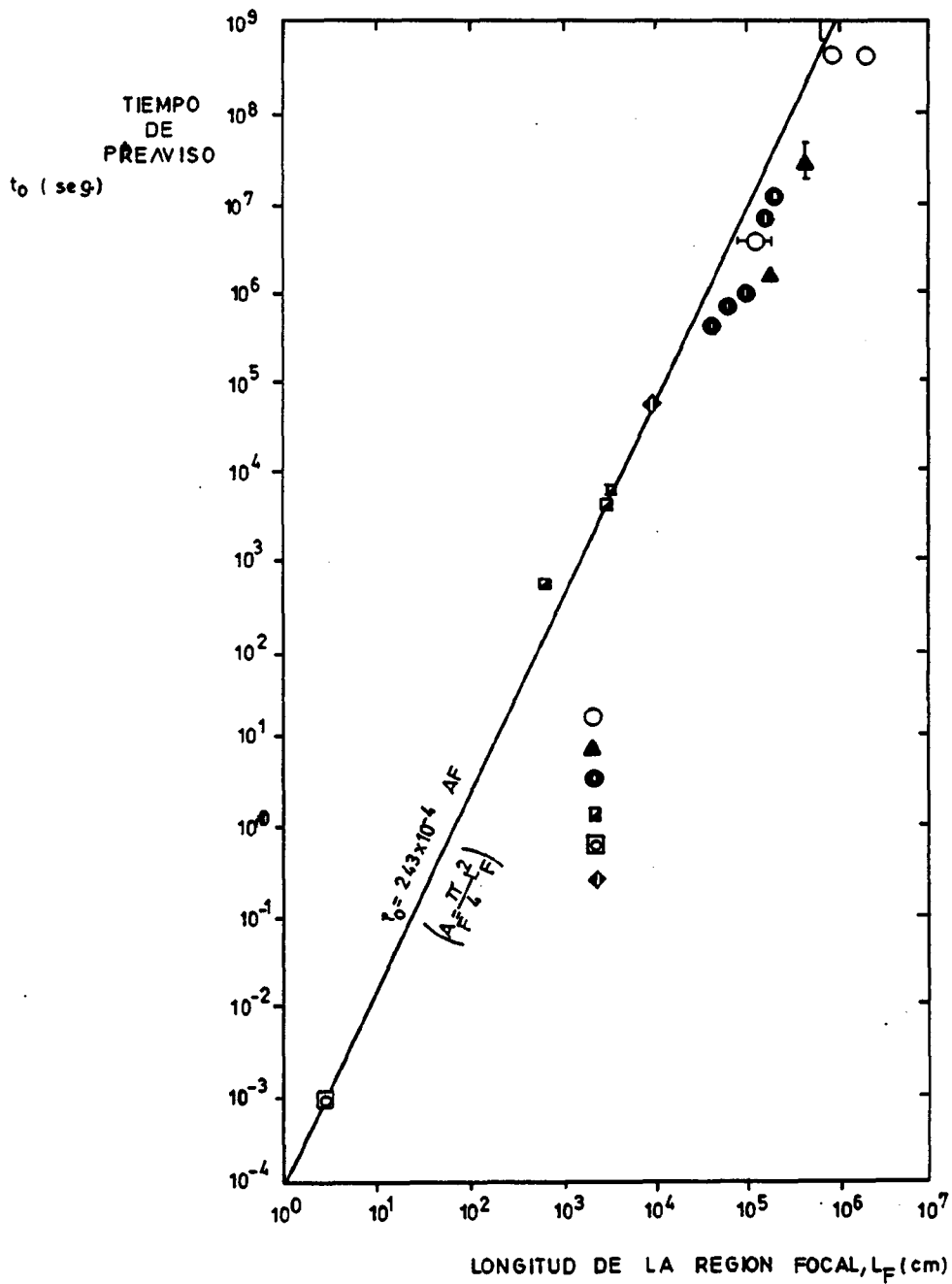


FIG. N° 20— AJUSTE DEL TIEMPO DE PREAVISO



A título orientativo, indicaremos que un movimiento que libere 10^7 J es una sacudida muy violenta y un golpe de techo disipa como mínimo, una energía de 10^6 J por cada día.

Conviene destacar que, de acuerdo con DAUMALIN (1.978), en 1.978 todavía no se había fijado en Polonia límite de energía producida por microrrubios para los tajos largos con hundimiento. Ello es debido, a que esta técnica se ha empezado a aplicar a gran escala hace muy pocos años y hoy es todavía un tema de investigación.

3.3 CONTROL DE LA POSICION DEL MAXIMO DE PRESION EN TAJOS.

Una de las condiciones para que se produzca un golpe de terreno, radica en la existencia de un nivel de tensión determinado que provoque la rotura del macizo a arrancar cuando éste es el elemento más débil. Lógicamente, cuanto más cerca del frente se encuentre el pi-

co de presión, menor será el macizo de carbón que debe resistir esta presión y por lo tanto el riesgo de un golpe de terreno será mayor. Por otro lado, se sabe que en los carbones más resistentes el pico de presión está mucho más cerca del frente, del tajo que en aquellos carbones de menor competencia. Por ello, el hecho de que el pico de presión esté próximo al frente indica que el macizo de carbón es competente y por lo tanto está en condiciones de que su rigidez sea mayor que la del sistema de carga, con lo cual se puede producir un golpe de terreno.

En Alemania Federal, se emplea mucho un método de detección a base de sondeos de perforación que es resultado de las investigaciones realizadas por JAHNS (1.969) en los golpes de techo producidos en la cuenca del Rhur entre 1.965 y 1.968 que exponemos a continuación.

3.3.1 Sondeos de control.

La existencia de un pico de presión en un macizo, provoca un estado de com-

presión que modifica la cantidad de detritus que se obtiene cuando realiza una perforación en esa zona, muchas veces se llega a producir un atranque de la barrera que impide seguir la perforación y, en caso extremados, se llega a producir un golpe de terreno, en el final de la perforación. Este queda expresado gráficamente en la figura nº 21.

En el caso de que en un tajo se den las condiciones favorables para que se produzca un golpe de terreno dentro del plan de explotación debe preverse la realización de sondeos de control en el macizo de carbón. El diámetro de los sondeos de control debe estar comprendido entre 92 y 50 mm., su emplazamiento debe ser próximo al punto medio de la capa y su longitud está definida por:

$$L_S = 3 m + l_n \quad (63)$$

donde

m es la potencia de la capa, se expresa en metros y l_n el avance

del tajo entre la realización de dos sondeos en el mismo lugar, también en metros.

Los sondeos deben ser siempre perpendiculares a los parámetros. En el caso de los pozos de monta la profundidad de los sondeos debe ser de 3 m. sin que sea inferior a 5 m.

2.3.2 Límites de prevención.

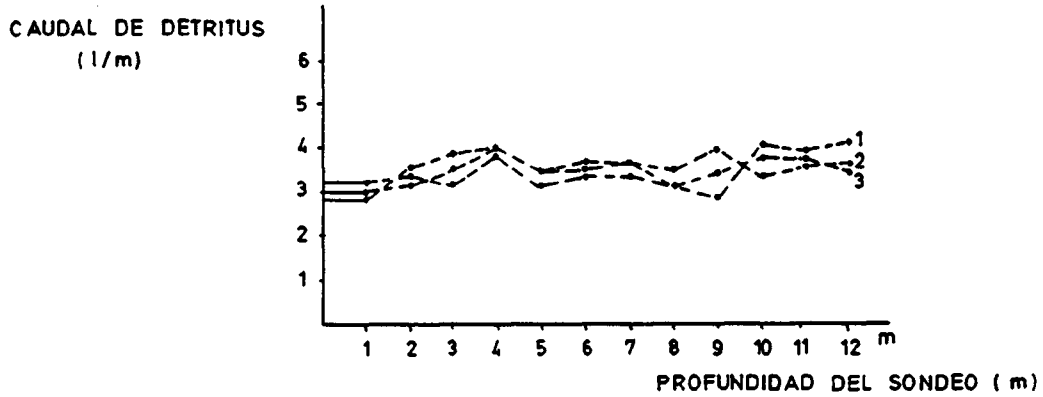
En todos los sondeos se recogerá el detritus de la perforación y se calculará el número de litros de detritus que se obtiene por metros de perforación.

Se admite, que existe riesgo de golpe de terreno cuando se alcanzan los límites indicados en el cuadro siguiente:

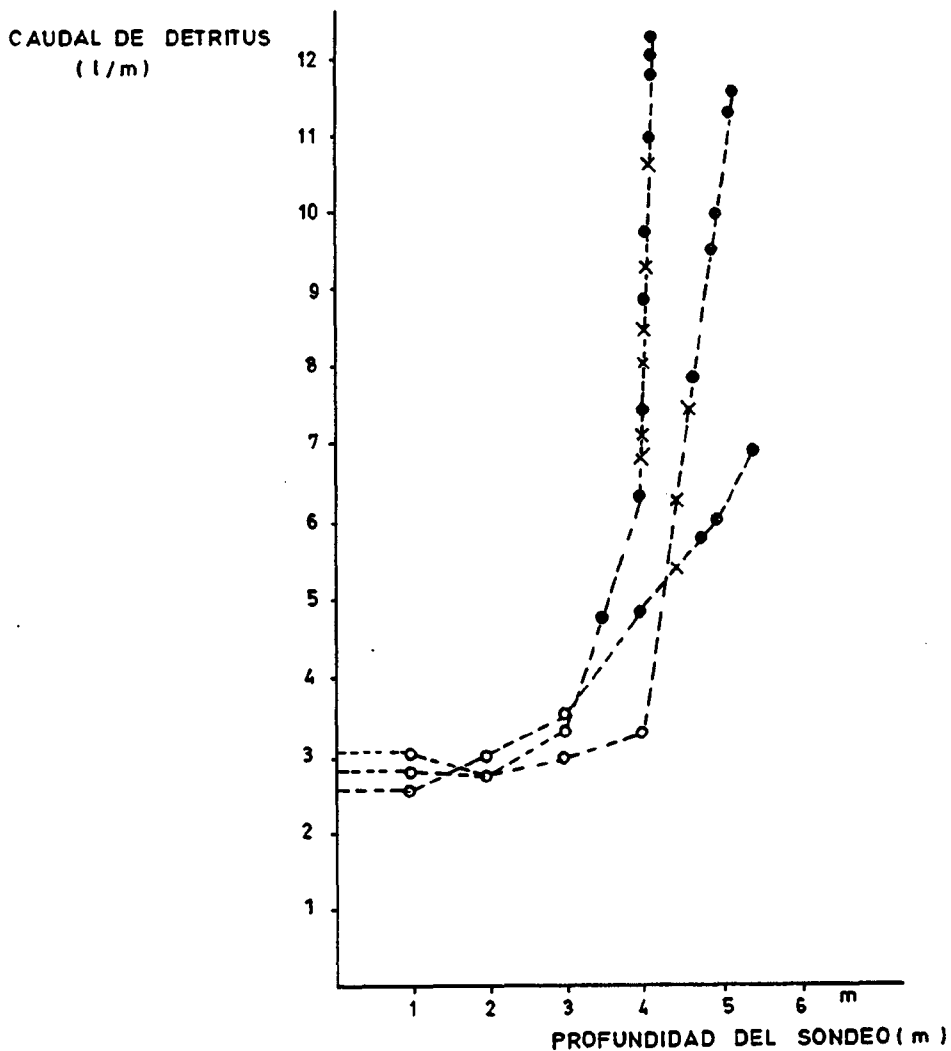
Igualmente, son signos que indican la posibilidad de un golpe de terreno, el que la barrena de perforación se blo-

FIG. Nº 21—CONTROL DE LA SUSCEPTIBILIDAD DE GOLPES DE TERRENO MEDIANTE SONDEOS

A—Capa no susceptible a los golpes de terreno



B—Capa susceptible a los golpes de terreno



que o que se produzcan violentos ruidos al efectuar la perforación de control que sean audibles a 100 m.

DIAMETRO DEL SONDEO	DETRITUS DE PERFORACION
42 mm.	6 l/m.
46 mm.	7 l/m.
50 mm.	8 l/m.

3.4 CONTROL DE LA CONVERGENCIA DE LAS GALERIAS DE TAJO.

El golpe de terreno, está asociado a la existencia de un estado rígido que, de acuerdo con sus características geomecánicas, se romperá cuando alcance una longitud determinada conforme se ha ilustrado en la figura nº 4 y en la figura nº 11.

Este proceso de hundimiento, perturba los movimientos de convergencia que se producen en las galerías de los tajos, estableciendo una periodicidad en las convergencias que da una idea de la frecuencia de los golpes de techo.

De esta forma, midiendo simplemente las convergencia de las galerías de los tajos en función de distancia al frente del tajo, se pudo determinar, en Potasas de Navarra, para los tajos de silvinita situados a 200 m. de profundidad, que los golpes de techo se producían cada 40-50 m. de avance.

Con esta misma metodología SISKÁ (1.972) ha establecido una clasificación de la susceptibilidad de los talleres para producir golpes de techo en función de la posición del punto de inflexión de la curva de convergencia. Según ilustra la figura nº 22 en los tajos no susceptibles de producir golpes de techo, deben tener el punto de inflexión de la curva de convergencia antes de la llegada del tajo a la estación de medida. Si el punto de inflexión se encuentra entre el paso del tajo y cuando éste se ha alejado 12 m. hay cierto

A₁—Antes del paso del tajo largo

B₁—Despues del paso del tajo largo

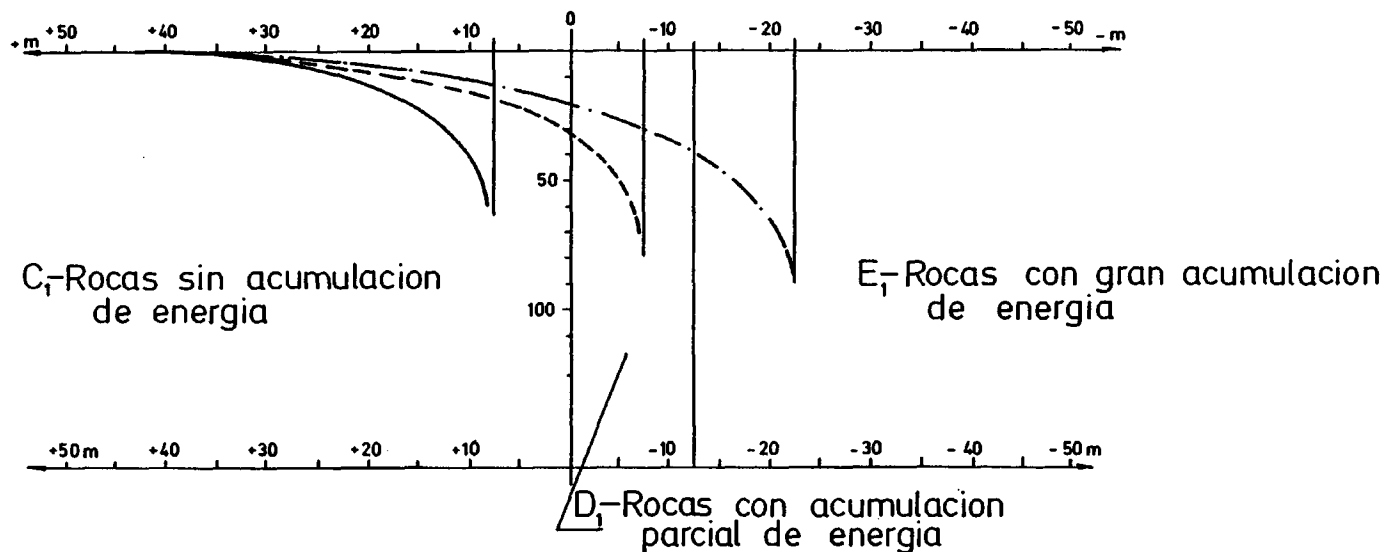


FIG. N° 22— DETERMINACION DE LA SUSCEPTIBILIDAD A LOS GOLPES DE TERRENO EN FUNCION DE LA POSICION DEL PUNTO DE INFLEXION DE LA CURVA DE CONVERGENCIA DE UNA GALERIA DE TAJO

peligro que se transforma en riesgo seguro si se supera esta distancia.

4.- METODOS DE PREVENCION

Una vez detectada la posibilidad de que un macizo produzca golpes de terreno, los posibles métodos de prevención se dirigen a:

- Disminuir la tensión del sistema de carga. -
- Disminuir la rigidez del macizo.
- Provocar el golpe de terreno en ausencia de personal.

4.1 DISMINUCION DE LA TENSION DEL SISTEMA DE CARGA.

La mayoría de los golpes de terreno están asociados a la presencia de un estrato rígido, próximo al tajo, que es el que constituye el sistema de carga. Normalmente, este estrato rígido se romperá periódicamente, conforme se ha indicado en el apartado 1.2.1, provocando

golpes de techo, consiste en debilitar el estrato rígido de tal forma, que la energía almacenada en el momento de la rotura, no sea suficiente para provocar un golpe de techo. Vamos a exponer a continuación algunos de los métodos empleados para conseguir ésto.

4.2 EXPLOTACION DE UNA CAPA DE DISTENSION.

Cuando en el muro de la capa propensa a los golpes de techo, existe otra capa que no produce este fenómeno, el método más efectivo de combatir los golpes de techo consiste en explotar primero la capa situada al muro. De esta forma, el fenómeno de transmisión del hueco creado hasta la superficie, fig. nº 3, afectará al banco rígido que genera los golpes de techo. Estos estratos, se encontrarán fracturados cuando se realice la explotación de la capa susceptible de dar golpes de terreno desapareciendo el peligro.

4.3 DEBILITACION DEL TECHO.

Cuando no existe ninguna capa al muro de otra que es susceptible de provocar golpes de techo, deben adoptarse otras medidas para debilitar el estrato rígido del techo y reducir su capacidad de carga.

En este caso, el método más empleado consiste en efectuar disparos al techo desde el tajo o desde las galerías. Los disparos al techo desde el tajo, figura nº 23 deben hacerse desde la calle de trabajo orientándolos hacia el macizo a arrancar NEYMAN (1.972) de tal forma que se sobrepase la zona de máxima presión concentrada la carga en el estrato rígido que produce los golpes de techo, fig. 23 A. Estos mismos tiros pueden darse hacia la zona de hundimiento, como se muestra en la figura 23 B, pero en este caso, resulta peligroso la colocación de la dinamita en los barrenos ya que debe hacerse en una zona no protegida por el sostenimiento. Por otra parte, como en este caso existe una superficie de desprendimiento mayor, el efecto del explosivo se traduce fundamentalmente en producir el hundimiento del tajo techo

perdiéndose parte del efecto de fracturación del estrato rígido. Además con esta disposición, la masa de terrenos que carga sobre el sostenimiento es mayor que en el caso de la figura nº 23 A.

Es necesario que la longitud de los barrenos sea suficiente para alcanzar el estrato rígido, a fin de que este se fragmente y puedan espaciarse los tiros de debilitamiento lo más posible, pues las vibraciones producidas por las explosiones pueden dañar las válvulas de seguridad del sostenimiento del tajo.

Otras variantes de los disparos de debilitamiento del techo, consiste en realizar taldros desde las galerías del tajo con una longitud comprendida entre 30 y 60 m. que se pueden disparar con independencia de la posición del frente del tajo. Alternativamente, después de efectuado el disparo de los barrenos, puede realizarse una inyección de agua a alta presión con lo cual se aumenta el efecto de la fracturación producida por la explosión.

4.4 DISMINUCION DE LA RIGIDEZ DEL MACIZO.

Ya hemos visto, que otra de las condiciones necesarias para que exista un golpe de terreno es que el elemento más débil tenga una rigidez mayor que el sistema de carga. Por ello, para combatir la creación de los golpes de terreno pueden adoptarse diversas medidas a fin de disminuir la rigidez del elemento débil.

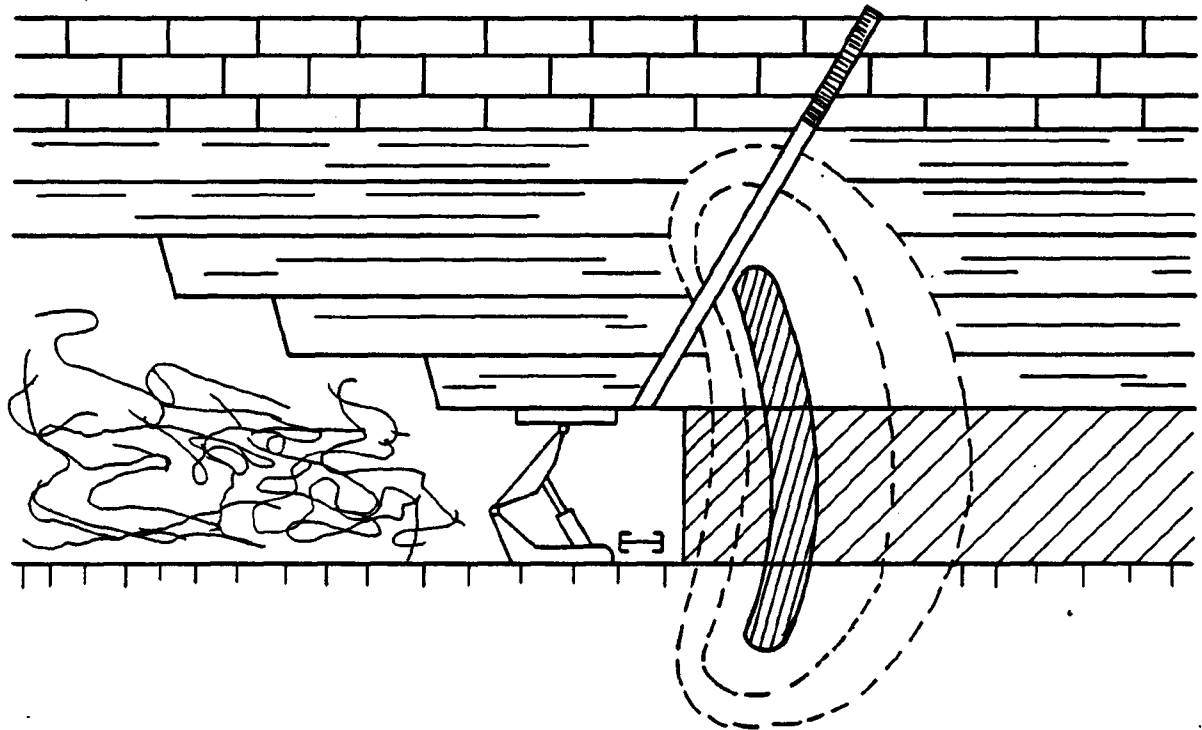
4.4.1 Sondeos de distensión.

Este método se emplea mucho en la cuenca del Ruhr para disminuir el riesgo de golpes de terreno en los talleres susceptibles de producirlos. COMMISSION DES COMMUNAUTES EUROPEENNES (1.980).

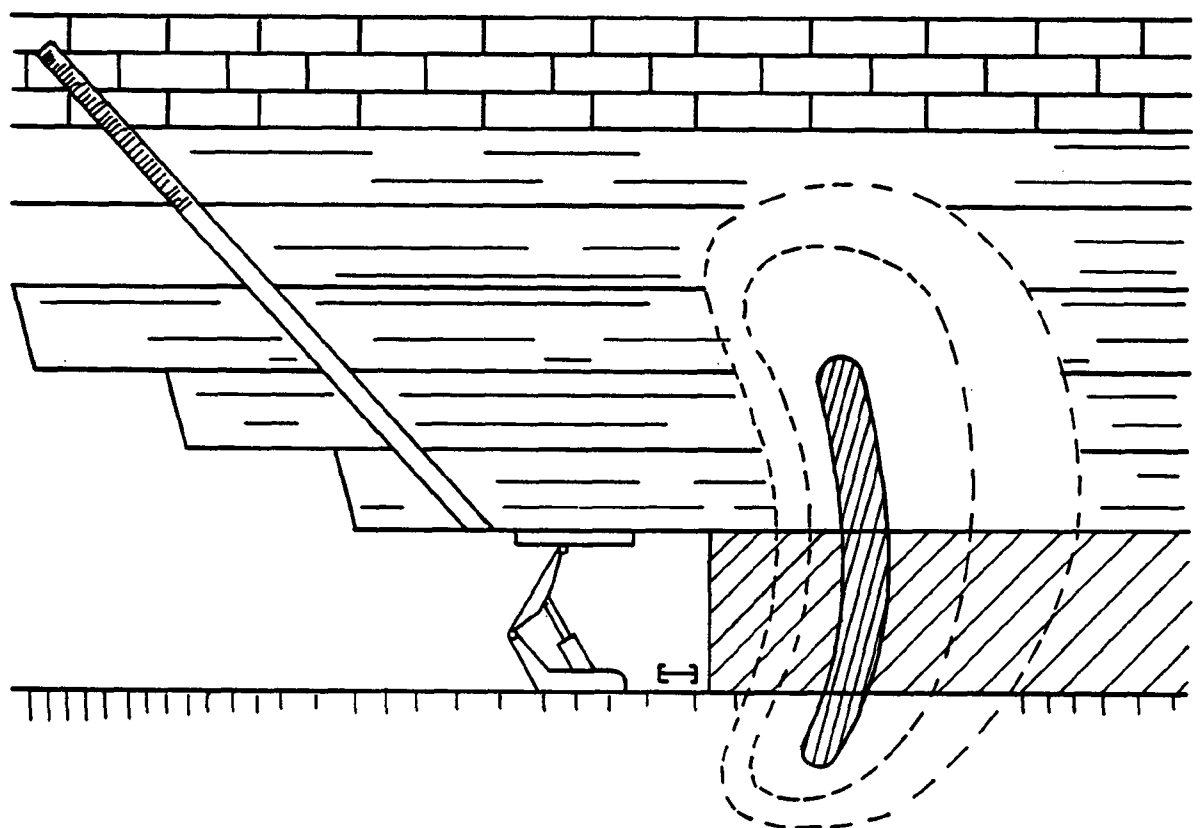
Los sondeos de distensión, sólo deben realizarse desde zonas donde los sondeos de control no han revelado peligro de golpe de terreno. El espaciado de los sondeos no debe ser inferior a 10 m. y

FIG. Nº 23-BARRENOS DE DEBILITAMIENTO DEL TECHO

A,-Barrenos orientados hacia el macizo a arrancar



B₁-Barrenos orientados hacia el lado del hundimiento



deben tener un diámetro mínimo de 95 mm. En estos sondeos deben controlarse también las cantidades de detritus obtenidas, por si se alcanzan los niveles que el peligro de un golpe de terreno; BRAUNER (1.973).

DIAMETRO DEL SONDEO	LIMITE DE PELIGRO SEGUN EL DETRITUS OBTENIDO.
95 mm.	30 litros/metro
145 mm.	70 litros/metro
200 mm.	140 litros/metro

La longitud de los sondeos de distensión debe ser tal, que al final del ciclo de avance del tajo o de la galería la zona distendida tenga una longitud mínima de 3 m.; siendo m la potencia de la capa. Se puede considerar que los sondeos de distensión han tenido éxito cuando el detritus de perforación obtenido, sea inferior al que señala el peligro de golpe de techo y esta circunstancia es comprobada, por sondeos de control, en las zonas que antes eran peligrosas.

Cuando se trata de distender un macizo que no sea perforable con una barrena helicoidal tabajando a rotación, puede obtenerse el efecto deseado mediante el disparo de barrenos perforados en el macizo. Con este método BLAKE (1.972) en una mina metálica en COEUR D'ALENE (USA) ha logrado reducir la rigidez de un pilar propenso a dar golpes de techo desde $3 \cdot 10^6$ N/cm hasta $4,5 \cdot 10^5$ N/cm evitando así la producción de golpes de terreno.

4.4.2 Inyección de agua.

La inyección de agua en los macizos de carbón, se ha revelado como un elemento fundamental en la lucha contra la silicosis y tiene acciones secundarias muy positivas como facilitar el arranque y disminuir la posibilidad de los riesgos de desprendimientos instantáneos de grisú. Por lo que se refiere a su utilidad en la lucha contra los golpes de terreno,

hay que señalar que su objetivo fundamental es disminuir la rigidez del macizo de carbón; pues es conocido que la presencia de agua disminuye la resistencia mecánica de muchas rocas. El método no ha llegado a imponerse en Alemania donde quizás se aprecia el peligro que supondría disminuir la resistencia mecánica de un macizo, sólo localmente si la inyección no es adecuadamente controlada; pero en Polonia este método tiene gran aceptación NEYMAN (1:972).

Ello es debido, a que en pruebas realizadas en laboratorio se ha comprobado que un pequeño incremento en la humedad de carbón reduce drásticamente la energía elástica almacenada, W_{SP} . fig. 24 A y por lo tanto se reduce también al índice de susceptibilidad de los golpes de techo W_{ET} que se definió en la expresión (45) como

$$W_{ET} = \frac{W_{SP}}{W_{ST}}$$

La figura nº 24 B ilustra este efecto y de ella se puede concluir que, incrementando la humedad del carbón del 0 al 3,2% el índice W_{ET} pasa de 8.65 (CARBON MUY SUSCEPTIBLE DE PRODUCIR GOLPES DE TERRENO) a 0,31 (CARBON CON NINGUNA SUSCEPTIBILIDAD DE PRODUCIR GOLPES DE TERRENO).

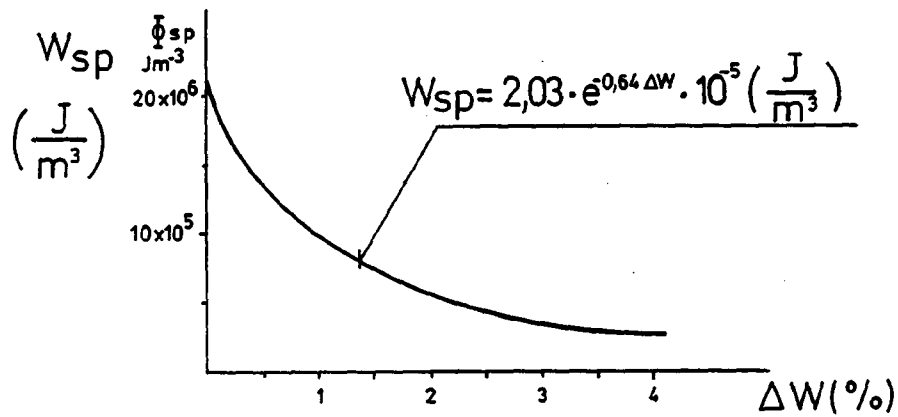
Los ensayos realizados in situ, SZECOWKA (1.971), han puesto de manifiesto que para que la inyección sea eficaz, debe realizarse por delante del frente de avance, mediante sondeos paralelos, conforme se indica en la figura nº 25, de tal forma, que continuamente se mantenga, por delante del tajo, una zona inyectada de una anchura de más de 30 m.

4.5 DISPAROS DE CONMOCION.

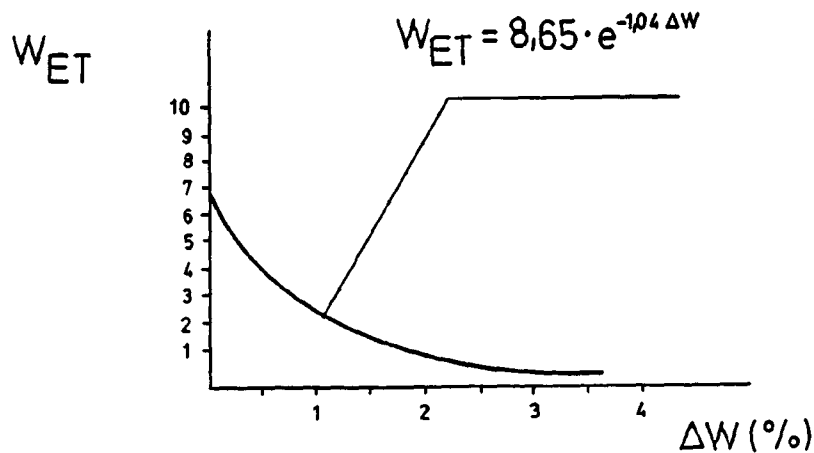
Cuando se detecta que una zona es muy susceptible de producir golpes de terreno y las medidas de distensión no dan el resultado deseado, la única solución que queda, consiste

FIG. Nº 24—EVOLUCION DE LA SUSCEPTIBILIDAD HACIA LOS GOLPES DE TERRENO SEGUN LA HUMEDAD

A-Evolución de la energía elastica de deformación



B-Evolución del indice W_{ET}

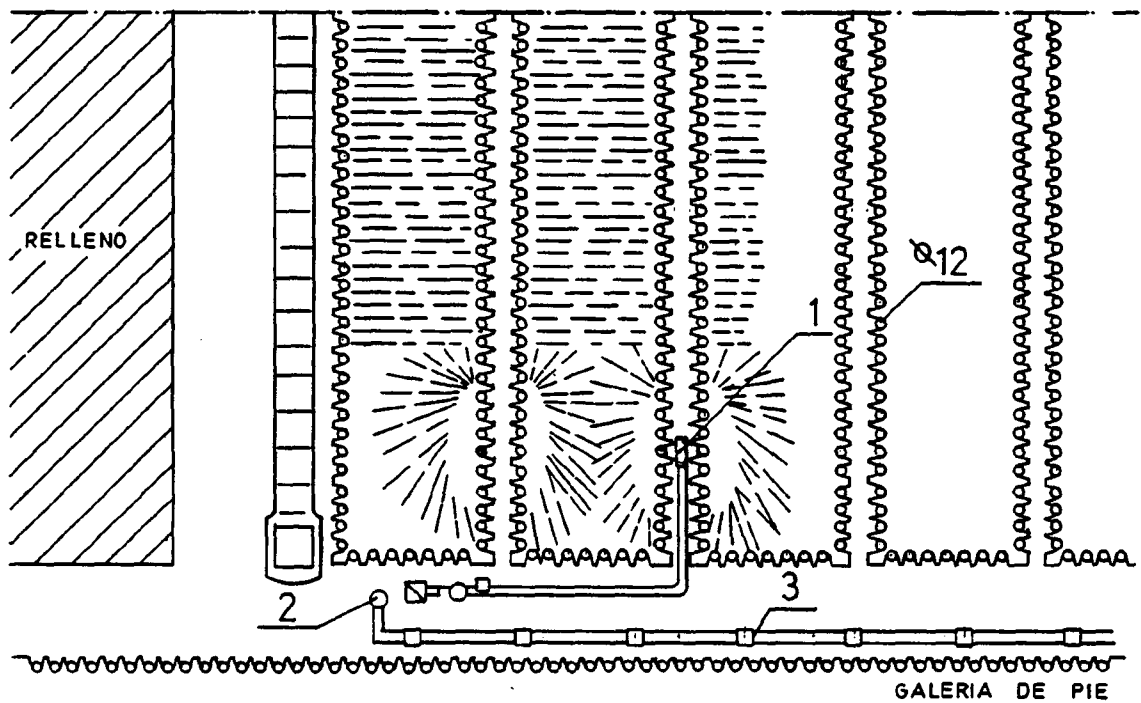


en provocar el golpe de terreno tomando las medidas necesarias para que no afecte al material de la explotación y, por supuesto, a las personas que trabajan en la mina.

Para provocar el golpe de terreno, se recurre a la utilización de explosivos cuyo objetivo es producir la rotura del macizo de forma súbita. Los taladros, deben distribuirse de forma homogénea en la zona susceptible y su longitud basta con que sea del orden de 3 m. Como en este caso se trata de comunicar al macizo la mayor energía posible, todos los barrenos deberán dispararse simultáneamente para que se produzca el acoplamiento de los trenes de vibraciones generados y el atacado deberá realizarse con sumo esmero.

Hay que insistir en que este es el último recurso en la lucha contra los golpes de terreno y el hecho de tener que emplear este método supone, normalmente, no utilizar adecuadamente una metodología de prevención que podría ser mucho más eficaz.

FIG. N° 25 — PREVENCIÓN DE GOLPES DE TERRENO
MEDIANTE INYECCIÓN DE AGUA



- 1- Cabeza de inyección
- 2- Equipo de inyección a alta presión
- 3- Alimentación de agua

5.- ENSAYOS REALIZADOS.

De los cuatro métodos de detección de golpes de terreno descritos en el apartado 3, sólo los que determinan la susceptibilidad de los macizos rocosos pueden ser empleados en laboratorio a partir de muestras de roca tomadas en la mina.

Los otros tres métodos: Detección de microrruídos (3.2), control de la posición del máximo de presión (3.3) y control de la convergencia de las galerías de tajo (3.4) deben ser realizados en la mina y por lo tanto exceden del ámbito de este estudio previo.

Por lo que se refiere a los índices que caracterizan la susceptibilidad de los macizos rocosos a los golpes de terreno, (3.1.1) y (3.1.2.), en el momento actual NEYMAN (1.972) y JOSIEN (1.982), parece que el índice w_{ET} es todavía el más empleado.

Por todo ello se han realizado 30 ensayos de absorción de energía, para determinar el índice w_G , de 15 muestras de rocas que se consideran como de las más representativas dentro de la minería en nuestro país.

5.1 MUESTRAS ENSAYADAS.

En la minería española del carbón los golpes de terreno, en el momento actual, no son muy frecuentes afortunadamente y prácticamente se limitan a esporádicos golpes de techo en ciertas explotaciones y a desprendimientos instantáneos de grisú en áreas perfectamente localizadas.

Dado que normalmente la mayoría de las explotaciones subterráneas de carbón se desarrollan en capas con inclinación superior a 45° , que por lo tanto se avanzan con relleno, los golpes de techo son esporádicos en la minería española del carbón; pero, cuando se producen, están asociados siempre a un techo formado por arenisca o pizarras fuertes cuya resistencia a compresión simple supera 100 MPa.

Por ello para realizar los ensayos de absorción de energía se han seleccionado pizarras y areniscas de las consideradas más resistentes en la Cuenca Central Asturiana, en particular del paquete SOTON, tomadas en los Pozos Soton y Samuño. Se han tomado quince muestras de roca que, se han transportado al laboratorio para obtener de cada una de ellas dos probetas para

realizar sendas determinaciones del índice W_{ET} .

Todas las muestras pertenecen al paquete SOTON, de estas once corresponden a areniscas del Pozo Soton (diez) y del Pozo Samuño (una) las otras cuatro muestras corresponden a pizarras de tipo fuerte del Pozo Sotón.

En el Anejo I se muestra la identificación y descripción de las muestras tomadas y de las probetas que se han obtenido con ellas.

5.2 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE ABSORCION DE ENERGIA.

Los ensayos de determinación del índice W_{ET} se han realizado de acuerdo a las especificaciones del Instituto Central de Minas (G.I.G) de Katowice, Polonia, según se ha expuesto en el apartado 3.1.1.

A tal fin las 30 probetas obtenidas a partir de las 15 muestras de rocas del carboní-



Foto N° 1 Vista general de algunas probetas antes de los ensayos.

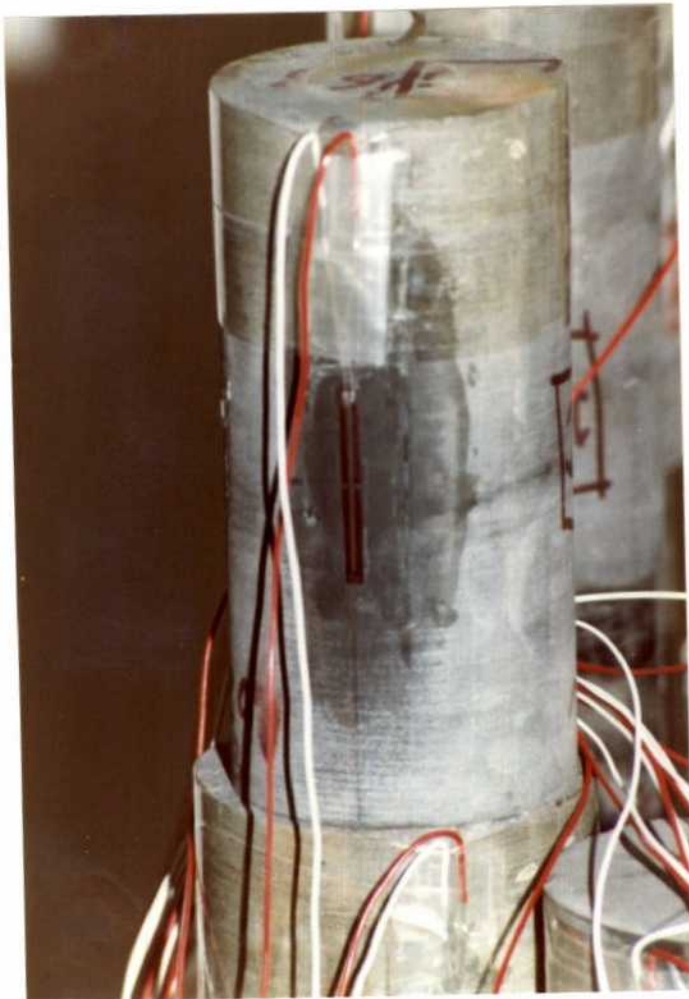


Foto N° 2 Detalle de la banda extensométrica de gran longitud para medir deformaciones.

fero se han equipado con bandas extensométricas para poder medir las deformaciones durante el proceso de compresión. En la fotografía Nº 1 se muestra una vista general de un grupo de probetas dispuestas para ser ensayadas.

Con objeto de alcanzar la máxima precisión en los ensayos se han utilizado bandas extensométricas de 30 mm. de longitud, fotografía Nº 2, para que las dimensiones de los granos no afecten a la precisión de medición .

Como equipo de carga, fotografía Nº 3, se ha empleado una prensa hidráulica de 100t.

Unas de las dificultades que plantea la realización del ensayo para determinar el índice w_{ET} radica en que la muestra debe ser cargada hasta superar claramente el límite elástico, normalmente entre el 70-80% de la carga de rotura, sin que se produzca la rotura de la probeta ya que es necesario proceder a la descarga de la probeta para poder calcular la energía perdida en el proceso.

Para tener la máxima capacidad de reacción el manómetro de la prensa se ha sustituido por un captador de presión, equipado con bandas extensométricas, que tiene una sensibilidad de 0,05 MPa y que es absolutamente lineal entre 0 y 100 MPa con un error máximo del 0,1%, los 100 MPa del circuito hidráulico corresponden, según las características de la prensa a una fuerza de 1800 KN. Dadas las dimensiones y características resistentes de las probetas, la máxima fuerza que se ha aplicado en el ensayo ha sido de 500 KN; es decir el 27% del valor nominal del captador y el 50% del valor nominal de la prensa.

La salida del captador se ha conectado, a un acondicionador de señal incluido en un aparato de control especialmente diseñado por AITEMIN, fotografía N° 4, que también permitía las lecturas de las bandas extensométricas pegadas a las probetas.

El equipo se completaba con un registrador gráfico (x,y) para la representación automática de la curva esfuerzo-deformación.

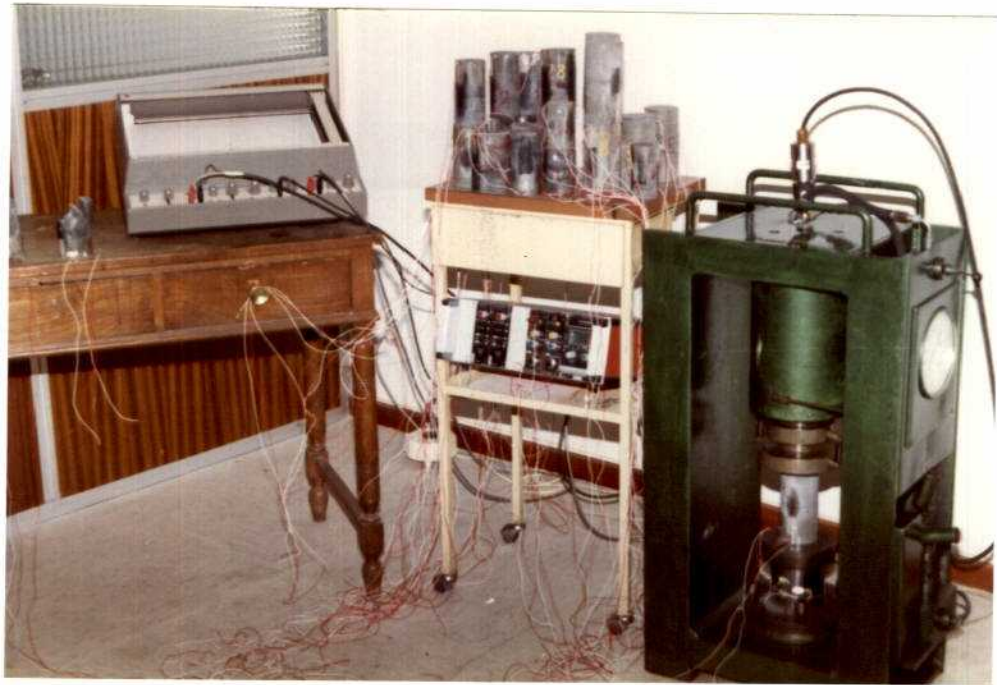


Foto N° 3 Vista general del equipo de ensayo.



Foto N° 4 Detalle del equipo de medida.

En el cuadro siguiente se muestran los resultados de los ensayos de determinación del índice W_{ET} . En el Anejo II se muestran los resultados obtenidos en cada ensayo.

De los 30 ensayos realizados, 25 se concluyeron satisfactoriamente mientras que en 5 casos no se pudo determinar el índice W_{ET} debido a que la probeta se rompió en el proceso de carga. No obstante se ha podido determinar el índice W_{ET} en cada una de las 15 muestras recogidas ya que de cada muestra se han hecho dos ensayos y, en el caso más desfavorable, por lo menos uno de los dos se ha determinado con éxito.

De acuerdo con los resultados obtenidos los estratos en los que se han tomado las muestras son en su mayoría SUSCEPTIBLES de producir golpes de terreno, pues trece muestras han tenido un índice medio de absorción de energía comprendida entre $2 \leq W \leq 5$. Una muestra de arenisca, la denominada N, ha dado un $W_{ET} = 5$ con lo cual puede considerarse como muy susceptible de producir golpes de terreno. Por último dos muestras han dado índices $W_{ET} < 2$ con lo cual cabe calificarlas como no susceptibles.

MUESTRA	ROCA	PROBETAS	INDICE W_{ET}		CLASIFICACION
			DEL ENSAYO	MEDIO	
A	Arenisca	1	3,24	3,24	SUSCEPTIBLE
		2	ROTA		
B	Arenisca	3	2,95	3,05	SUSCEPTIBLE
		4	3,16		
C	Arenisca	5	2,16	2,02	SUSCEPTIBLE
		6	1,89		
D	Arenisca	7	2,51	2,58	SUSCEPTIBLE
		8	2,65		
E	Arenisca	9	3,09	2,74	SUSCEPTIBLE
		10	2,40		
F	Arenisca	11	3,02	3,02	SUSCEPTIBLE
		12	ROTA		
G	Pizarra	13	2,01	2,13	SUSCEPTIBLE
		14	2,26		
H	Pizarra	15	4,31	4,31	SUSCEPTIBLE
		16	ROTA		
I	Arenisca	17	3,53	3,35	SUSCEPTIBLE
		18	3,17		
J	Arenisca	19	2,6	2,6	SUSCEPTIBLE
		20	ROTA		
K	Arenisca	21	1,76	1,78	NO SUSCEPTIBLE
		22	1,81		
L	Pizarra	23	1,70	1,70	NO SUSCEPTIBLE
		24	ROTA		
M	Arenisca	25	2,95	2,73	SUSCEPTIBLE
		26	2,51		
N	Arenisca	27	4,60	5,18	MUY SUSCEPTIBLE
		28	5,77		
O	Arenisca	29	2,78	2,51	SUSCEPTIBLE
		30	2,24		

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE ABSORCION DE ENERGIA

De los resultados obtenidos cabe deducir que el índice W_{ET} parece que identifica como susceptibles de producir golpes de terreno a los estratos de arenisca y pizarra fuerte que, de acuerdo con las experiencias habidas en la Cuenca Central Asturiana, son los que efectivamente pueden asociarse a la producción de golpes de techo.

Por todo ello parece que una determinación sistemática del índice W_{ET} en las muestras procedentes del carbonífero español podrían aportar los criterios necesarios para clasificar a los estratos, en donde se hubieran tomado las muestras, según su susceptibilidad a los golpes de terreno.

6.- CONCLUSIONES.

Los golpes de terreno son fenómenos dinámicos relacionados con la capacidad de absorción de energía de los estratos que están próximos a las explotaciones mineras. Los golpes de terreno pueden producirse, y de hecho se han presentado, tanto

en explotaciones por tajo largo como por cámaras y pilares.

En la minería del carbón los golpes de terrenos más habituales se materializan por un súbito movimiento del macizo de carbón a arrancar debido a una liberación de energía acumulada en los estratos del techo, si este es muy competente, o debido a una acumulación de tensiones por delante del frente del tajo. La existencia de techos muy competentes, es un hecho geológico que tiende a desaparecer al incrementarse la profundidad de las explotaciones ya que el concepto de roca competente va ligado tanto a la resistencia de la propia roca como a las presiones a que ésta está sometida. Sin embargo, con el incremento de la profundidad de las explotaciones aumentarán las presiones que se ejercerán sobre los macizos rocosos lo cual acarreará un mayor riesgo de golpes de macizo, conforme indican las experiencias recientes en las profundas explotaciones de la cuenca del Ruhr.

Ante el hecho de los golpes de terreno caben dos etapas de actuación; la primera es la DETECCION y la segunda, consecuente a la anterior en el tiempo, es la de PREVENCIÓN.

Entre los métodos de prevención hay que destacar la metodología de la detección de concentración de tensiones mediante sondeos, puesta a punto por JAHNS en la cuenca del Ruhr, que se ha revelado muy eficaz para combatir los golpes de terreno en la minería del carbón.

Parece que en los próximos años se va a extender el uso de las técnicas de emisión acústica, ya que se han revelado como un medio muy eficaz para controlar las roturas súbitas de los terrenos, como un medio esencial en la detección de los golpes de terreno.

El empleo de un parámetro que "a priori" puede caracterizar las posibilidades de que un macizo rocoso determinado sea propenso a los golpes de terreno, parece que es muy útil y, en ese sentido, en el momento actual hay grandes esperanzas depositadas en el índice W_{ET} . En los ensayos de laboratorio realizados en este proyecto el índice W_{ET} ha demostrado su capacidad para detectar los terrenos susceptibles de provocar golpes de terreno.

Una vez que se detectado que en una determinada explotación es factible la presencia de

un golpe de terreno es necesario disponer de una metodología adecuada que permita disminuir el riesgo que representan los golpes de terreno. En ese orden de ideas la buena práctica del Laboreo de Minas ofrece un gran número de posibilidades entre las cuales cabe destacar: disminución de las tensiones del macizo rocoso, explotación de una capa de distensión, debilitación del techo, disminución de la rigidez del macizo y disparos de conmoción.

Como conclusión al estudio realizado se puede indicar que en el momento actual la técnica de la explotación de minas ofrece una amplia gama de posibilidades para combatir los golpes de terreno. Sin embargo el problema que queda por resolver es el de la determinación de la posibilidad de que en una explotación se puedan producir golpes de terreno. En este caso hay técnicas que pueden emplearse en el laboratorio y otras que son específicas para ser empleadas en el interior. Entre las técnicas de laboratorio sin duda la de más aceptación, a nivel mundial, es la determinación del índice W_{ET} que es la que se ha empleado en este estudio. Entre las técnicas que pueden emplearse en el interior destaca por su gran aplicación la metodología de JAHNS que, a base de sondeos, puede de-

terminar la posición del máximo de presión delante de los tajos.

En los próximos años la aplicación de las técnicas de emisión acústica parecen que podrán ocupar un lugar destacado entre los métodos de detección de los golpes de terreno.

7.- BIBLIOGRAFIA.

BLAKE, W.

Rock-burst mechanics.

Quarterly of the Colorado School of Mines.

Vol. 67, nº 1, Enero 1.972.

BOSWOETH - SMITH

Report of the chief inspector of mines for January 1, 1902 to June 30, 1903.

Mysore Geolog. Dep. Rept. 1903 pg. 46.

BRADY, B.T.

Seismic Precursors Before Failure in Mines

Natur, vol. 252, Nº 5484, 1974. pg. 549-552.

BRADY, B.T.

Prediction of Failures in Mines. An Overview.

U.S. Bureau of Mines. R.I. 8285 - 1.978

BRADY, B.T.

Boundary element methods for mine design

Ph. D. Thesis, University of London, 1.979.

BRYAN, A.; BRUAN, J.G. y ; FOUICHE, J.

Some problems of Strata Control in Pillar Workings.

Min. Engr. Vol. 123, pg. 238-266. 1.964.

CARRASCO, J.; CELADA, B.

Informe técnico del accidente ocurrido en el tajo

JP-11 el día 23 de Marzo de 1.976.

Potasas de Navarra 16 de Abril de 1.976.

CARRASCO, J.; CELADA, B; VALCARCE, A.

Prospectiva del sostenimiento autodesplazable

Canteras y Explotaciones, Diciembre 1.977.

COOK, N.G.W.

A note on rockbursts considered as a problem of stability.

Sout African Inst. Mining Metall Hour. Vol. 65, pg. 437-446, 1.965.

COOK, N.G.W.; HOJEM, J.P.M.

A rigid 50 ton compression and tension testing machine.

S. Afr. Mech. Engt. Vol. 16, 1.966, pg. 89-92.

DENKHAUS, H.G.

The application of the mathematical theory of elasticity to problems of stress in hard rock great depth.

Couth African Assoc. Mine Menagers Papers. pg. 271-310, 1.958.

DUDEK, J.; GALCZYNSKI, S.

Nouveau critere de l'estemation du danger des coups de terrain aux alentours des voies minières.

Explosifs, Avril-Septembre 1.979.

DAUMALIN, M.C.

Compte-rendu de visite de la mine SZOMBIERKY et de l'Institut Central des Mines a Katowice en Pologne. Publications Techniques de Charbonages de France, N° 2, 1.978.

GUTEMBERG, B.; RICHTER, C.F.

Magnitude des seismes, leur intensité, energie et aceleration.

Bull. Seis. Socie. Amer. 1.956, Vol. 46 pg. 105-145

HINDE, P.B.

Testing machines stiffness problem.

Engineer Vol. 217, 1.964, pg. 1124-1127.

HOFFMANN, H.

Los golpes de carga en las explotaciones alemanas de hulla y los medios para combatirlos.

La Industria Minera Alemana. Tomo II. Essen 1.956.

ISOBE, T.; MORI, N.; ISHIJIMA, Y.; SATO, K.; FUKUSHIMA, A.

Mesure et analyse des seismes causes par l'extraction souterraine du charbon.

6^{eme} Conference Internationale sur les Pressions de Terrains.

Banff, Canada, 23-28 Sep. 1.977.

JACOBI, O.

La presión sobre la capa y sobre el relleno.

Glückauf 96, 1.960. pg. 409-418.

JACOBI, O.

Praxis der gebirgsbeherrschung

Verlag Glückauf 6 mbH, Essem, 1.976.

JAHNS, H.

Resultados del estudio de golpes de terreno entre 1.965 y 1.968.

Glückauf vol. 105, Nº 19, 1.969. pg. 908-917.

JOSIEM, J.P.; BRENIAUX, J.; DAUMALIN, C.; DOLIGEZ, M. GEORGEL, P.

Les effets dynamiques des pression des terrains: coups de terrains 7^eConf.Int.Pressions des Terrains

Lieja. Sep. 1.982.

LABASSE, H.

Le role des pressions de terrains dans l'abatage.
Annales des Mines de Belgique. Sep. 1.964.

LABASSE, H.

Les pressions de terrains dans les carrieres souterraines.

Coups de toit et coups de charge.

Revue de l'Industrie Minerale. Agosto 1.973.

NEYMAN, B.; SZECOWKA, Z.; ZUBEREK, W.

Methodes efficaces pour combatre les coups de terrain dans les houilleres de la Republique Populaire de Pologne.

5^{eme} Conference Internationale sur les Pressions du Terrains. Londres 1.972.

NIEMCZYK, O.

Bergschadenkunde

Essen 1.949.

OBERT, L.; DUVALL, W.

Microseismic Method of Predicting Rock Failure in Underground Mining.

U.S. Bureau of Mines R.I. 3797, 1.945.

RICHTER, C.F.

Elementary seismology

W.H. Freeman and Co; San Francisco, California 1.958

RITTER, H.

Vorschriften und Erfahrungen des Landesobergamts
Nordrhein-Westfalen bei Gebirgsschlagbe-Kämpfung.

(Directrices y experiencia de la Jefatura de Minas
de Renania del Norte-Westfalia en materia de golpes
de terreno).

Gluckauf 118 (1.982) N. 20

SALAMON, M.D.G.

Stability, instability and design of pillar workings.

Intl. J. Rock Mechanics and Mining Sciences.

Vol. 7, 1.979, pg. 613-631.

SISKA, L.

Problemes relatifs a L'extraction du charbon dans
des couches sur montees de banc de gres rigides

5^{eme} Conference Internationale sur les Pressions
de Terrains. Londres 1.972.

SMEETH, W.F.

Airblast and quakes on the Kolar Gold Field

Muzore Geolog. Survey Bull. n° 2; 1.904.

STARFIELD, A.M.; FAIRHURST, C.

How high-speed computers advance design of practical
mine pillar systems.

Engineering and Mining Journal Vol 169, N° 5, 1.968
pg. 78-84.

STEBLAY, B.J.; LEIGHTON, F.

Recherches de microsismique appliques aux problemes de controle des terrains poses par les coups de charge et les eboulements de toit.

6eme Conference Internationale sur les Pressions de Terrains. Banff, Canada, 23-28 Sep. 1977.

SUARES DEL RIO, L.M.; MONTOTO, M.; CALLEJA, L.; RODRIGUEZ-REY, A.

Emisión acústica en materiales graníticos geomecanicamente diferentes, interpretación petrofísica.

Sociedad Española de Mecánica de Rocas. Simposio sobre "Obras de Superficie en Mecánica de Rocas". Madrid, Diciembre 1.982.

TIMOSHENKO, S.

Resistencia de Materiales.

Espasa Calpe 1.975 Tomo II capítulo 1.

TINCELIN, E.; SINOU, P.

Effondrements brutaux et generalisés. Coups de toit
Revue de l'Industrie Minerale, Octobre 1.967.

WILSON, A.H.

Effet des zones de deformation plastique sur le maitrise de la tenue des terrains.

6eme Conference Internationale sur les Pression des Terrains, Banff 1.977.

WILSON, A.H.

The stability of underground workings in the soft-rocks of the coal measures.

Ph. D. Thesis, University of Nottingham, April 1.980.

Anejo I : IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE LAS MUESTRAS.



IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE MUESTRAS

MUESTRA: A

PROCEDENCIA: Paquete Soton, Pozo Soton, Hunosa

DESCRIPCION:

A Se trata de una arenisca de grano medio, bien cementada, con contaminaciones carbonosas y de aspecto masivo.

PROBETAS OBTENIDAS: Nº 1 y Nº 2

CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

	Nº 1	Nº 2
LONGITUD (mm.)	147,66	146,60
DIAMETRO (mm.)	71,50	71,50
PESO (gr.)	1601,7	1580,5
VOLUMEN (cm ³)	592,88	588,62

OBSERVACIONES:



IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE MUESTRAS

MUESTRA: B

PROCEDENCIA: Paquete Soton, Pozo Soton, HUNOSA

DESCRIPCION:

Es una arenisca de color gris oscuro, muy abigarrada, con granos de pequeño diámetro, muy compacta y sin fracturas visibles.

PROBETAS OBTENIDAS: Nº 3 y Nº 4

CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

	Nº 3	Nº 4
LONGITUD (mm.)	146,60	147,26
DIAMETRO (mm.)	71,50	71,50
PESO (gr.)	1587,5	1596,3
VOLUMEN (cm ³)	588,62	591,27

OBSERVACIONES:



IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE MUESTRAS

MUESTRA: C

PROCEDENCIA: Paquete Soton, Pozo Soton, HUNOSA

DESCRIPCION:

Se trata de una arenisca grisacea de grano fino, con el cemento ligeramente carbonatado y aspecto masivo.

PROBETAS OBTENIDAS: Nº 5 y Nº 6

CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

	Nº 5	Nº 6
LONGITUD (mm.)	146,81	148,08
DIAMETRO (mm.)	41,50	71,50
PESO (gr.)	1586,4	1605,6
VOLUMEN (cm ³)	589,46	594,56

OBSERVACIONES:



IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE MUESTRAS

MUESTRA: D

PROCEDENCIA: Paquete Soton, Pozo Soton, HUNOSA

DESCRIPCION:

Es una muestra de arenisca grisacea de grano fino, con algunas discontinuidades visibles y de aspecto masivo.

PROBETAS OBTENIDAS: Nº 7 y Nº 8

CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

	Nº 7	Nº 8
LONGITUD (mm.)	148,24	146,11
DIAMETRO (mm.)	71,50	71,50
PESO (gr.)	1605,0	1595,2
VOLUMEN (cm ³)	595,21	586,65

OBSERVACIONES:

La probeta Nº 8 presenta una discontinuidad en el centro



IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE MUESTRAS

MUESTRA: E _____

PROCEDENCIA: Paquete Soton, Pozo Soton, HUNOSA

DESCRIPCION:

Es una arenisca grisacea de aspecto masivo, grano fino y bien cementada. No se aprecian fracturas visibles.

PROBETAS OBTENIDAS: Nº 9 y Nº 10

CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

	Nº 9	Nº 10
LONGITUD (mm.)	147,90	122,26
DIAMETRO (mm.)	71,50	71,70
PESO (gr.)	1605,70	1334,6
VOLUMEN (cm ³)	593,84	493,64

OBSERVACIONES:



IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE MUESTRAS

MUESTRA: F

PROCEDENCIA: Paquete Soton, Pozo Soton, HUSOSA

DESCRIPCION:

Es una pizarra, color gris claro, bien estratificada, de aspecto compacto, sin que se aprecien fracturas y con una ligera limolitización.

PROBETAS OBTENIDAS: Nº 11 y Nº 12

CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

	Nº 11	Nº 12
LONGITUD (mm.)	126,55	120,3
DIAMETRO (mm.)	61,45	61,45
PESO (gr.)	1026,3	975,6
VOLUMEN (cm ³)	375,31	356,77

OBSERVACIONES:



IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE MUESTRAS

MUESTRA: G _____

PROCEDENCIA: Paquete Soton, Pozo Soton, HUNOSA

DESCRIPCION:

Es una pizarra, con una estratificación bien formada, de color grisáceo y muy compacta.

PROBETAS OBTENIDAS: Nº 13 y Nº 14

CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

	Nº 13	Nº 14
LONGITUD (mm.)	119,35	126,0
DIAMETRO (mm.)	61,55	62,0
PESO (gr.)	982,1	1024,3
VOLUMEN (cm ³)	355,11	380,40

OBSERVACIONES:



IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE MUESTRAS

MUESTRA: H _____

PROCEDENCIA: Paquete Soton, Pozo Soton, HUNOSA

DESCRIPCION:

Se trata de una arenisca gris, masiva, de grano muy fino, pero que presenta visibles intercalaciones de pizarras con una potencia de 5 mm.

PROBETAS OBTENIDAS: Nº 15 y Nº 16

CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

	Nº 15	Nº 16
LONGITUD (mm.)	126,10	122,40
DIAMETRO (mm.)	61,50	61,50
PESO (gr.)	1021,7	991,72
VOLUMEN (cm ³)	374,59	363,59

OBSERVACIONES:

La probeta Nº 16 presenta una discontinuidad transversal.



IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE MUESTRAS

MUESTRA: I

PROCEDENCIA: Paquete Soton, Pozo Soton, HUNOSA

DESCRIPCION:

Es una arenisca grisacea, de grano fino a muy finos, bien cementada y de aspecto masivo. Presenta algunas discontinuidades cerradas pero visibles.

PROBETAS OBTENIDAS: Nº 17 y Nº 18

CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

	Nº 17	Nº 18
LONGITUD (mm.)	127,0	126,20
DIAMETRO (mm.)	62,0	61,55
PESO (gr.)	1033,7	1023,9
VOLUMEN (cm ³)	383,42	375,49

OBSERVACIONES:



IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE MUESTRAS

MUESTRA: J

PROCEDENCIA: Paquete Soton, Pozo Soton, HUNOSA

DESCRIPCION: Arenisca gris de aspecto masivo, grano medio, bien cementada, presenta discontinuidades colmatadas de carbonatos.

PROBETAS OBTENIDAS: Nº 19 y Nº 20

CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

	Nº 19	Nº 20
LONGITUD (mm.)	118,0	145,3
DIAMETRO (mm.)	71,50	71,5
PESO (gr.)	1280,2	1576,38
VOLUMEN (cm ³)	473,79	583,4

OBSERVACIONES: La probeta Nº 20 presenta una discontinuidad trasversal.



IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE MUESTRAS

MUESTRA: K

PROCEDENCIA: Paquete Soton, Pozo Soton, HUNOSA

DESCRIPCION:

Se trata de una arenisca gris que presenta una clara estratificación con variación en la fisura del grano. Bien cementada, con discontinuidades.

PROBETAS OBTENIDAS: Nº 21 y Nº 22

CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

	Nº 21	Nº 22
LONGITUD (mm.)	113,6	138,50
DIAMETRO (mm.)	71,5	71,52
PESO (gr.)	1230,8	1498,3
VOLUMEN (cm ³)	456,12	556,41

OBSERVACIONES:

La probeta Nº 21 tiene una discontinuidad subhorizontal en el centro de la probeta.



IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE MUESTRAS

MUESTRA: L _____

PROCEDENCIA: Paquete Soton, Pozo Soton, HUNOSA

DESCRIPCION:

Es una pizarra arcillosa de color gris que presenta una clara estratificación, aunque está sana y compacta.

PROBETAS OBTENIDAS: Nº 23 y Nº 24

CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

	Nº 23	Nº 24
LONGITUD (mm.)	93,24	114,36
DIAMETRO (mm.)	61,50	71,30
PESO (gr.)	765,4	1243,0
VOLUMEN (cm ³)	276,97	456,61

OBSERVACIONES:

La probeta Nº 24 presenta una discontinuidad, que afecta a la base inferior, con una inclinación de unos 30° respecto a la horizontal.



IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE MUESTRAS

MUESTRA: M

PROCEDENCIA: Paquete Soton, Pozo Soton, HUNOSA

DESCRIPCION:

Es una arenisca de color gris claro, grano medio, muy bien cementada, compacta y sin discontinuidades.

PROBETAS OBTENIDAS: Nº 25 y Nº 26

CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

	Nº 25	Nº 26
LONGITUD (mm.)	137,96	138,64
DIAMETRO (mm.)	71,88	71,70
PESO (gr.)	1470,7	1506,4
VOLUMEN (cm ³)	559,83	559,78

OBSERVACIONES:



IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE MUESTRAS

MUESTRA: N _____

PROCEDENCIA: Paquete Soton, Pozo Soton, HUNOSA

DESCRIPCION:

Se trata de una arenisca gris, de grano muy fino, extraordinariamente compacta.

PROBETAS OBTENIDAS: Nº 27 y Nº 28

CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

	Nº 27	Nº 28
LONGITUD (mm.)	138,44	137,68
DIAMETRO (mm.)	71,55	71,55
PESO (gr.)	1517,4	1469,3
VOLUMEN (cm ³)	556,63	553,58

OBSERVACIONES:



IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE MUESTRAS

MUESTRA: 0

PROCEDENCIA: Paquete Soton, Pozo Soton, HUNOSA

DESCRIPCION:

Es una arenisca grisacea, bien cementada, de grano medio y compacta.

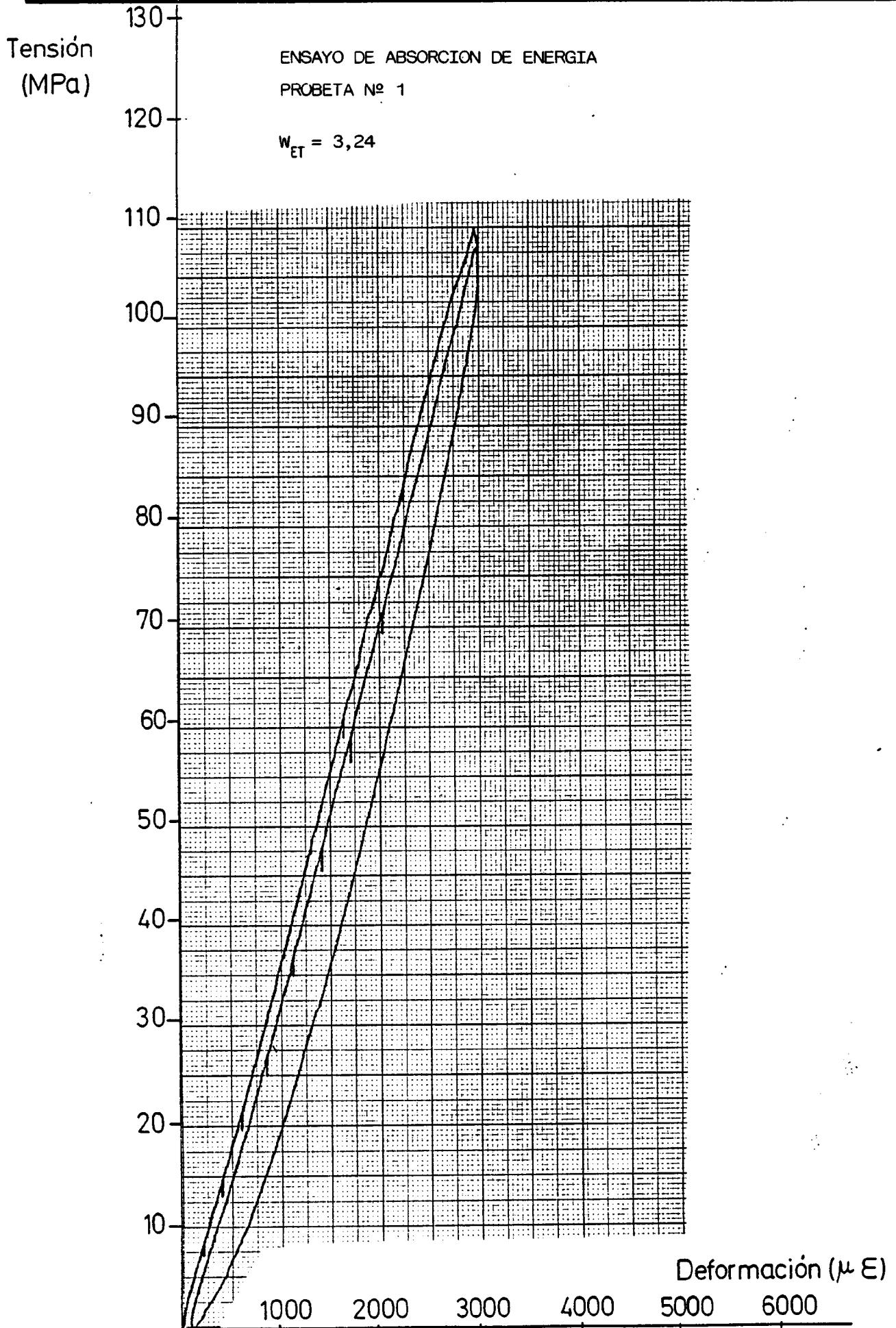
PROBETAS OBTENIDAS: Nº 29 y Nº 30

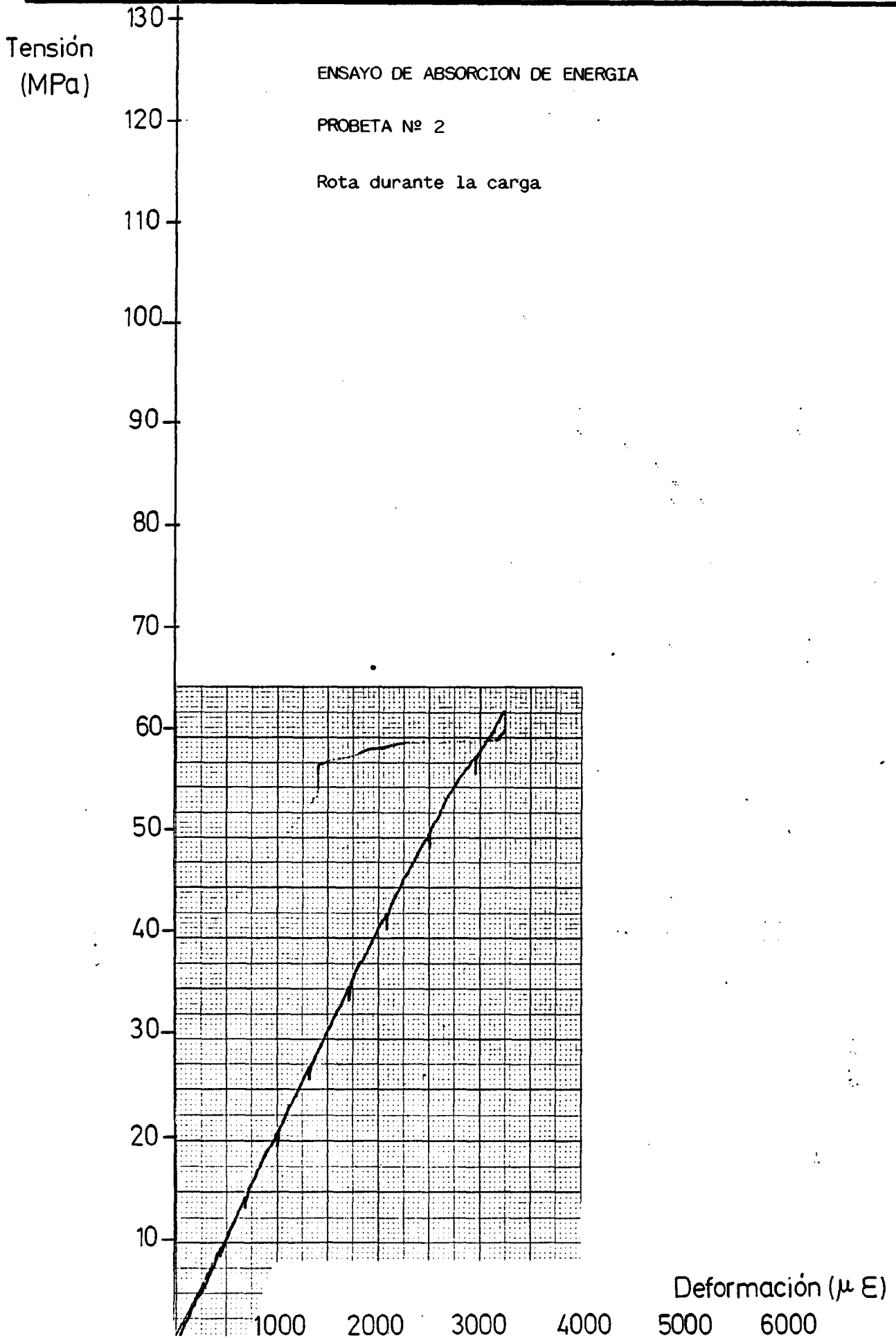
CARACTERISTICAS DE LAS PROBETAS

	Nº 29	Nº30
LONGITUD (mm.)	102,9	90,15
DIAMETRO (mm.)	52,0	52,45
PESO (gr.)	578,0	507,18
VOLUMEN (cm ³)	218,53	194,78

OBSERVACIONES:

Anejo II : ENSAYOS DE ABSORCION DE ENERGIA.





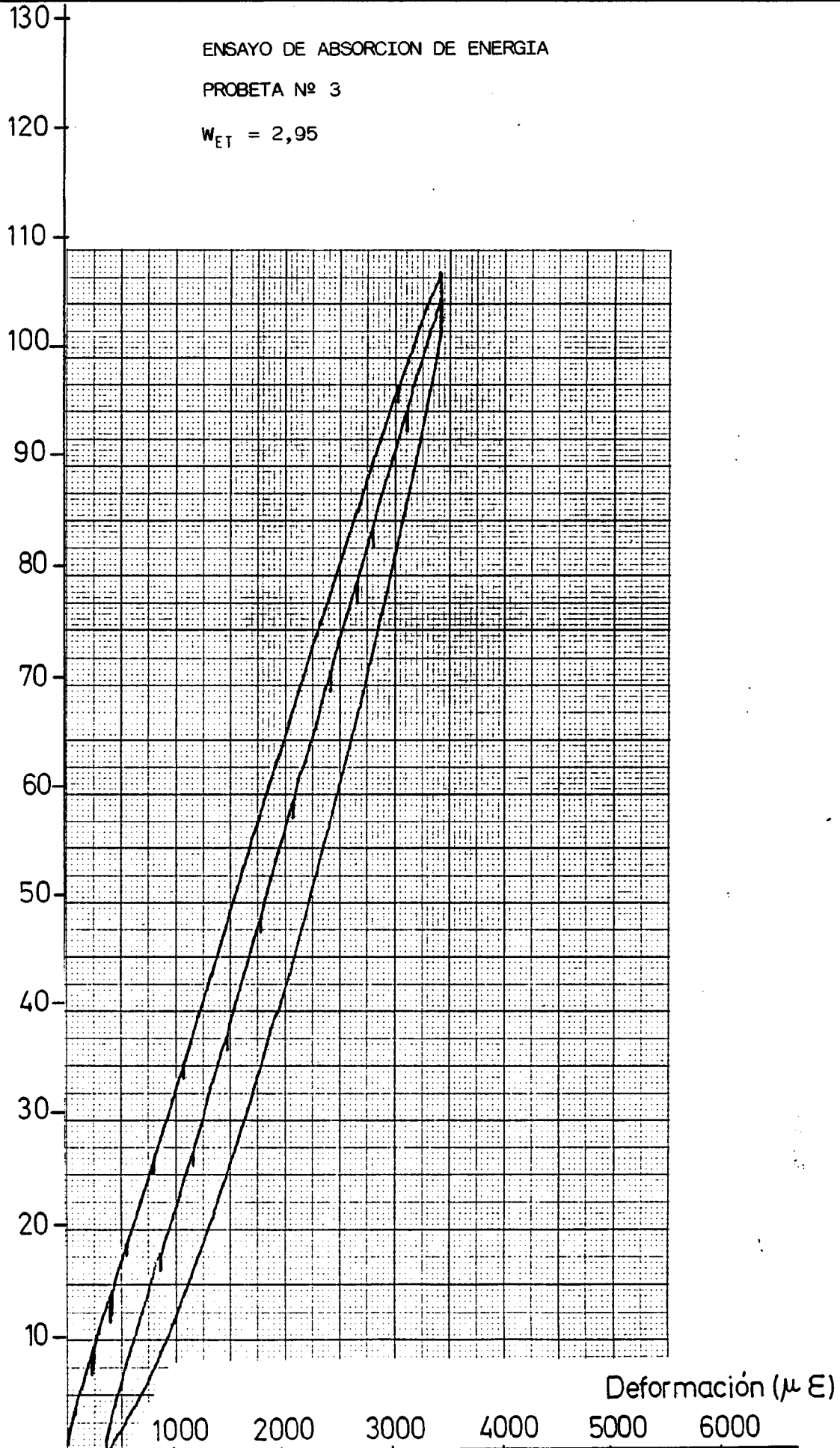


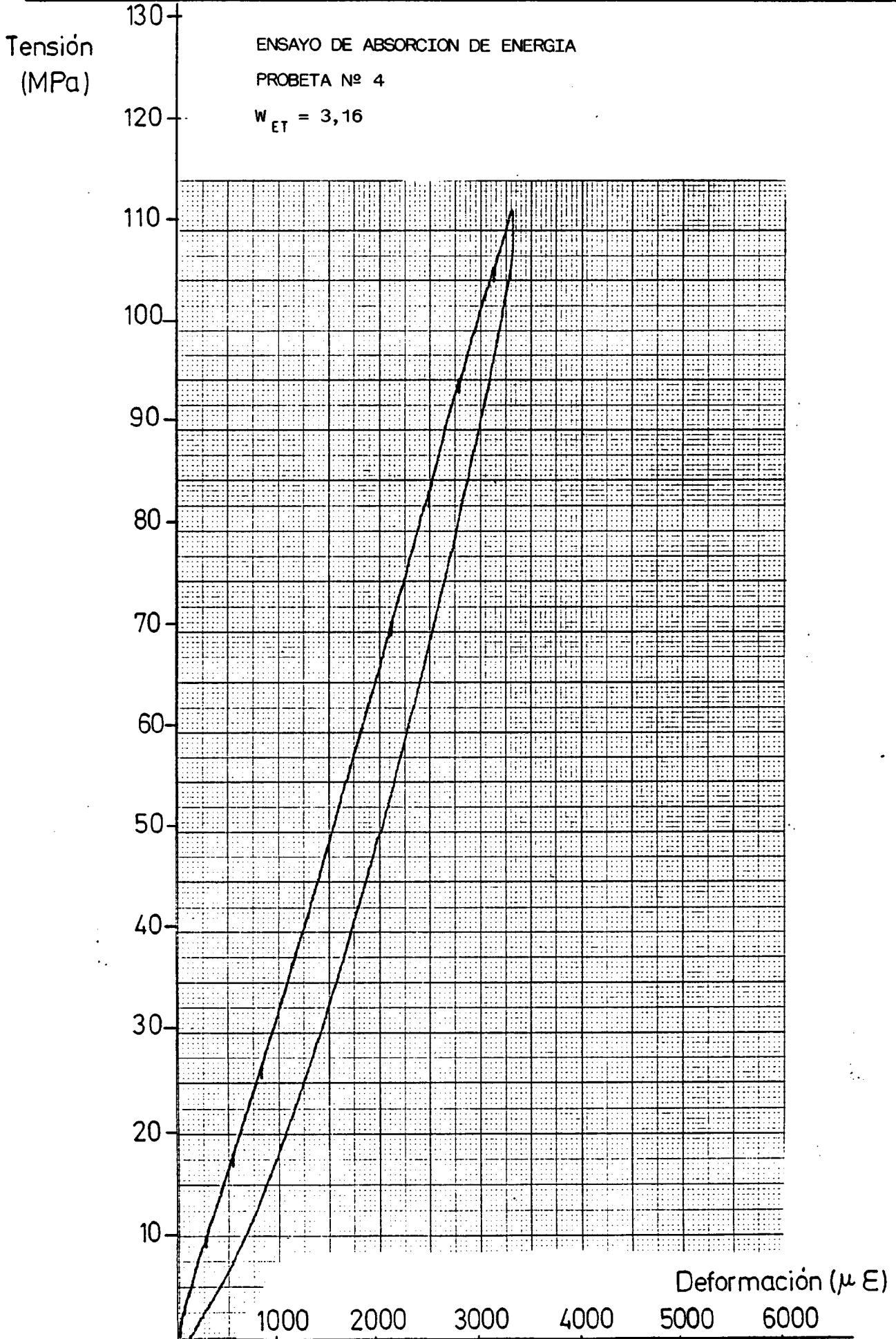
Tensión
(MPa)

ENSAYO DE ABSORCION DE ENERGIA

PROBETA Nº 3

$w_{ET} = 2,95$



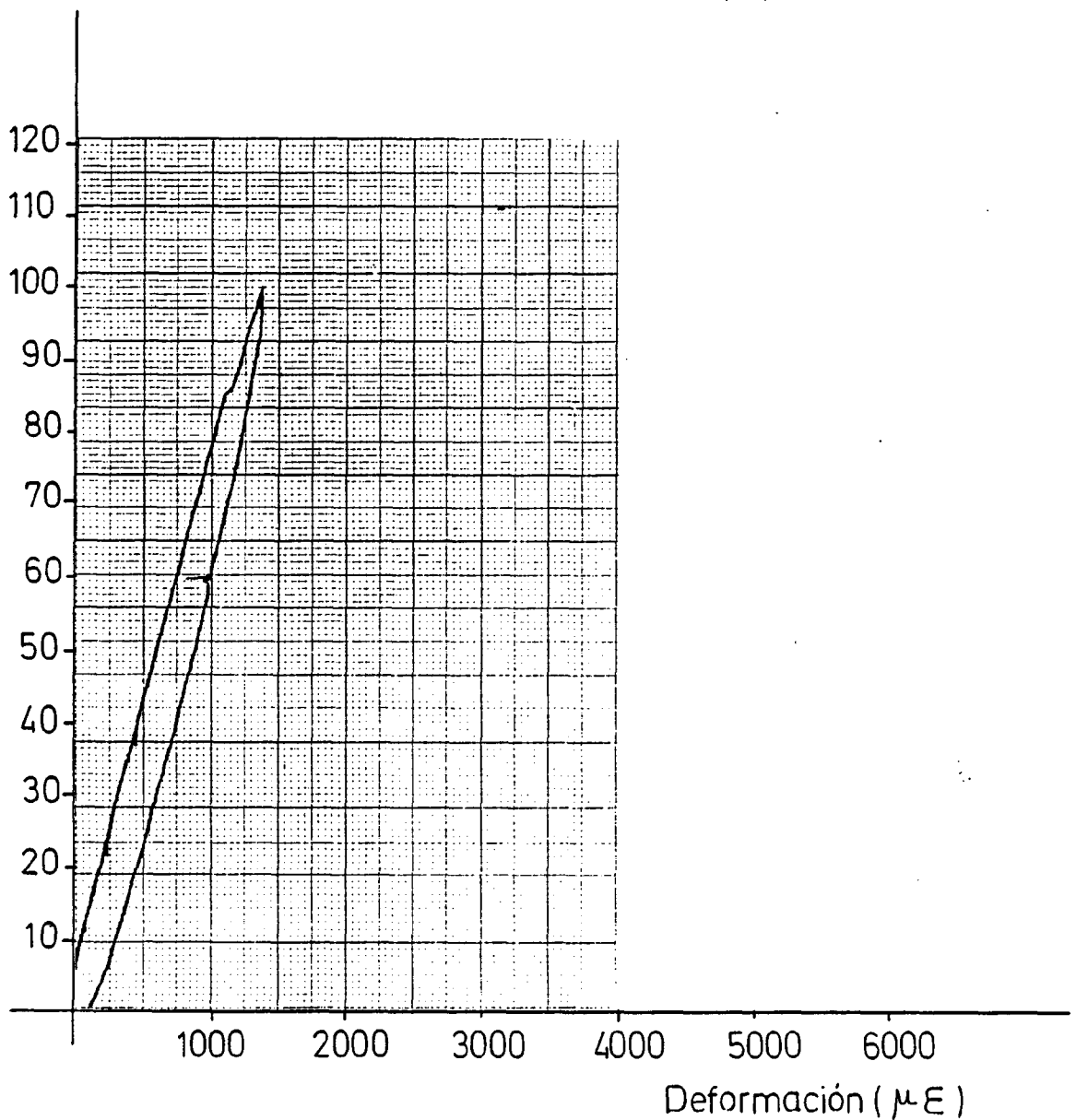


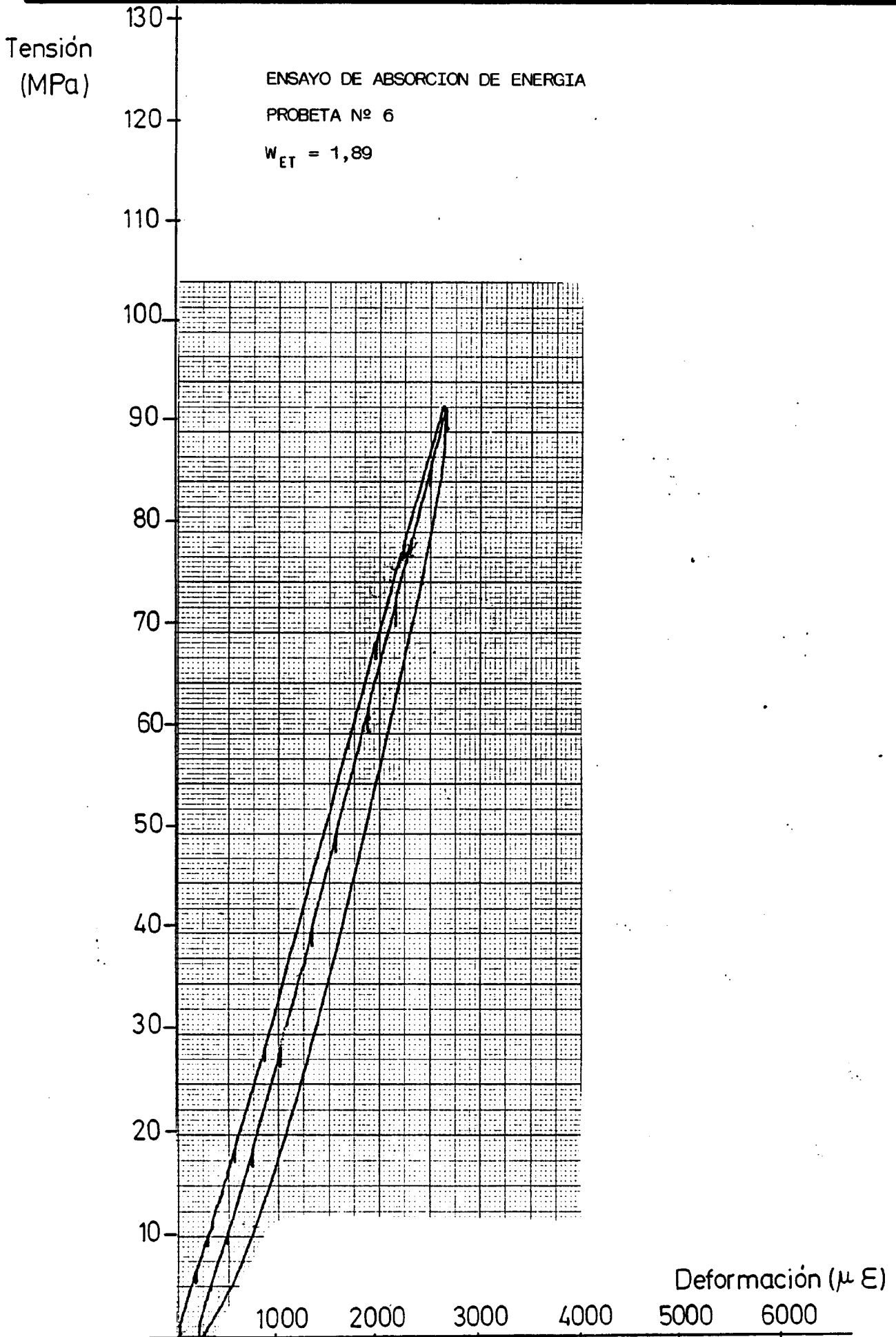


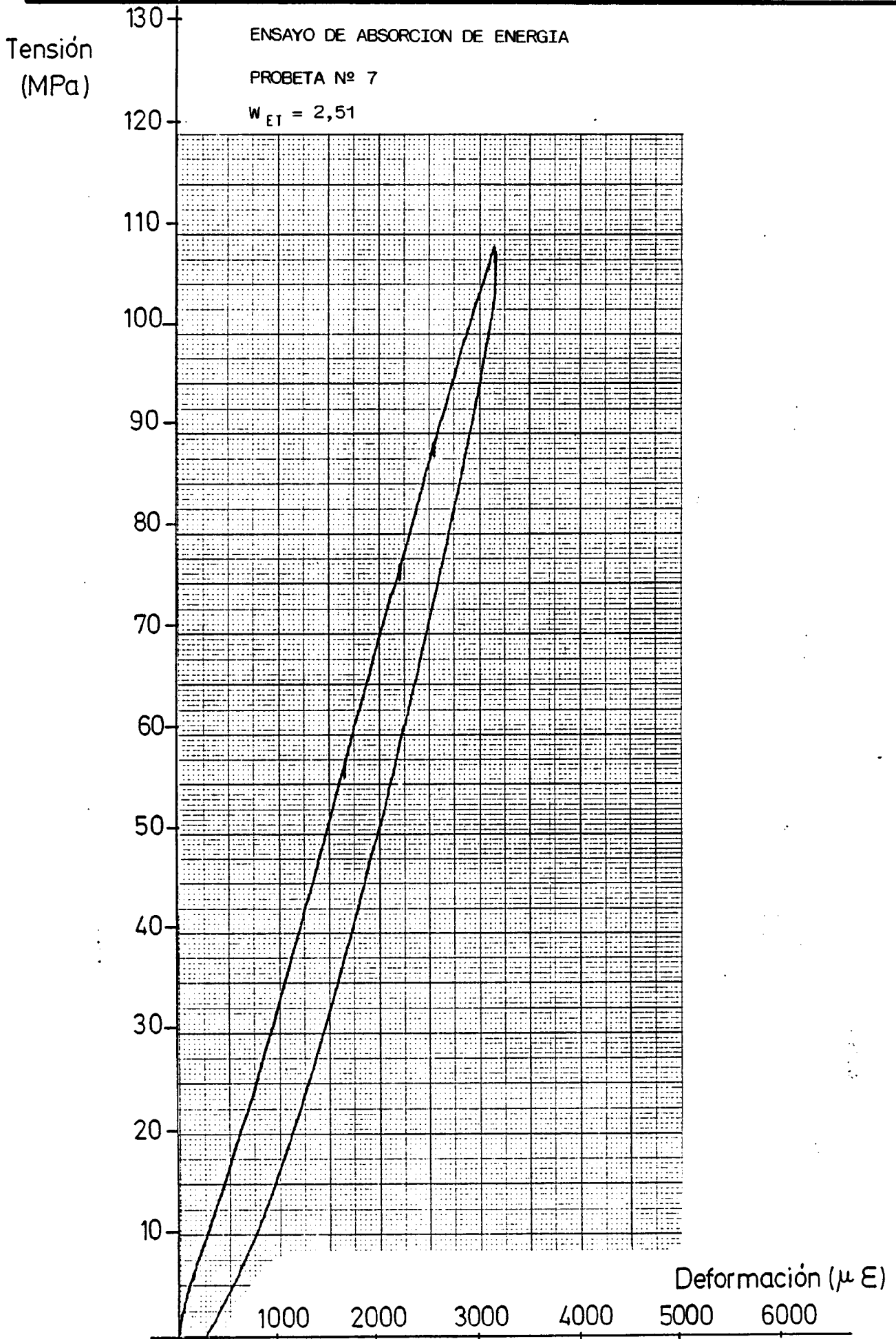
ENSAYO DE ABSORCION DE ENERGIA

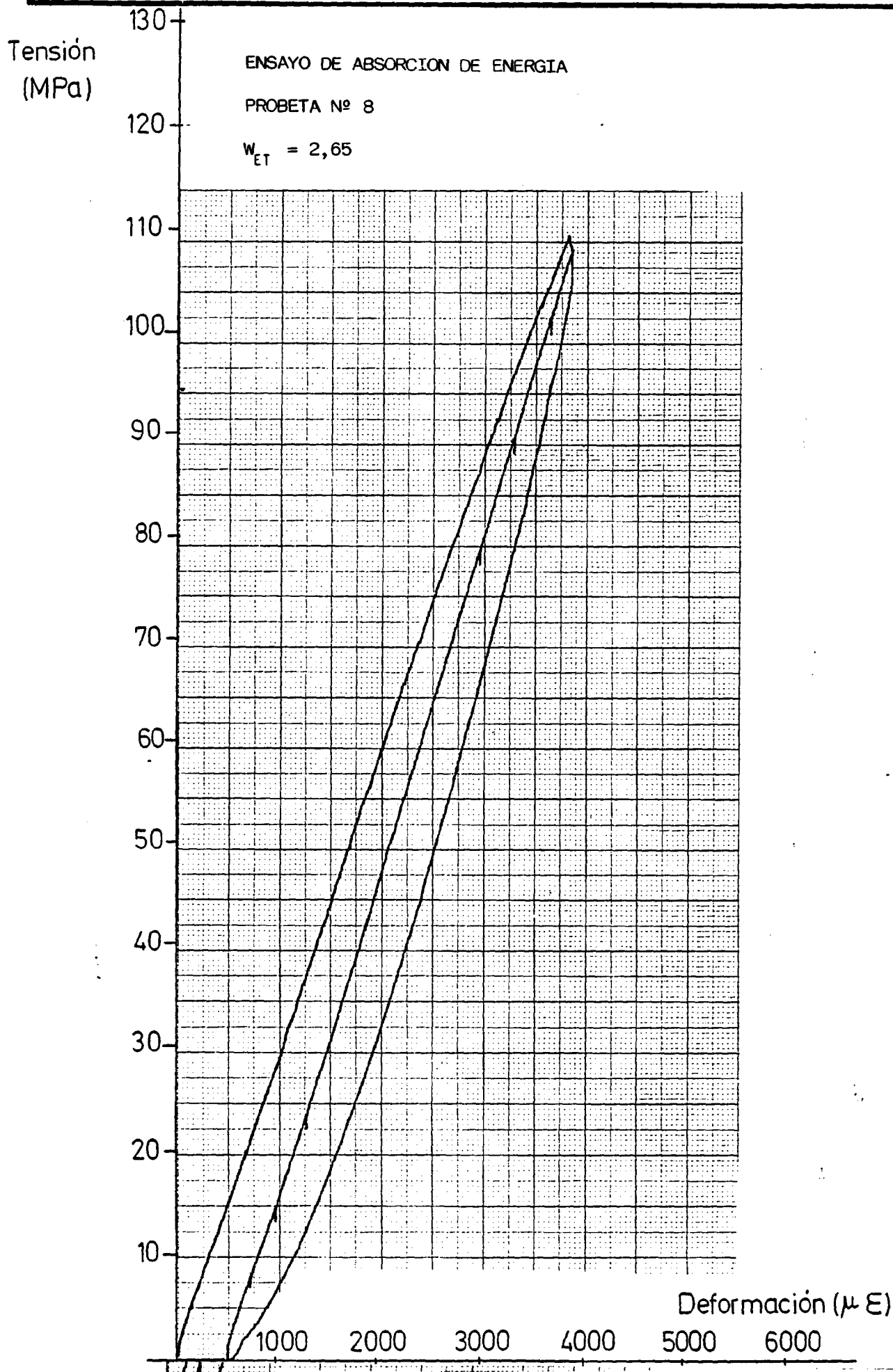
PROBETA N°	5
WET	2,16

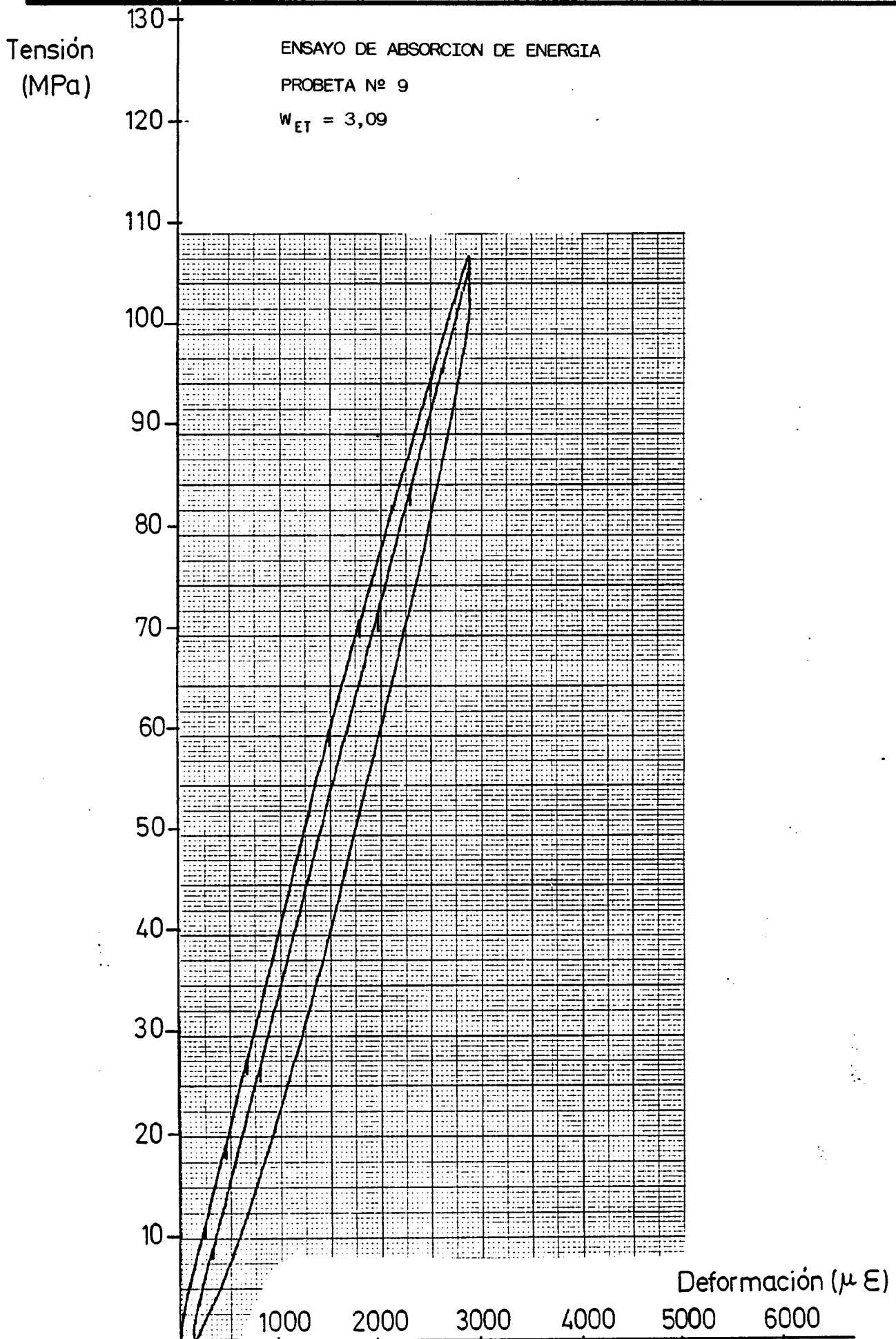
Tensión
(MPa)

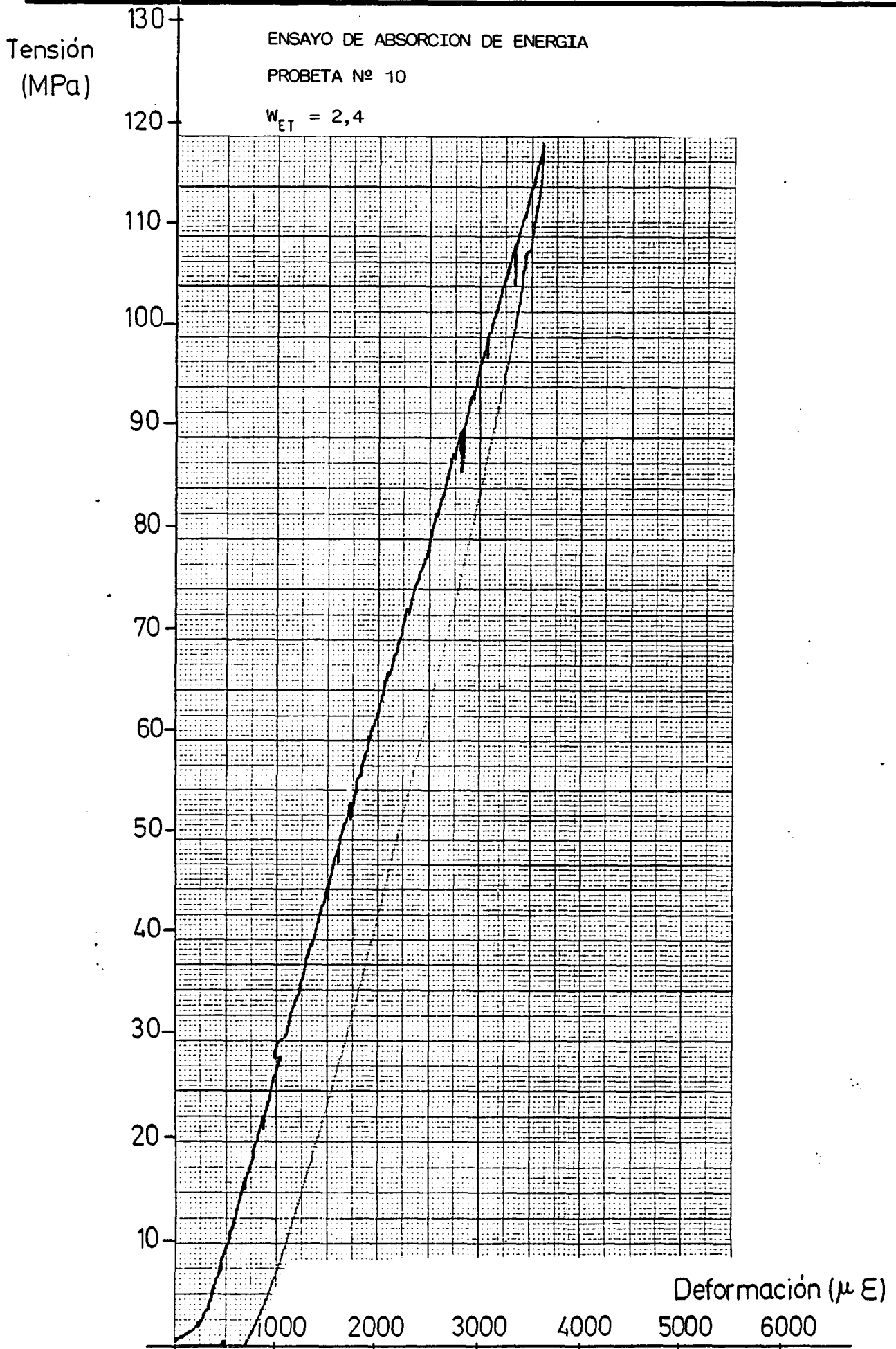








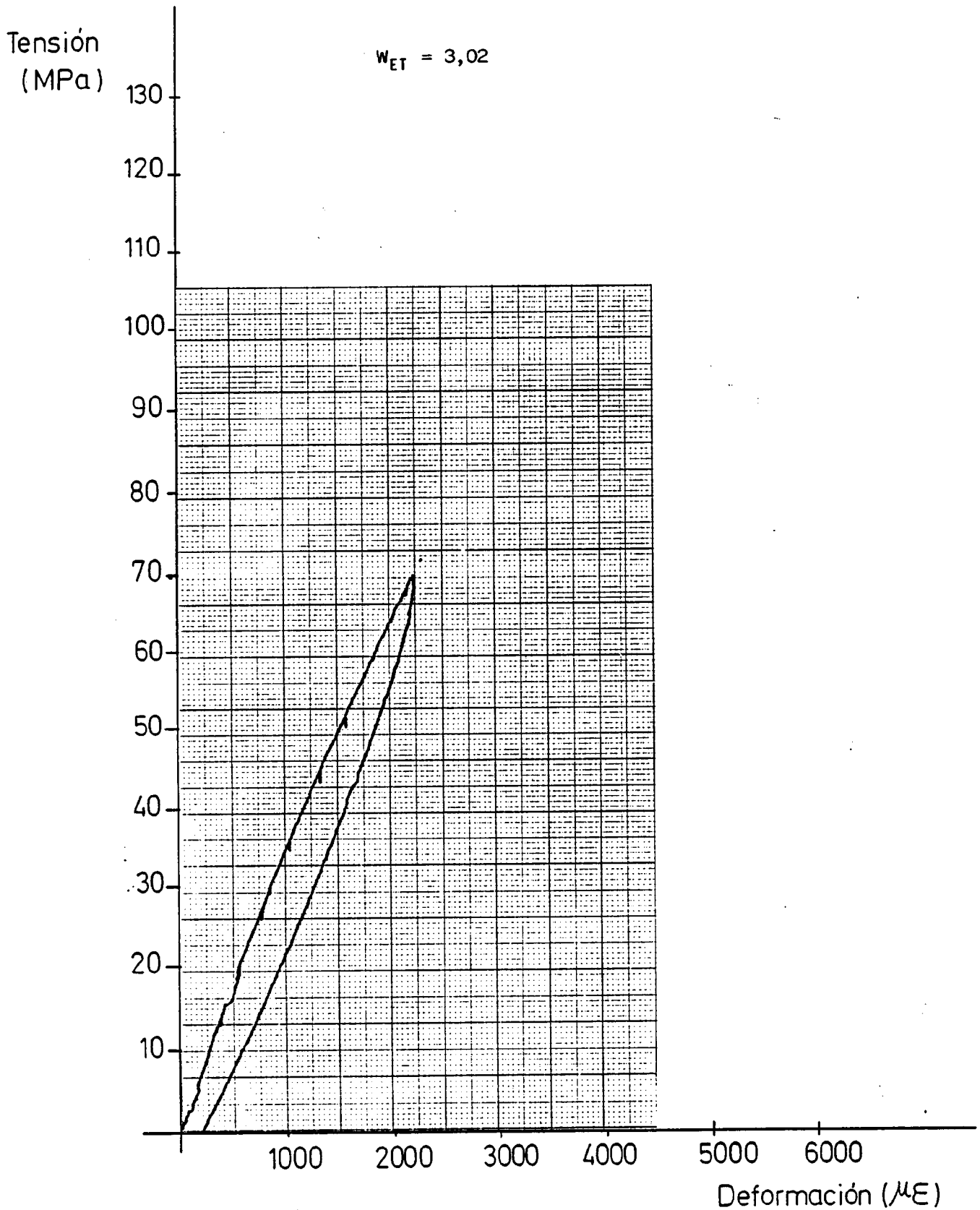




ENSAYO DE ABSORCION DE ENERGIA

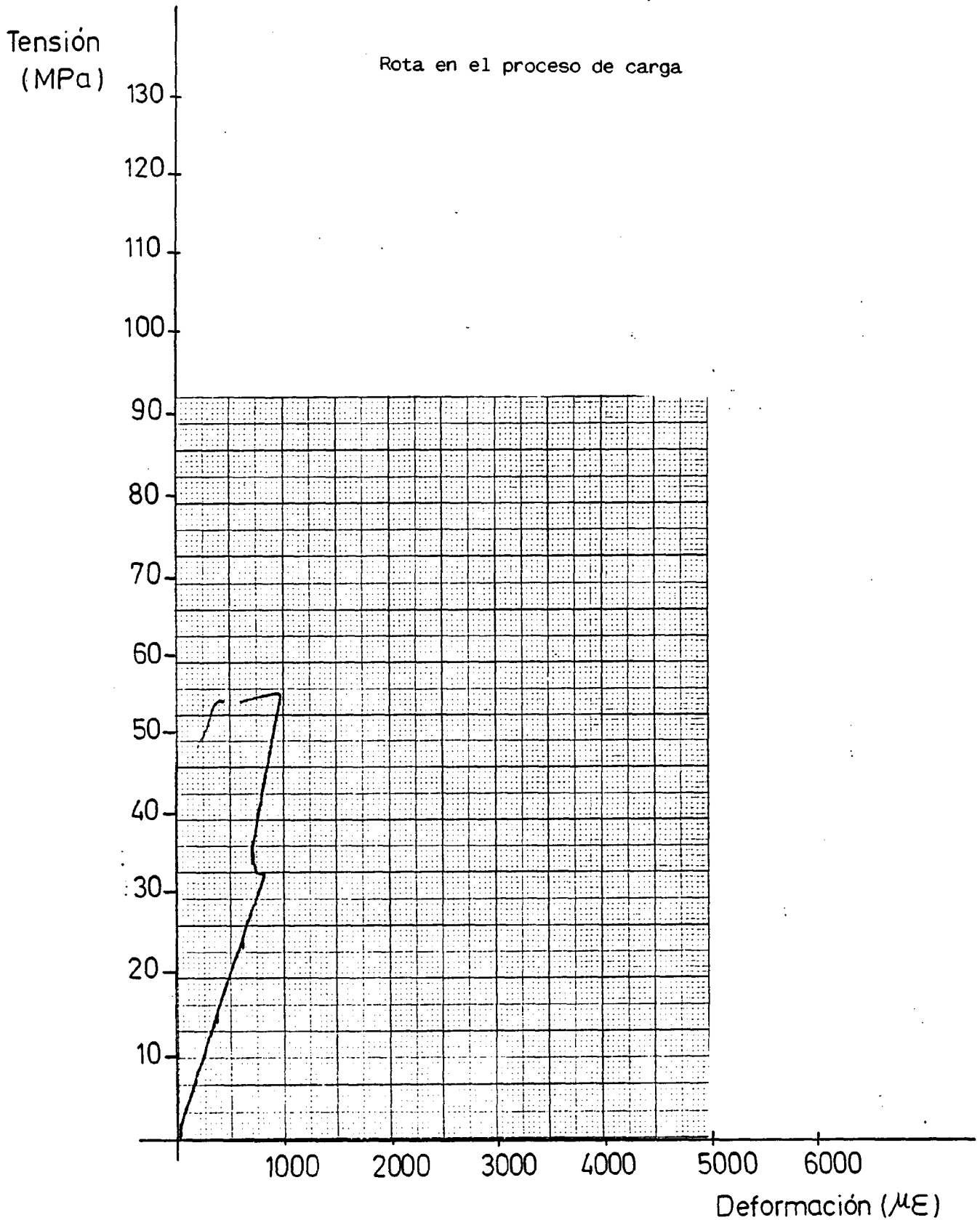
PROBETA Nº 11

$w_{ET} = 3,02$



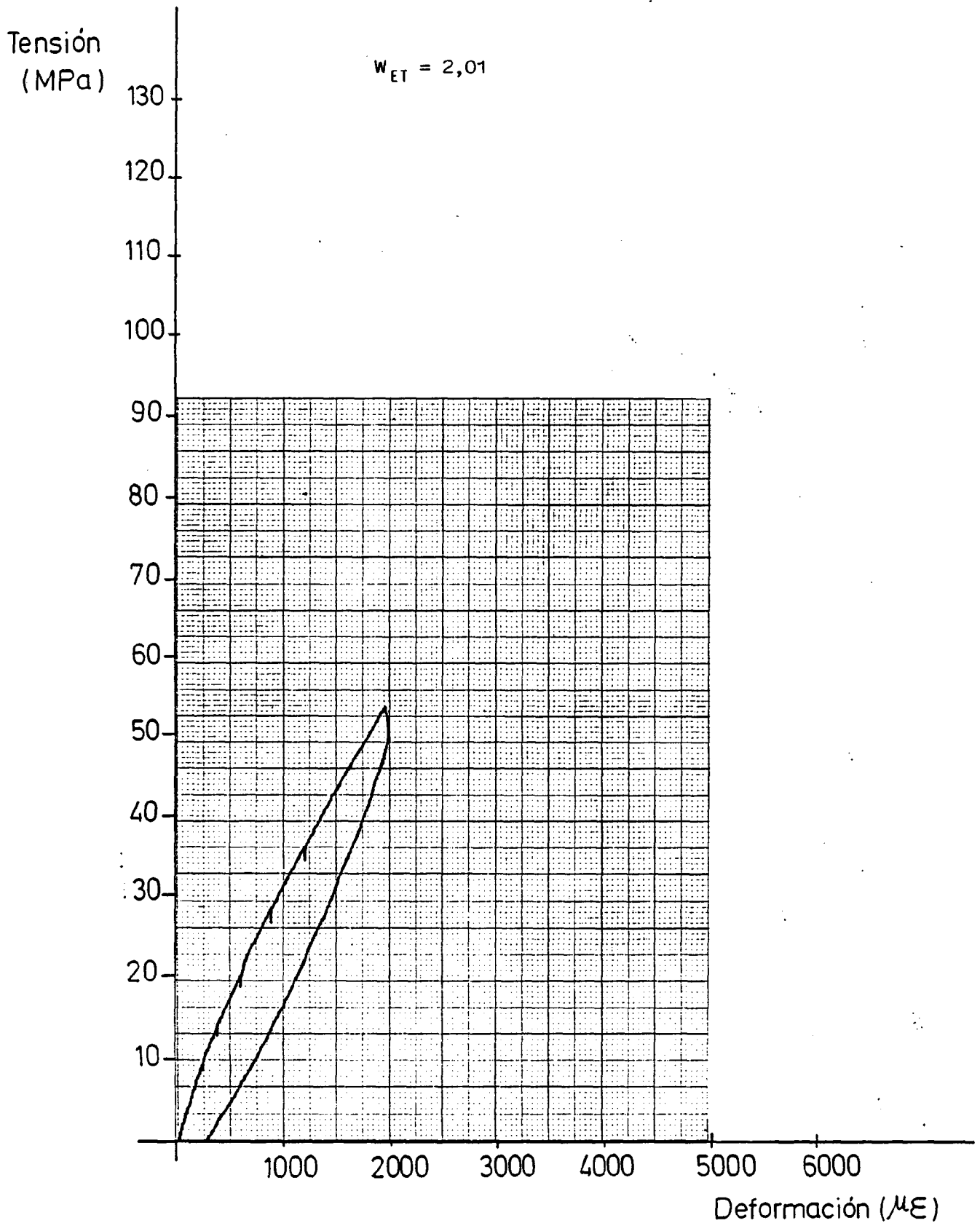
ENSAYO DE ABSORCION DE ENERGIA

PROBETA Nº 12



ENSAYO DE ABSORCION DE ENERGIA

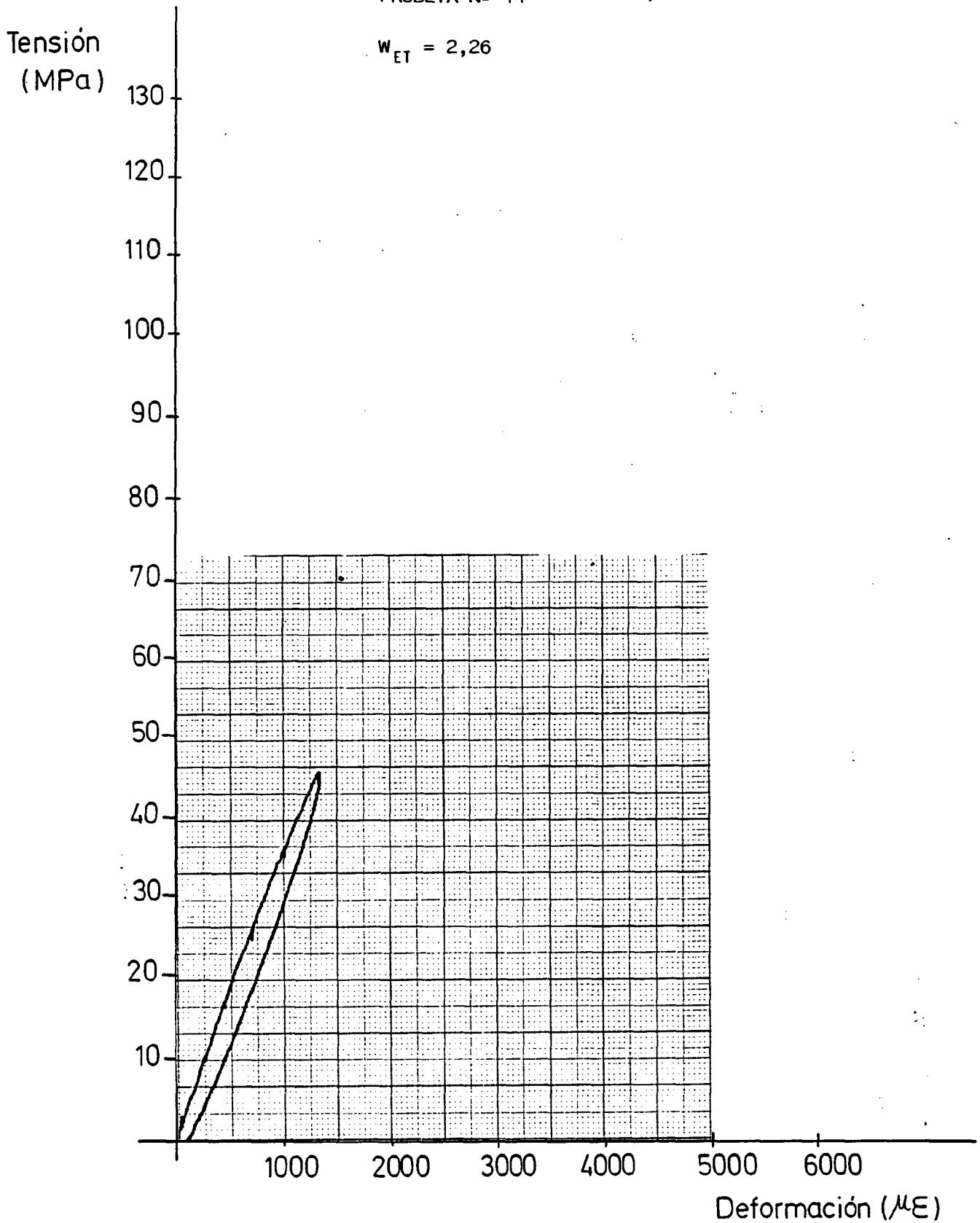
PROBETA Nº 13



ENSAYO DE ABSORCION DE ENERGIA

PROBETA Nº 14

$$W_{ET} = 2,26$$

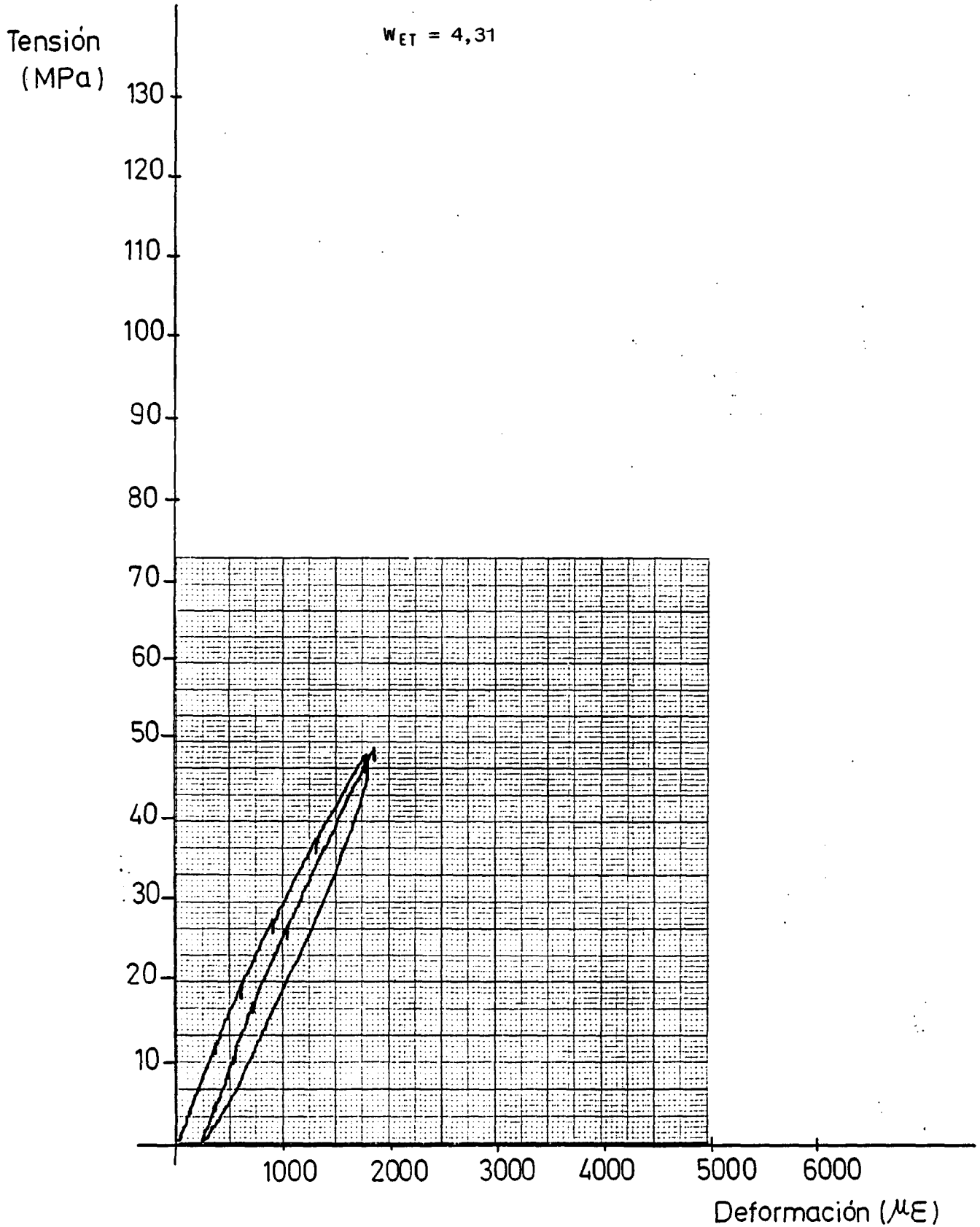




ENSAYO DE ABSORCION DE ENERGIA

PROBETA Nº 15

$W_{ET} = 4,31$

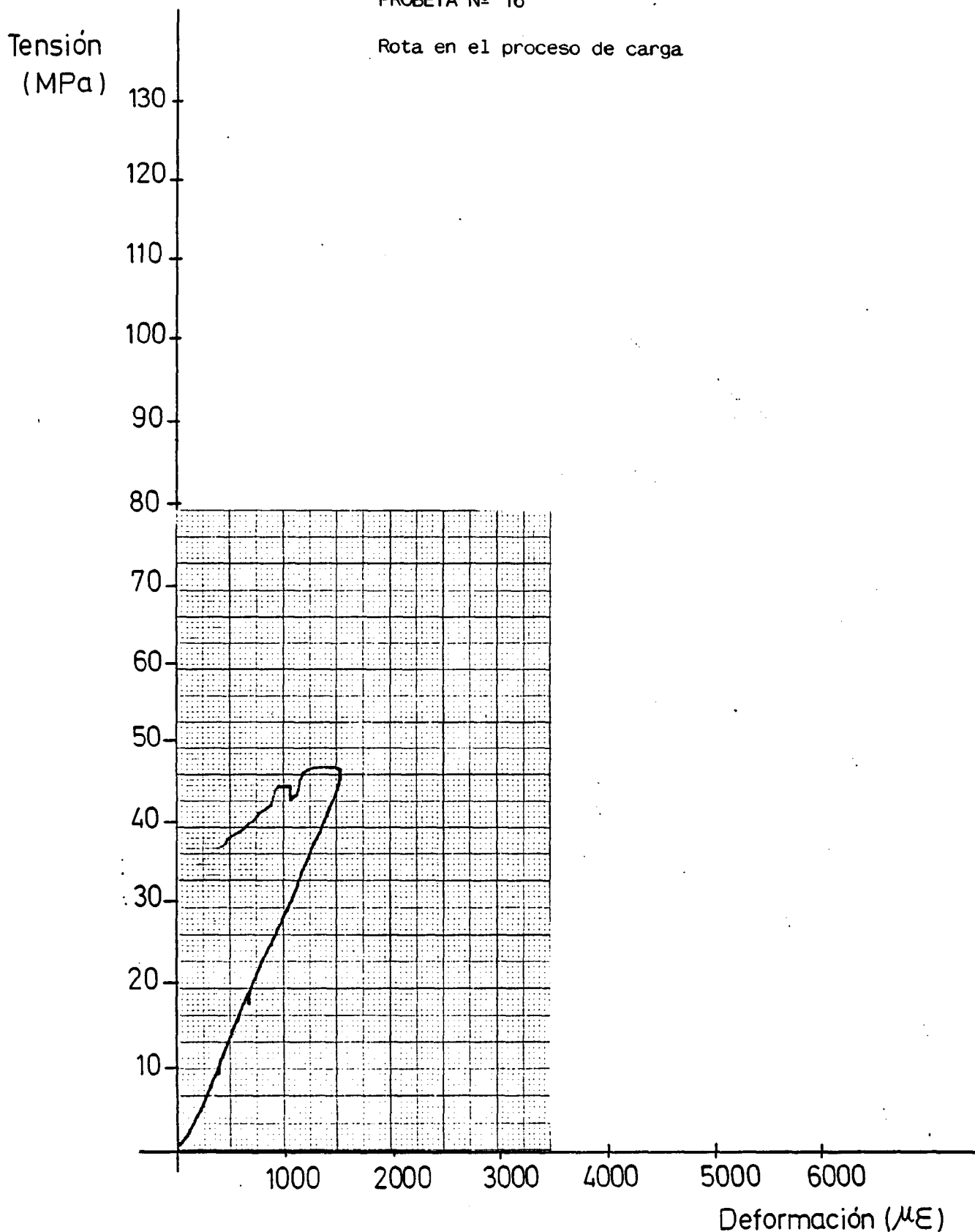




ENSAYO DE ABSORCION DE ENERGIA

PROBETA Nº 16

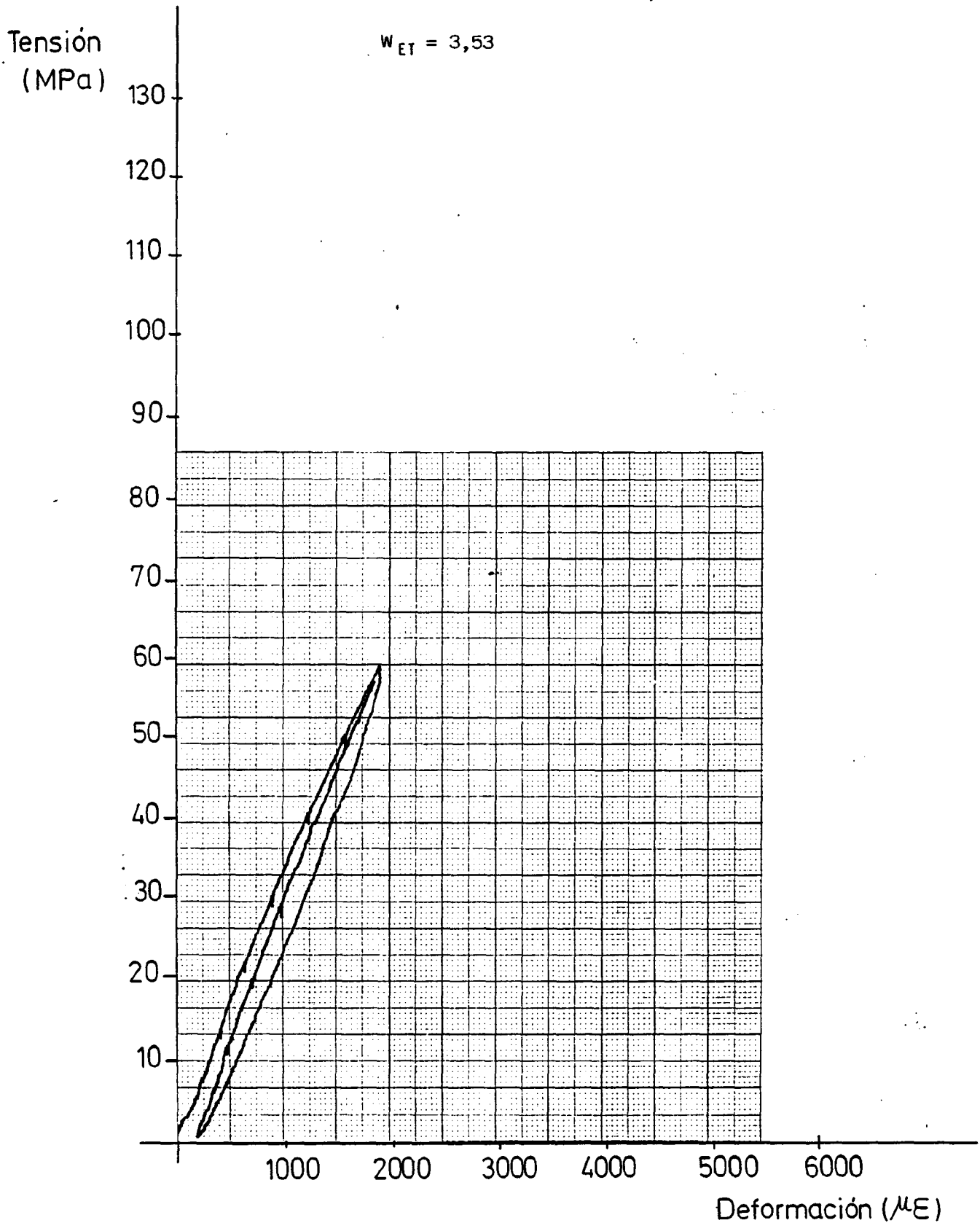
Rota en el proceso de carga



ENSAYO DE ABSORCION DE ENERGIA

PROBETA Nº 17

$W_{ET} = 3,53$

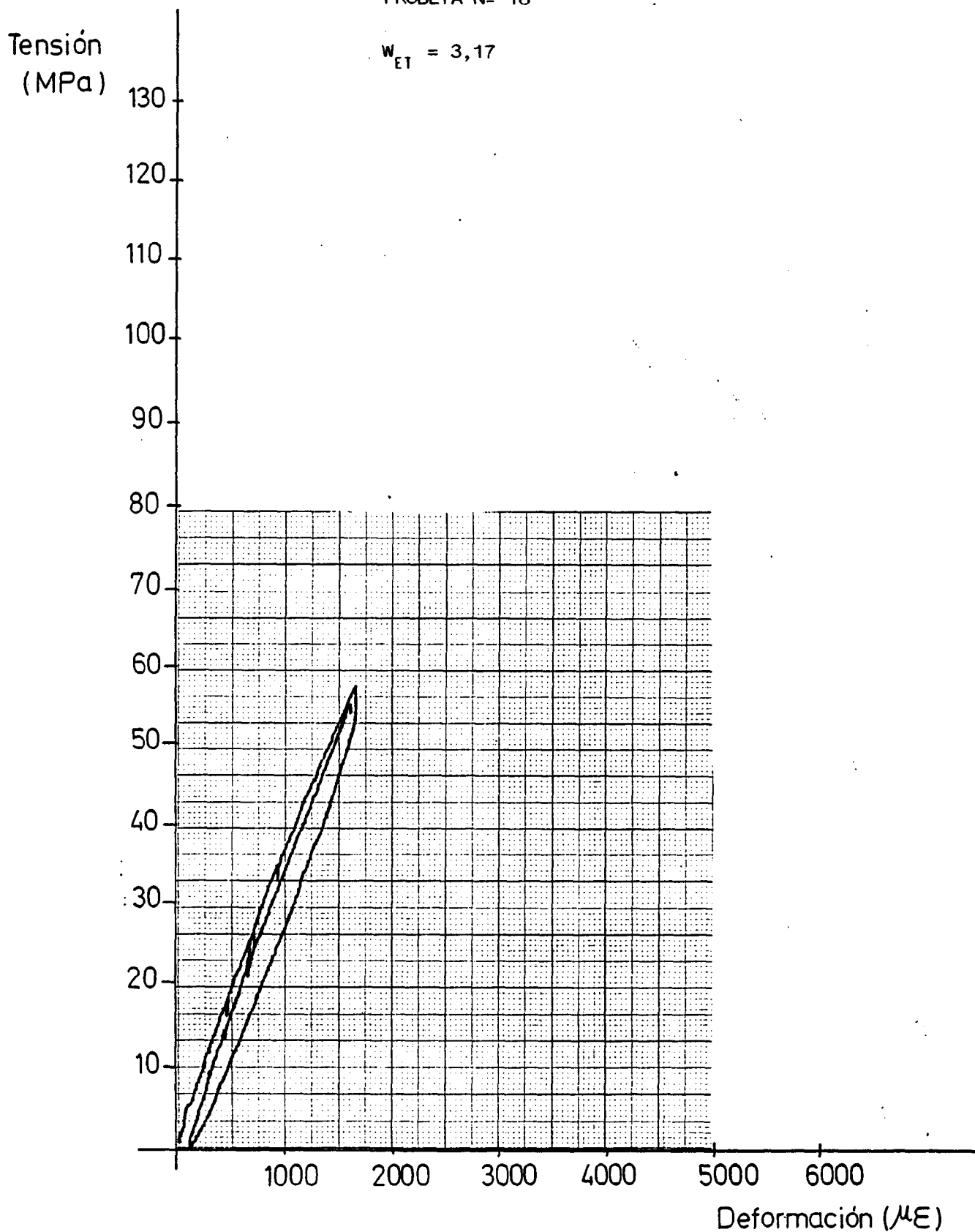


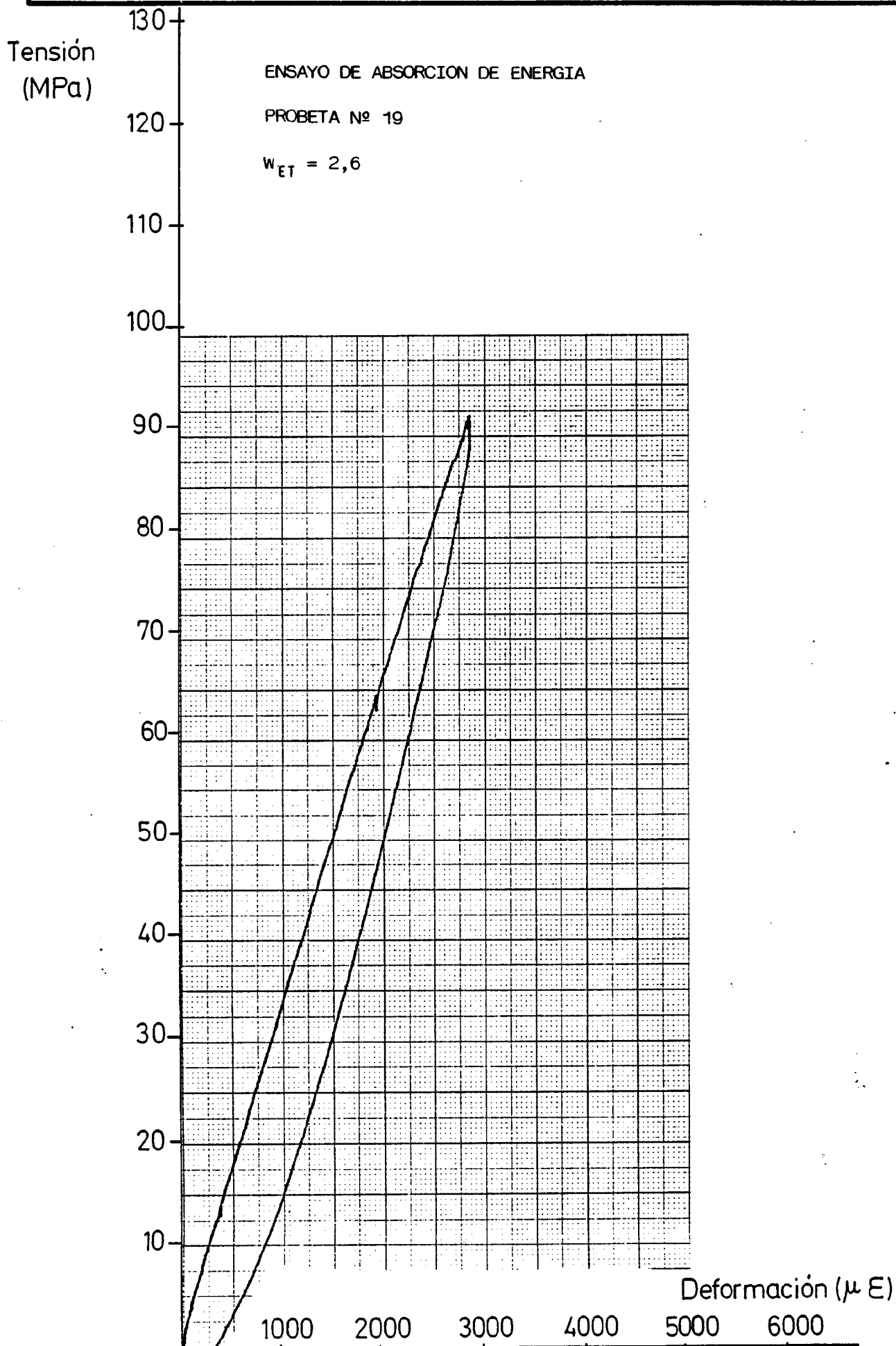


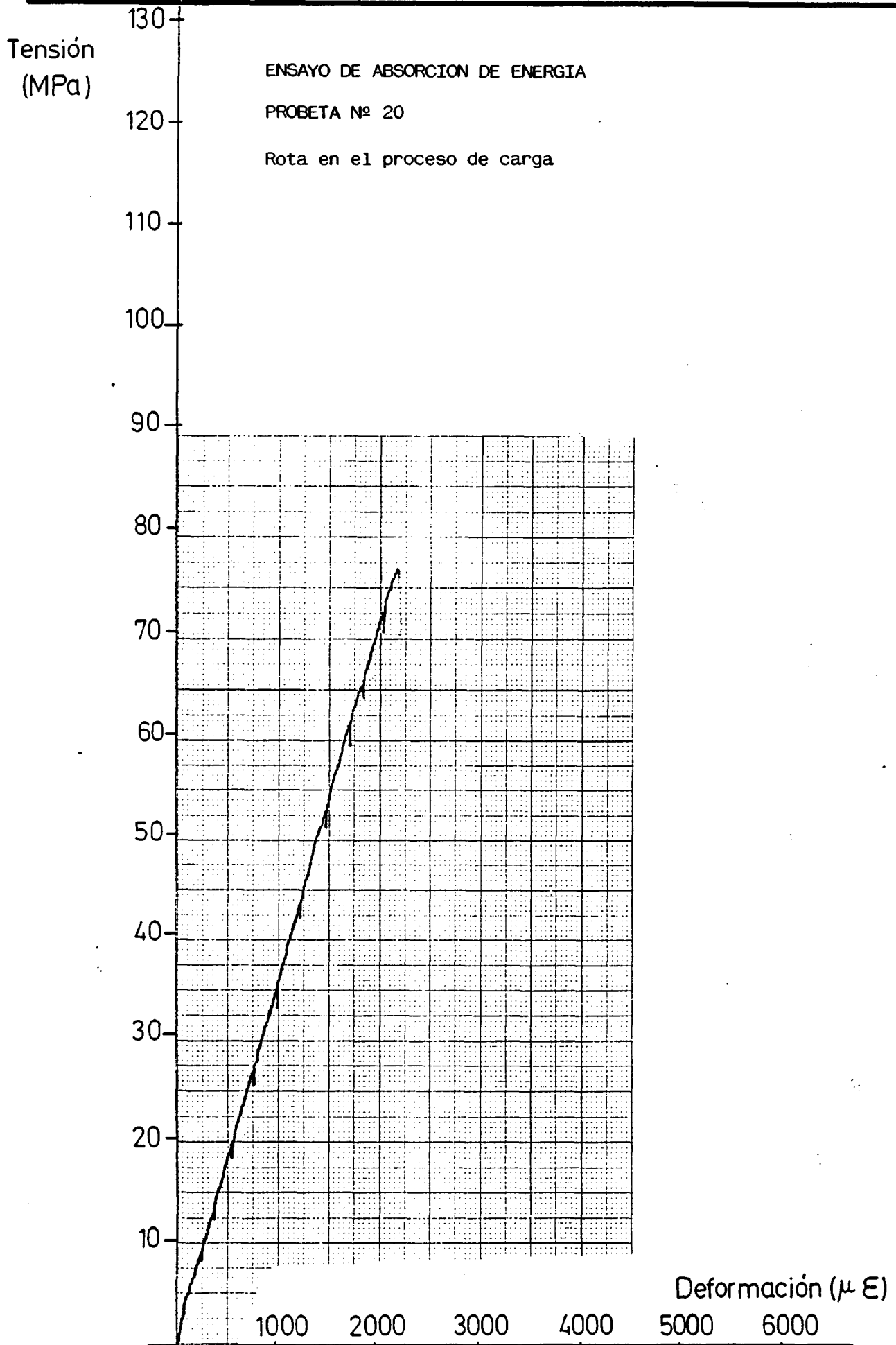
ENSAYO DE ABSORCION DE ENERGIA

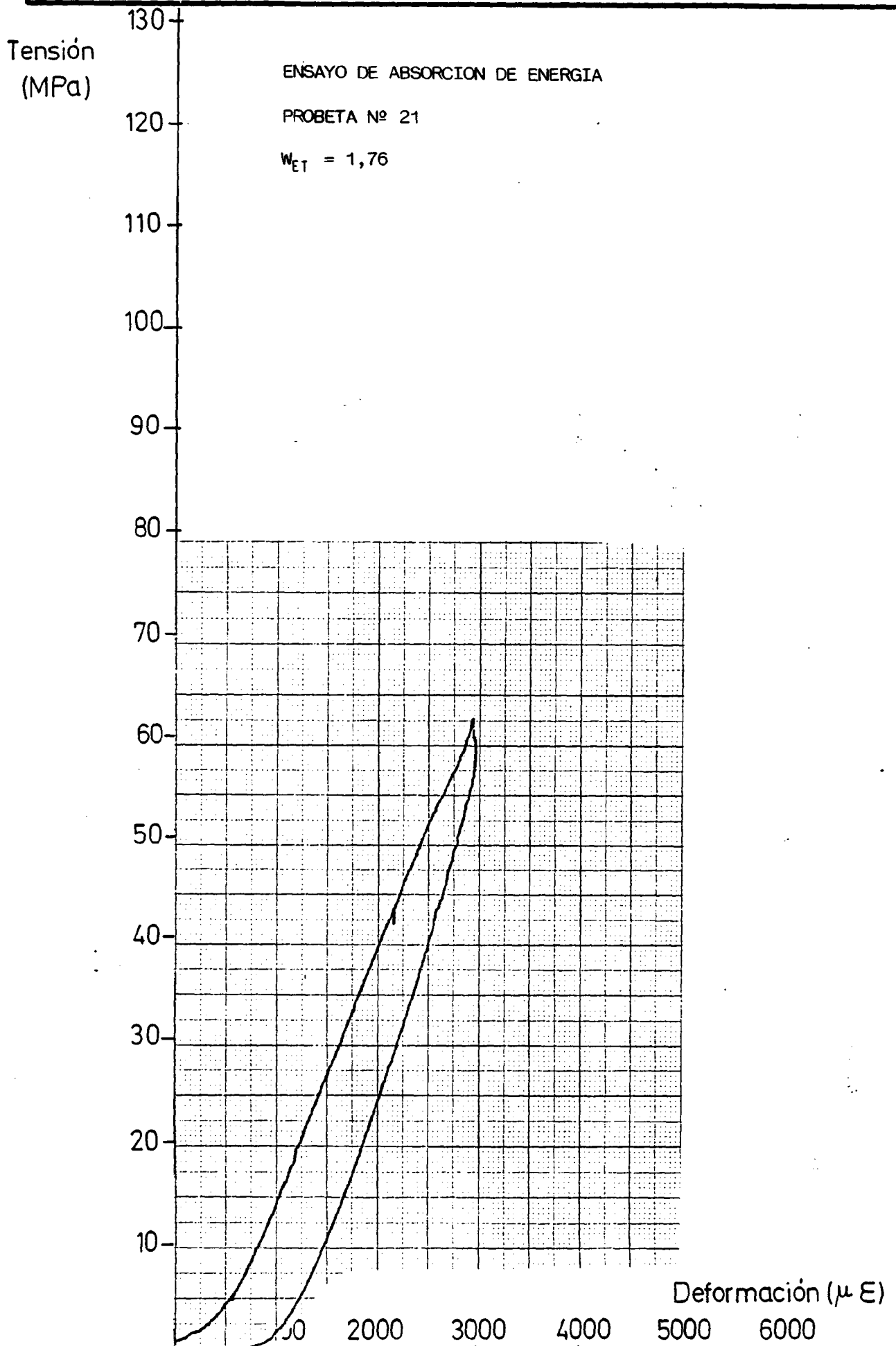
PROBETA Nº 18

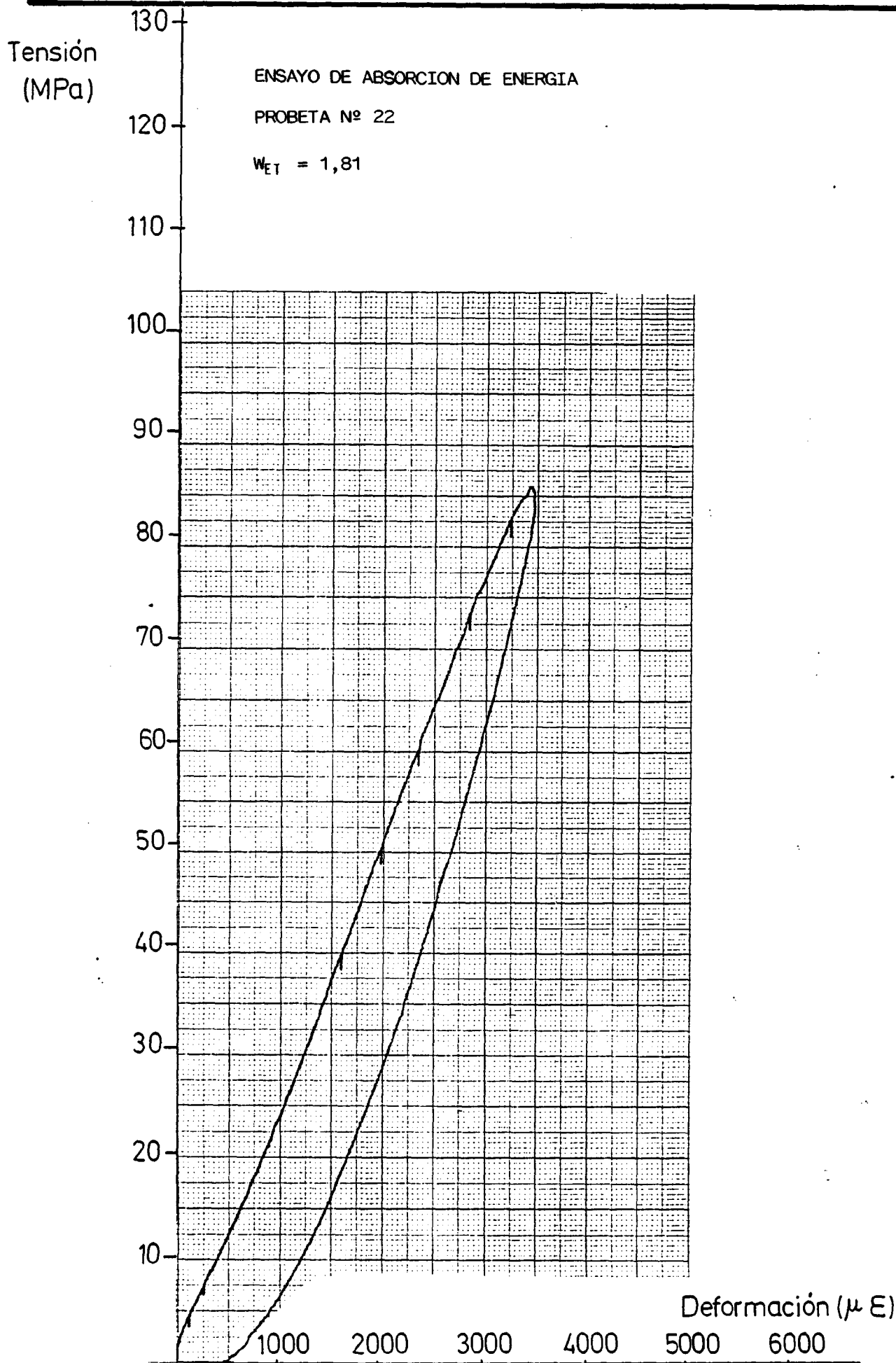
$w_{ET} = 3,17$









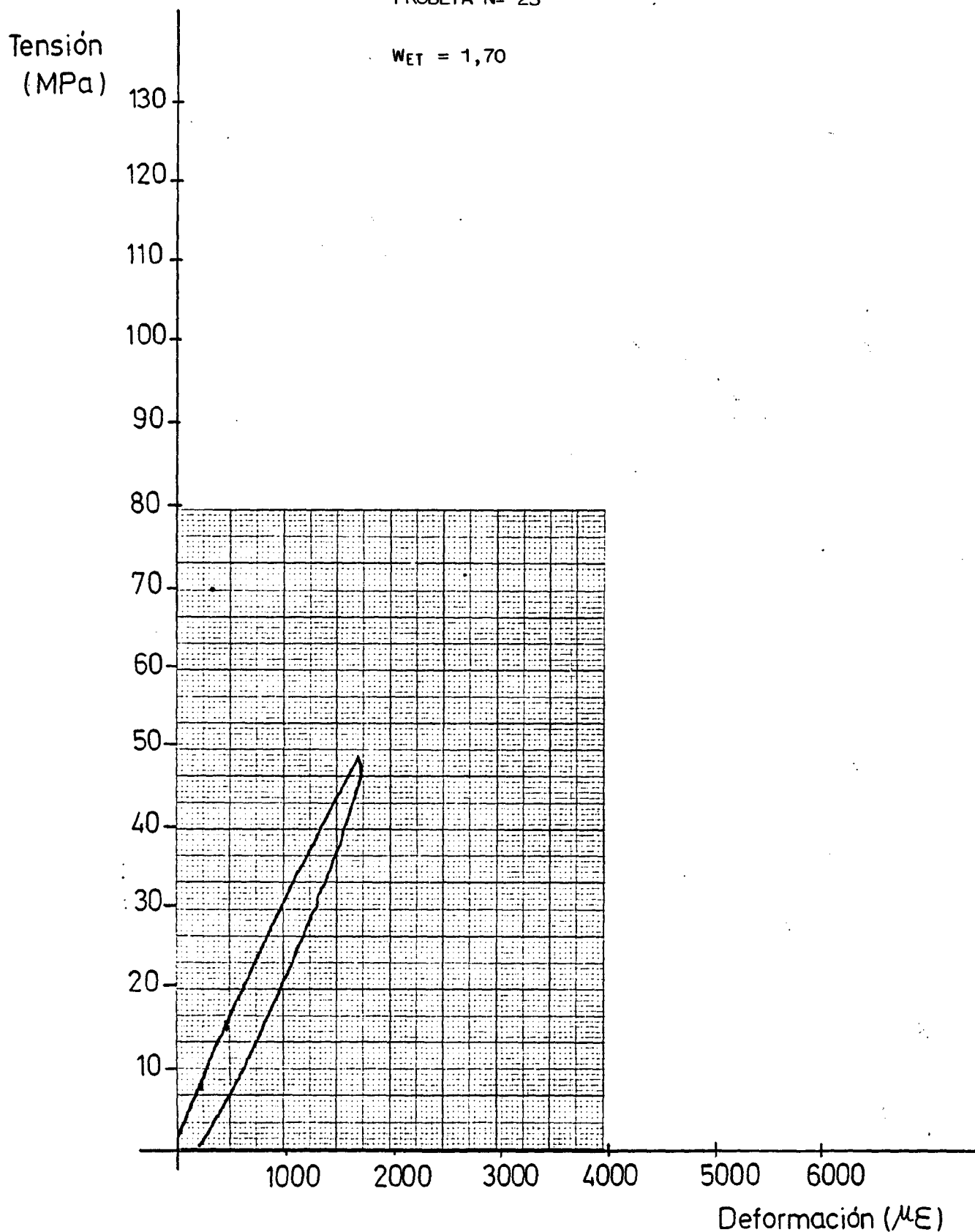


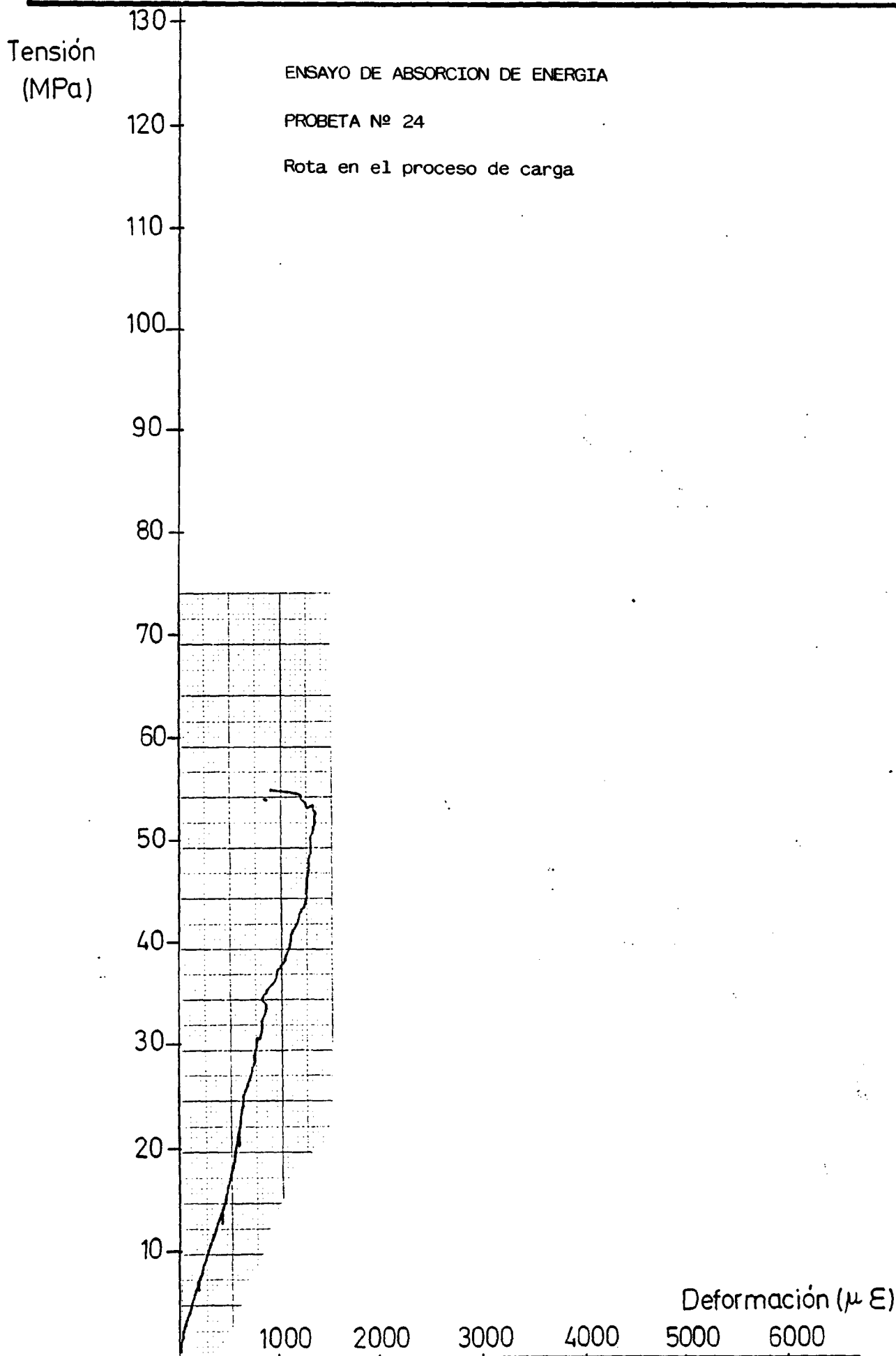


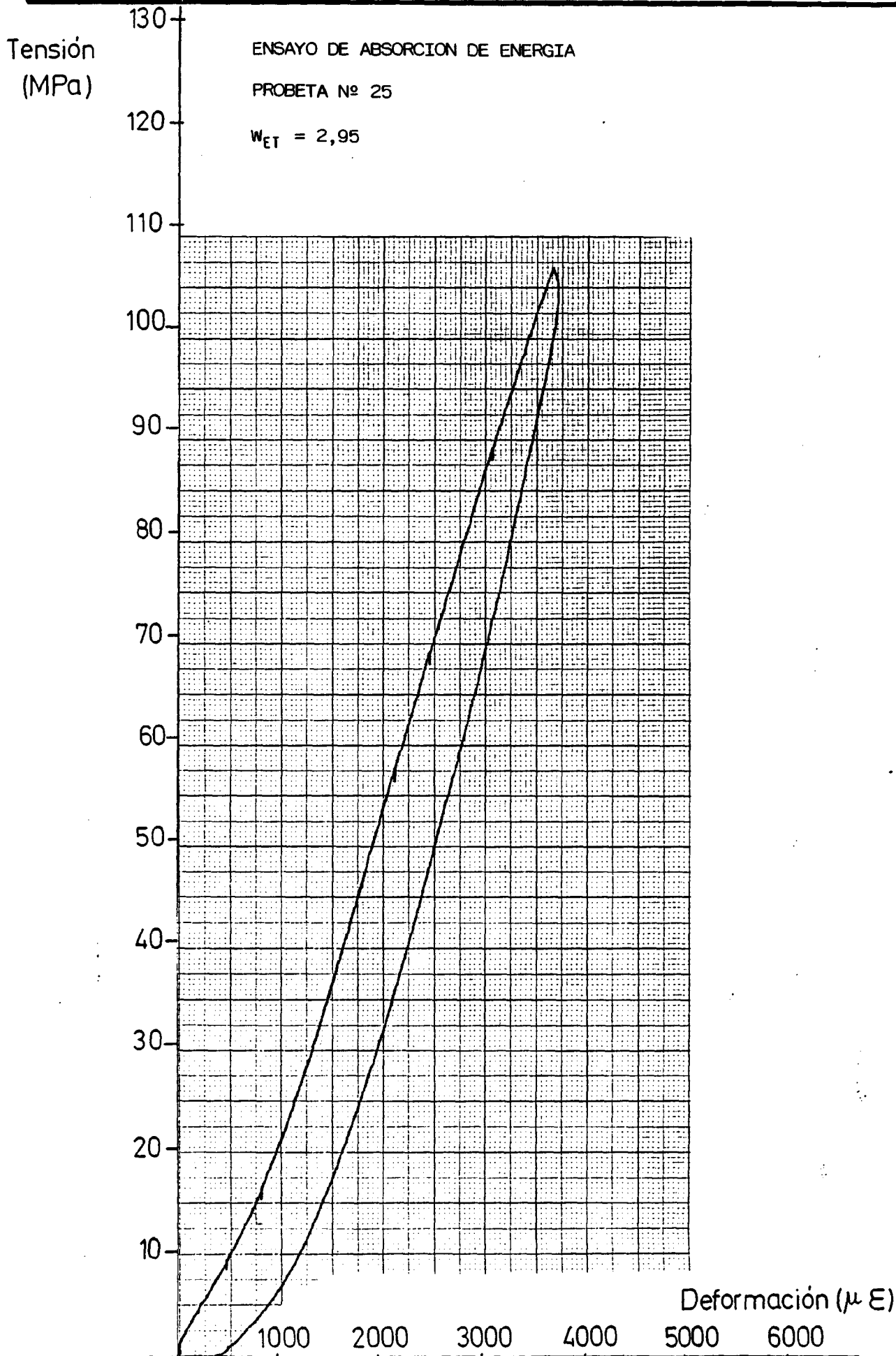
ENSAYO DE ABSORCION DE ENERGIA

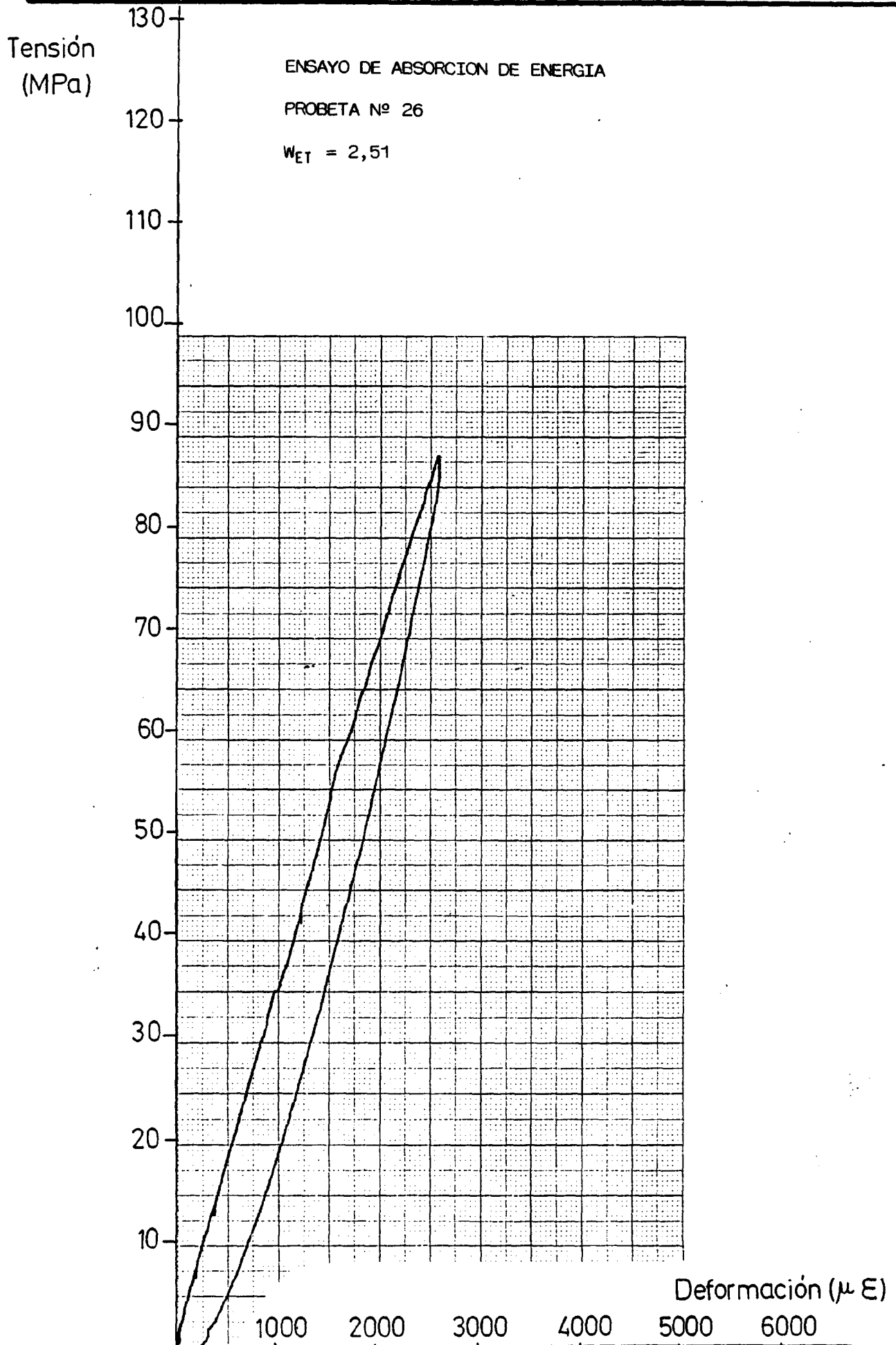
PROBETA Nº 23

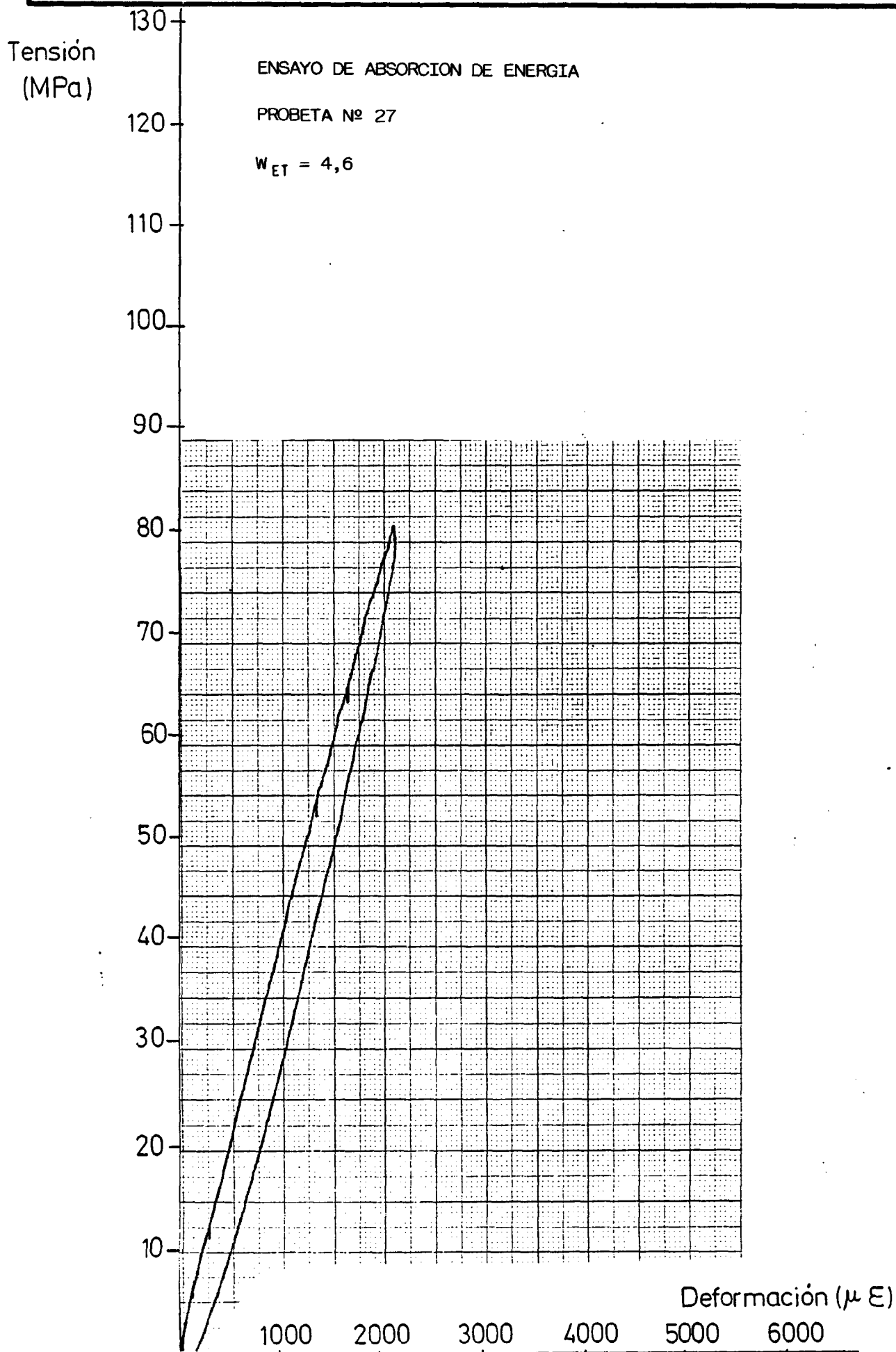
$W_{ET} = 1,70$

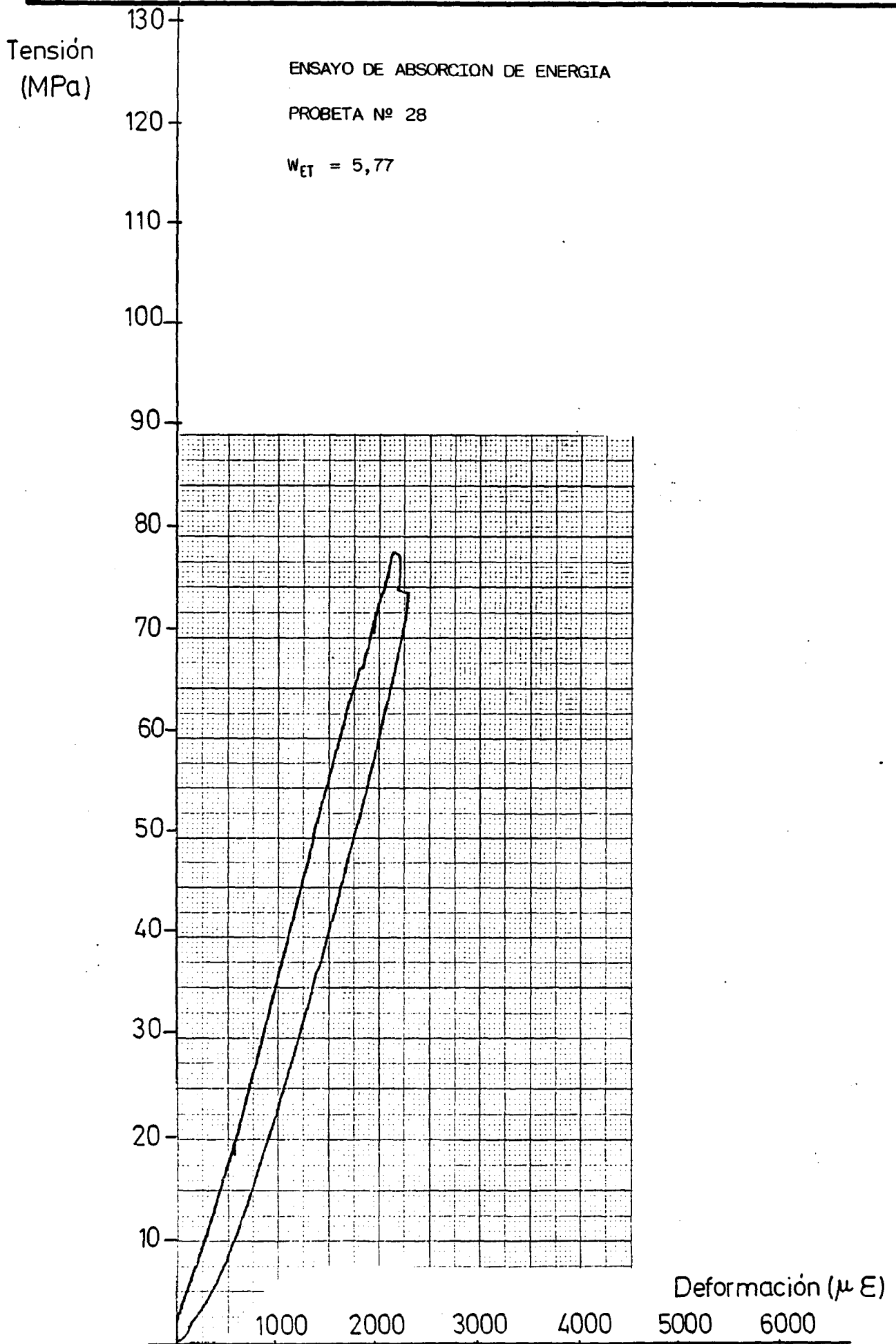










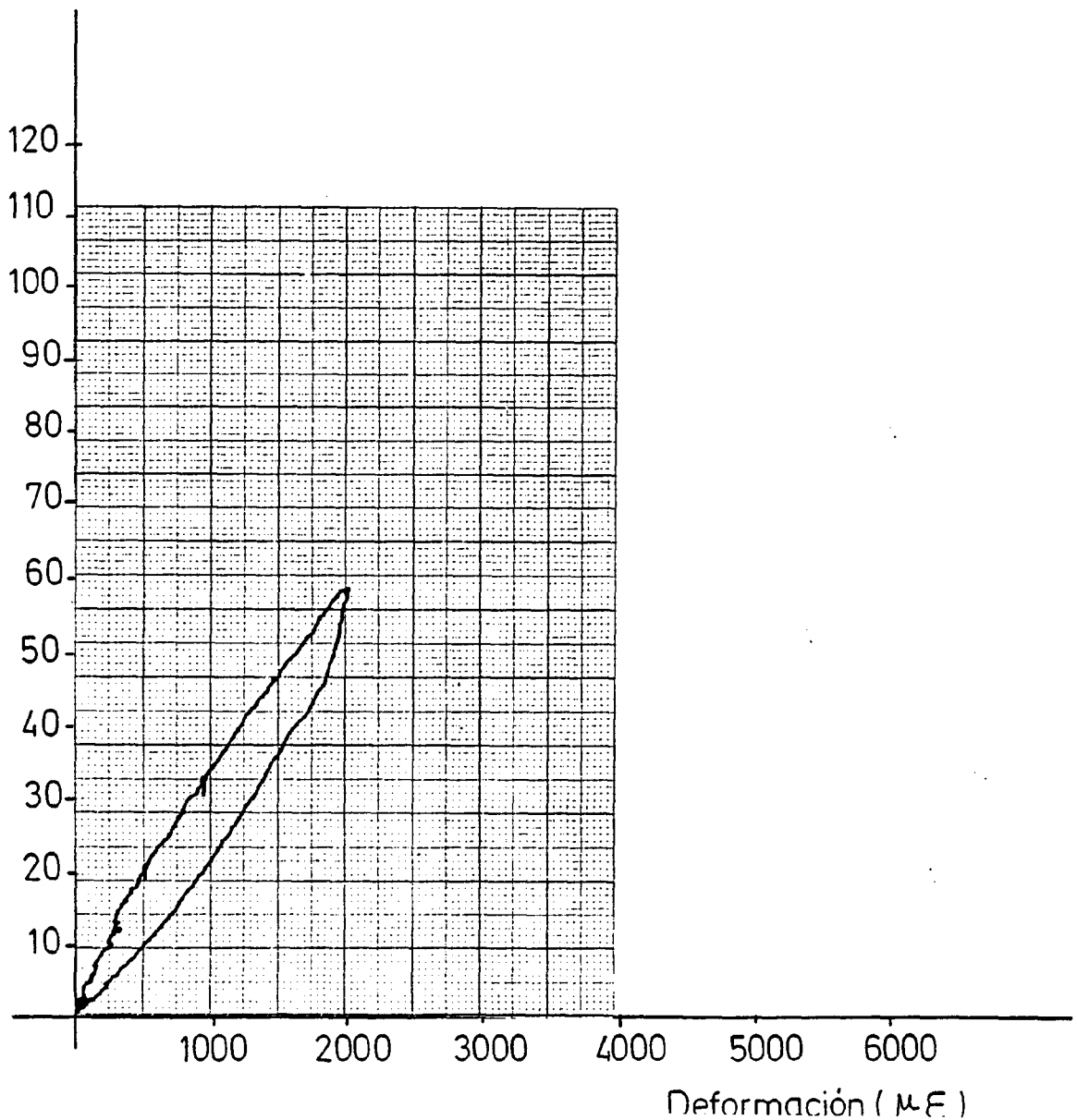




ENSAYO DE ABSORCION DE ENERGIA

PROBETA N ^o	29
WET	2,78

Tensión
(MPa)





ENSAYO DE ABSORCION DE ENERGIA

PROBETA N°	30
WET	2,24

Tensión
(MPa)

