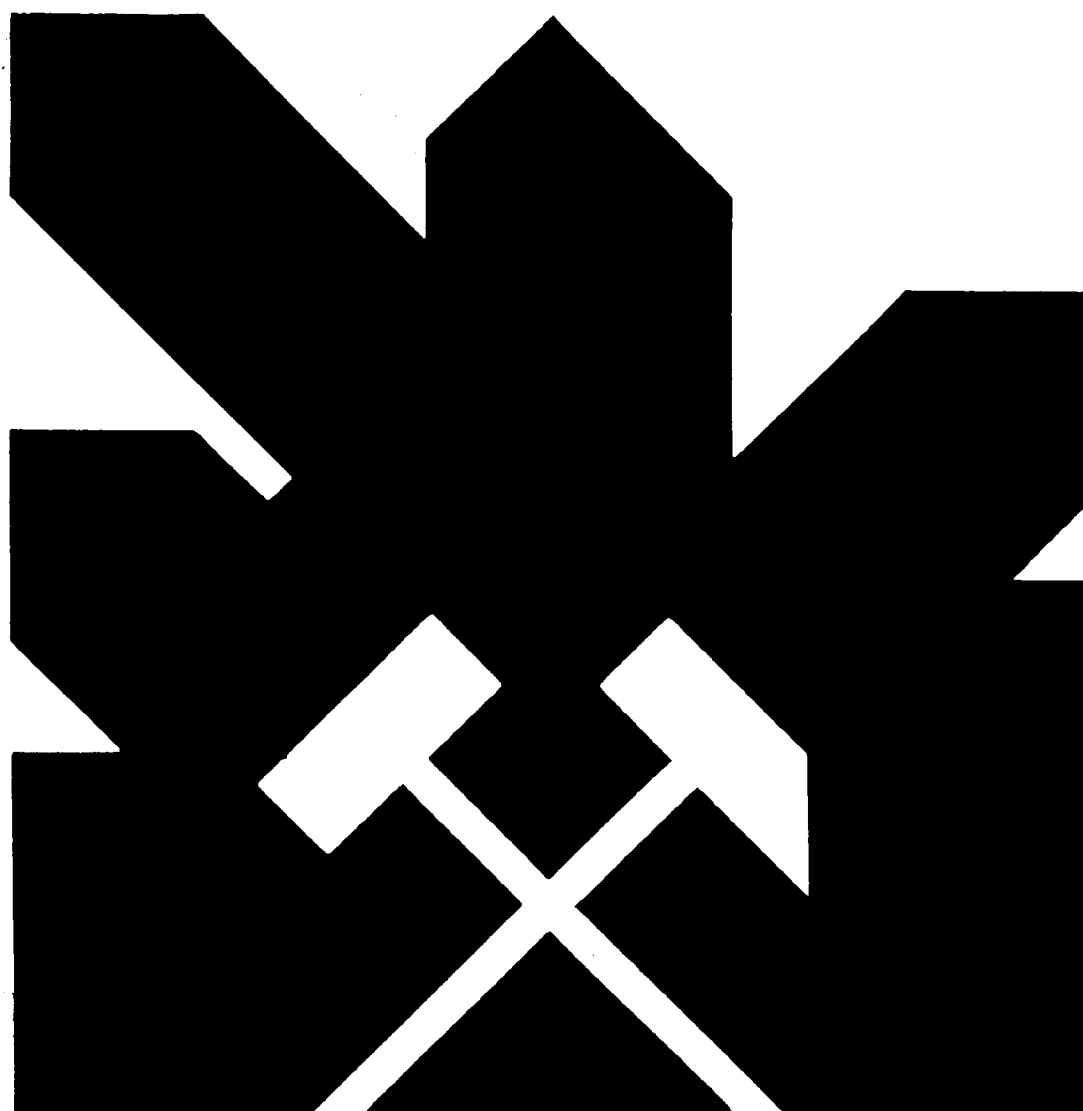


MINISTERIO DE INDUSTRIA Y ENERGIA
SECRETARIA DE LA ENERGIA Y RECURSOS MINERALES

DELIMITACION DE LAS CONDICIONES DE UTILIZACION
PARA LA APLICACION DE LAS TECNICAS DE SOSTENI-
MIENTOS ACTIVOS EN LA MINERIA ESPAÑOLA.

TOMO I : MEMORIA



INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA

00832

DELIMITACION DE LAS CONDICIONES DE UTILIZACION PARA LA APLICACION DE LAS TECNICAS DE SOSTENIMIENTOS ACTIVOS EN LA MINERIA ESPAÑOLA.

TOMO I : MEMORIA

DELIMITACION DE LAS CONDICIONES DE UTILIZACION PARA LA APLICACION DE LAS
TECNICAS DE SOSTENIMIENTOS ACTIVOS EN LA MINERIA ESPAÑOLA.

TOMO I : MEMORIA

SUMARIO

- 1.- INTRODUCCION.
- 2.- METODOLOGIA.
- 3.- ESTADO ACTUAL DE CONOCIMIENTOS EN MATERIA DE SOSTENIMIENTOS ACTIVOS.
 - 3.1 Tecnología del bulonaje.
 - 3.1.1 Bulones de anclaje puntual.
 - 3.1.1.1 Bulones de madera.
 - 3.1.1.2 Bulones de expansión.
 - 3.1.2 Bulones de anclaje repartido.
 - 3.1.2.1 Anclaje químico.
 - 3.1.2.1.1 Resinas poliester.
 - 3.1.2.1.2 Cemento.
 - 3.1.2.1.2.1 Sistema Perfo.
 - 3.1.2.1.2.2 Cargas de cemento.
 - 3.1.2.2 Anclaje mecánico.
 - 3.1.2.2.1 Split-Set.
 - 3.1.2.2.2 Swellex.
 - 3.1.2.3 Pernos de otros tipos.
 - 3.1.2.3.1 Bulones de poliester.
 - 3.1.2.3.2 Bulones de expansión inyectados.

3.1.3 Comparación de los principales tipos de bulones.

3.1.4 Placas de reparto.

3.2 Tecnología del hormigón proyectado.

3.2.1 Definiciones.

3.2.2 Características del hormigón proyectado.

3.2.2.1 Componentes.

3.2.2.1.1 Aridos.

3.2.2.1.2 Cemento

3.2.2.1.3 Agua.

3.2.2.1.4 Aditivos.

3.2.2.1.5 Armaduras.

3.2.2.1.6 Fibras de refuerzo.

3.2.2.2 Métodos de colocación.

3.2.2.3 Parámetros resistentes.

3.2.2.4 Adherencia.

3.2.3 Aspectos de utilización.

3.2.3.1 Rendimiento.

3.2.3.2 Rebote.

3.2.3.3 Preparación de las superficies.

3.2.3.4 Juntas.

3.3 Aplicaciones.

3.3.1 Concepto del sostenimiento.

3.3.1.1 Definiciones.

3.3.1.1.1 Sostenimiento y revestimiento.

3.3.1.1.2 Estructuras con distribución estática de tensiones.

3.3.1.1.3 Galerías sometidas al efecto de los tajos.

3.3.1.1.4 Terrenos con deformaciones tiempo-resistentes.

- 3.3.1.2 Comportamiento mecánico de las rocas.
 - 3.3.1.2.1 Comportamiento a compresión simple.
 - 3.3.1.2.2 Comportamiento al corte.
 - 3.3.1.2.3 Comportamiento a tracción.
 - 3.3.1.2.4 Comportamiento bajo cargas combinadas y criterios de rotura.
 - 3.3.1.2.5 Efecto escala.
 - 3.3.1.3 Interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento.
 - 3.3.1.3.1 Curvas características del terreno.
 - 3.3.1.3.2 Curvas características del sostenimiento.
 - 3.3.1.3.2.1 Hormigón proyectado.
 - 3.3.1.3.2.2 Bulones de anclaje puntual.
 - 3.3.1.3.2.3 Bulones de anclaje repartido.
 - 3.3.1.3.3 Presión de equilibrio.
 - 3.3.1.3.4 Efecto del tiempo.
 - 3.3.1.4 Criterios de sostenimiento.
 - 3.3.1.4.1 Sostenimiento de terrenos elásticos.
 - 3.3.1.4.2 Sostenimiento de terrenos elasto-plásticos.
 - 3.3.1.4.3 Sostenimiento de galdrías de explotación.
- 3.3.2 Efectos del bulonaje.
- 3.3.2.1 Rigidez del bulonaje.
 - 3.3.2.1.1 Rigidez axial.
 - 3.3.2.1.2 Rigidez al corte.
 - 3.3.2.2 Suspensión de terrenos.
 - 3.3.2.3 Formación de un arco con dovelas.
 - 3.3.2.3.1 Estudio aproximado por elementos finitos.
 - 3.3.2.3.2 Teoría de la estabilidad de un arco de dovelas bulonado.
 - 3.3.2.3.3 Bulonaje cerca de los paramentos.

- 3.3.2.4 Formación de vigas resistentes.
 - 3.3.2.4.1 Evaluación del refuerzo del techo.
 - 3.3.2.4.2 Pandeo de estratos.
- 3.3.2.5 Sujeción de bloques.
 - 3.3.2.5.1 Resistencia al corte de las discontinuidades bulonadas.
 - 3.3.2.5.2 Orientación óptima de los bulones.
- 3.3.2.6 Confinamiento de terrenos.
- 3.3.3 Efectos del hormigón proyectado.
 - 3.3.3.1 Efecto estructural.
 - 3.3.3.2 Prevención de la intemperización.
 - 3.3.3.3 Mantenimiento de la dilatación.
- 3.4 Cálculo de bulonaje y del hormigón proyectado.
 - 3.4.1 Cálculo de los parámetros resistentes.
 - 3.4.1.1 Métodos de cálculo.
 - 3.4.1.1.1 Refuerzo de bloques.
 - 3.4.1.1.2 Suspensión de estratos.
 - 3.4.1.1.3 Construcción de vigas en estratos no fisurados.
 - 3.4.1.1.4 Construcción de vigas en estratos fisurados.
 - 3.4.1.1.5 Cálculo del bulonaje y del hormigón proyectado por el método de las curvas características.
 - 3.4.2 Cálculo de parámetros geométricos.
 - 3.4.2.1 Orientación de los bulones.
 - 3.4.2.2 Diámetro de perforación.
 - 3.4.2.3 Volumen de mortero.
- 3.5 Control del bulonaje y del hormigón proyectado.
 - 3.5.1 Control de bulonaje.

3.5.1.1 Control de materiales.

3.5.1.1.1 Calidad del acero.

3.5.1.1.2 Calidad del mortero.

3.5.1.2 Control del esquema de bulonaje.

3.5.1.2.1 Perforación.

3.5.1.2.2 Orientación de los bulones.

3.5.1.2.3 Volúmen del mortero.

3.5.1.2.4 Capacidad portante.

3.5.1.3 Interacción entre el bulonaje y el macizo rocoso.

3.5.1.3.1 Llaves dinamométricas.

3.5.1.3.2 Células de carga.

3.5.1.3.3 Bulones extensométricos.

3.5.2 Control del hormigón proyectado.

3.5.2.1 Calidad de los materiales.

3.5.2.2 Toma de muestras "in situ".

3.5.2.3 Ensayos de laboratorio.

3.5.2.4 Ensayos de adherencia.

3.5.3 Sistema integral de control.

3.5.3.1 Fase de instrumentación.

3.5.3.2 Fase de explotación.

3.5.3.2.1 Previsión de convergencias.

3.5.3.2.2 Programa PRECONV.

3.5.3.3 Fase de decisión.

4.- UTILIZACION DEL BULONAJE Y HORMIGON PROYECTADO EN LA MINERIA ESPAÑOLA.

4.1 Encuesta sobre la utilización de sostenimientos activos en España.

4.2 Realizaciones de sostenimiento a base de pernos y hormigón proyectado en España.

4.2.1 Realizaciones en terrenos no sometidos a efectos de fluencia.

4.2.1.1 Galerías en roca.

4.2.1.2 Galerías en capa.

4.2.1.2.1 Galerías en capa con inclinación menor que 35°.

4.2.1.2.2 Galerías en capa con inclinación mayor que 35°.

4.2.1.2.3 Obras subterráneas.

4.2.2 Realizaciones en terrenos con efectos de fluencia.

4.2.2.1 Sostenimiento en las galerías profundas de Potasas de Navarra, S.A.

4.2.2.2 Galerías de 6ª Planta de Hulleras de Sabero y Anexas, S.A.

4.3 Criterios para la utilización de los sostenimientos activos.

5.- CONCLUSIONES.

6.- BIBLIOGRAFIA.

Anejo I : Listado del programa CABUBLO.

Anejo II : Listado del programa CABUSUS.

Anejo III : Listado del programa CABUVIG.

Anejo IV : Listado del programa CABUVIF.

Anejo V : Listado del programa CABUCUR.

Anejo VI : Listado del programa PRECONV.

Anejo VII : Formularios de respuestas de la encuesta técnica.

Anejo VIII : Resultados de la encuesta técnica.

DELIMITACION DE LAS CONDICIONES DE UTILIZACION PARA LA
APLICACION DE LAS TECNICAS DE SOSTENIMIENTOS ACTIVOS EN
LA MINERIA ESPAÑOLA.

1. INTRODUCCION.

Por resolución del INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA de fecha 27 de Julio de 1.983 se adjudicó, tras el correspondiente concurso público, la realización del proyecto de "DELIMITACION DE LAS CONDICIONES DE UTILIZACION PARA LA APLICACION DE LAS TECNICAS DE SOSTENIMIENTOS ACTIVOS EN LA MINERIA ESPAÑOLA" a GEOCONTROL, S.A.

El objetivo principal de este proyecto se concretaba en hacer un estudio sobre la posible aplicación de sostenimientos activos, bulonaje y hormigón proyectado, en las condiciones de la minería española y la razón fundamental para la realización de este proyecto estriba en el gran auge que han tenido este tipo de sostenimientos en la minería a nivel mundial y que, sin embargo, sólo ha tenido un reflejo parcial, hasta ahora, en la minería de nuestro país.

Con este documento GEOCONTROL, S.A. presenta los trabajos llevados a cabo y las conclusiones obtenidas en la realización de este proyecto, todo ello de acuerdo con el pliego de condiciones técnicas establecido por el IGME para este proyecto.

Hay que destacar que este proyecto no hubiera podido realizarse sin la colaboración desinteresada y eficaz de las empresas mineras que se relacionan a continuación y a las que deseamos expresar publicamente nuestro agradecimiento:

- + ANTRACITAS DEL BIERZO, S.A.
- + ANTRACITAS DE FABERO, S.A.
- + ANTRACITAS DE GAIZTARRO, S.A.
- + ASTURIANA DE ZINC, S.A.
- + CARBONES DE BERGA, S.A.
- + COMBUSTIBLES DE FABERO, S.A.
- + COPAREX MINERA, S.A.
- + ENDESA - ANDORRA DE TERUEL.
- + E.R.T. - POTASAS DE LLOBREGAT.
- + EXMINESA - MINA DE RUBIALES.
- + GARCIA SIMON E HIJOS, S.A.
- + HULLERAS DE SABERO Y ANEXAS, S.A.
- + HUNOSA.
- + MINAS DE ALMADEN, S.A.
- + MINAS DE ALMAGRERA, S.A.
- + MINAS DE FIGAREDO, S.A.
- + MINAS DE LA CRUZ, S.A.
- + POTASAS DE NAVARRA, S.A.
- + S.A. HULLAS DE COTO CORTES.

- + S.A. HULLERA VASCO-LEONESA
- + S.A. MINERA CATALANO ARAGONESA.
- + VICTORIANO GONZALEZ, S.A.

Así mismo deseamos expresar nuestro agradecimiento a D. Emilio Hidalgo Bayo, Dr. Ingeniero de Minas, de la División de Geología Aplicada a la Ingeniería del Instituto Geológico y Minero de España que, en su calidad de Director del Proyecto por parte del IGME, ha realizado importantes esfuerzos que han contribuido eficazmente en el desarrollo del proyecto.

También deseamos expresar nuestro agradecimiento a D. Francisco Javier Ayala Carcedo, Ingeniero de Minas, que ha contribuido positivamente en el enfoque de este trabajo y en su difusión dentro de la minería española.

Por último debemos agradecer las importantes aportaciones de los Técnicos que están trabajando en las Empresas mineras antes relacionadas, que han contribuido en gran medida a la realización de este trabajo.

2. METODOLOGIA.

Dado que el objetivo de este proyecto estriba en proporcionar un bagaje teórico y práctico que contribuya a la extensión de la utilización de las técnicas de sostenimientos activos en la minería española se han prestado especial atención en elaborar un documento de adecuado nivel que recoga tanto el estado actual de conocimiento sobre la materia como los resultados obtenidos en los ensayos del bulonaje y hormigón proyectado más importantes que se han realizado en la minería española.

Por ello se ha hecho una extensa recopilación bibliográfica, a nivel de artículos específicos, trabajos de investigación realizados en centros del extranjero y libros publicados sobre la materia lo cual ha permitido establecer un completo panorama del estado actual de conocimientos en materia de bulonaje y hormigón proyectado a nivel mundial. En particular hay que resaltar, por su actualidad, los numerosos trabajos presentados al INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROCK BOLTING que fue organizado en 1.983 por la UNIVERSIDAD DE LULEA (Suecia) en el que se presentaron numerosos trabajos técnicos sobre las aplicaciones del bulonaje que abarcaron tanto los aspectos teóricos como los de índole práctica.

Dado que la bibliografía manejada ha sido muy extensa se ha hecho un gran esfuerzo de síntesis e integración de tal forma que el documento final contenga la máxima información, con el adecuado nivel, pero que esté suficientemente estructurada y depurada para que pueda ser fácilmente utilizada por los usuarios potenciales.

De acuerdo con estas ideas la memoria final de este proyecto está dividida en dos partes claramente diferenciadas. En la primera se ofrece el estado actual de conocimientos sobre el tema estructurado en los siguientes grandes apartados:

- Tecnología del bulonaje.
- Tecnología del hormigón proyectado.
- Concepto del sostenimiento.
- Efectos del bulonaje.
- Efectos del hormigón proyectado.
- Métodos de cálculo.
- Métodos de control.

Con objeto de que los métodos de cálculo y de control del bulonaje y hormigón proyectado puedan manejarse con los medios informáticos, que ahora están tan extendidos, se ha puesto a puntos dos programas de ordenador que están perfectamente definidos y pueden utilizarse, sin grades dificultades, en la mayoría de los ordenadores personales existentes en el mercado.

La segunda parte está dedicada a recoger las experiencias habidas en España en materia de bulonaje y hormigón proyectado así como a delimitar las posibilidades de aplicación de éstas técnicas en las condiciones particulares de la minería española. Esta segunda parte del proyecto se basa en una encuesta técnica que se ha realizado en las principales empresas mineras españolas que han utilizado tanto el bulonaje como el hormigón proyectado.

La información obtenida en esta encuesta ha sido adecuadamente analizada y, en base a los resultados obtenidos, se ha elaborado un manual de utilización que contiene cincuenta preguntas claves cuyas respuestas permiten esclarecer los aspectos más importantes de la utilización de los sostenimientos activos y facilitarán notablemente la extensión del bulonaje y hormigón proyectado en la minería española tanto metálica como sedimentaria.

3. ESTADO ACTUAL DE CONOCIMIENTOS EN MATERIA DE SOSTENIMIENTOS ACTIVOS.

Los trabajos realizados dentro de este proyecto de investigación aplicada han permitido establecer las condiciones que deben respetarse para la correcta utilización de los sostenimientos activos en la minería española clasificando las posibilidades de utilización a la luz de los ensayos realizados en distintas minas en los últimos años.

Para facilitar la utilización de la información recogida en este trabajo se ha estructurado el estado actual de conocimientos atendiendo a los siguientes conceptos:

- Tecnología del bulonaje.
- Tecnología del hormigón proyectado.
- Aplicaciones del bulonaje y hormigón proyectado.
- Cálculo del bulonaje y hormigón proyectado.
- Control del bulonaje y hormigón proyectado.
- Criterios de utilización.

3.1 Tecnología del bulonaje.

Los componentes de un bulón, tal como se ilustra en la Fig. Nº 1, están constituidos por: sistema de anclaje, varilla o perno propiamente dicho y placa de base.

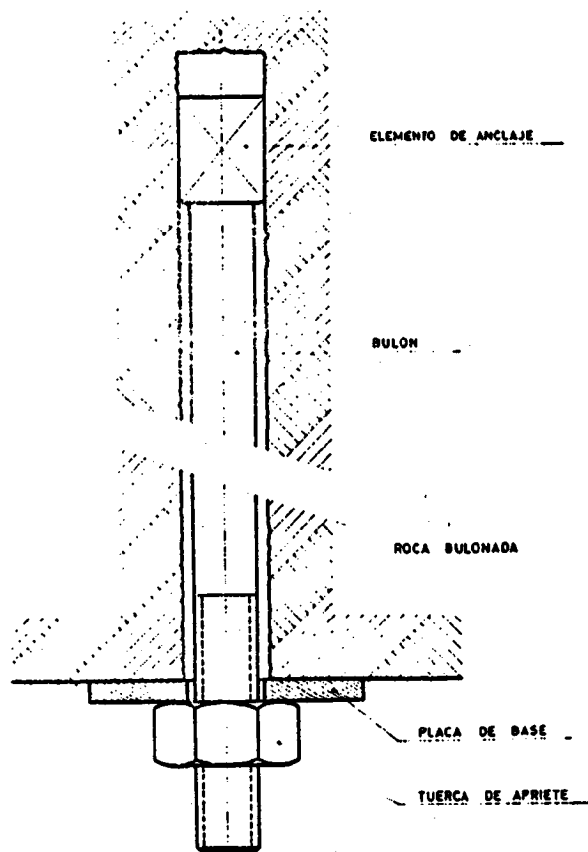


FIG. Nº 1 ELEMENTOS DE UN BULON. (CELADA 1.978)

Tradicionalmente el sostenimiento mediante bulones se divide en dos grandes grupos según que se consiga un anclaje puntual localizado en el extremo interior del perno o según que el anclaje se realice a lo largo de toda la longitud del perno. En la descripción tecnológica del bulonaje se mantendrá esta diferenciación y se hará referencia exclusivamente a los materiales disponibles en España dado el eminente sentido de aplicación de este trabajo.

3.1.1 Bulones de anclaje puntual.

En este tipo de bulones el elemento de anclaje es un sistema mecánico situado siempre en el extremo interior del bulón. Estos fueron los primeros bulones utilizados a escala industrial y su empleo data de la década de los 50. A pesar del tiempo transcurrido algunos tipos todavía resultan interesantes.

Las características comunes a estos tipos de bulones son:

- Sensibilidad al diámetro del taladro.- Dado que el anclaje se consigue por la acción de un sistema mecánico sobre las paredes del taladro el diámetro de éste debe ser estrictamente controlado pues un leve exceso disminuye fuertemente las características resistentes.
- Importancia de la placa base.- En estos tipos de bulones el anclaje es imposible sin que actúe la placa base y al colocarla es prácticamente necesario ponerla en carga mediante una llave de aprete.
- Flexibilidad.- Los bulones de anclaje puntual son muy deformables ya que el alargamiento de estos bulones lo soporta la barra del bulón y los aceros comerciales admiten alargamientos repartidos del orden del 10%. Esto hace que estos bulones sean apropiados para sostener terrenos muy deformables.

3.1.1.1 Bulones de madera.

Estos bulones tienen "a priori" unas limitaciones grandes en lo que concierne al esfuerzo que pueden soportar limitaciones que se derivan de la materia prima con que son fabricados y del tipo de anclaje conseguido, sin embargo, poseen unas ventajas grandes que los hace muy utilizables en determinados casos.

Los bulones de madera está formados por una vara de 30 a 60 mm. de diámetro que posee dos hendiduras en los extremos, tal como se ilustra en la Fig. N° 2. En estas hendiduras, con una longitud de 150 a 350 mm. se incrustan sendas cuñas que permiten, por frotamiento, anclar el perno en los extremos externos e internos del barreno. El barreno que aloja al perno suele tener un diámetro comprendido entre 40 y 70 mm. La madera con que se construye el perno debe estar completamente seca, pues de lo contrario, al ir secándose, se produce una disminución del diámetro con una importante pérdida de tensión. En la Fig. 3 se muestra la curva característica de uno de estos pernos, hecho con madera de haya. La expresión analítica de la curva característica de uno de estos pernos, según KONOPKO y VACHA (1.966), está dada por la expresión:

$$Z_s = 32,34 (1,36 P - 1)^{0,34} \quad (1)$$

donde Z_s es el deslizamiento, en mm. y P la carga en toneladas. La tensión inicial se obtiene por percusión y varia entre 0,8 y 2 t, según el diámetro del perno.

Los ensayos realizados en laboratorio han mostrado que las mejores condiciones de trabajo se obtienen cuando el diámetro del bulón es muy próximo al del barreno, pues incluso se han realizado ensayos colocando el perno con un diámetro muy próximo al del barreno, sin cuña, y ha sido necesario un esfuerzo de tracción de 1 t para extraerlo.

Por otra parte al ser el diámetro del perno muy próximo al del barreno es posible utilizar una cuña con un ángulo en el vértice muy pequeño, consiguiéndose así una mayor superficie de fricción, en este caso la fuerza necesaria para ponerlo en carga puede ser menor y la cabeza se deforma menos.

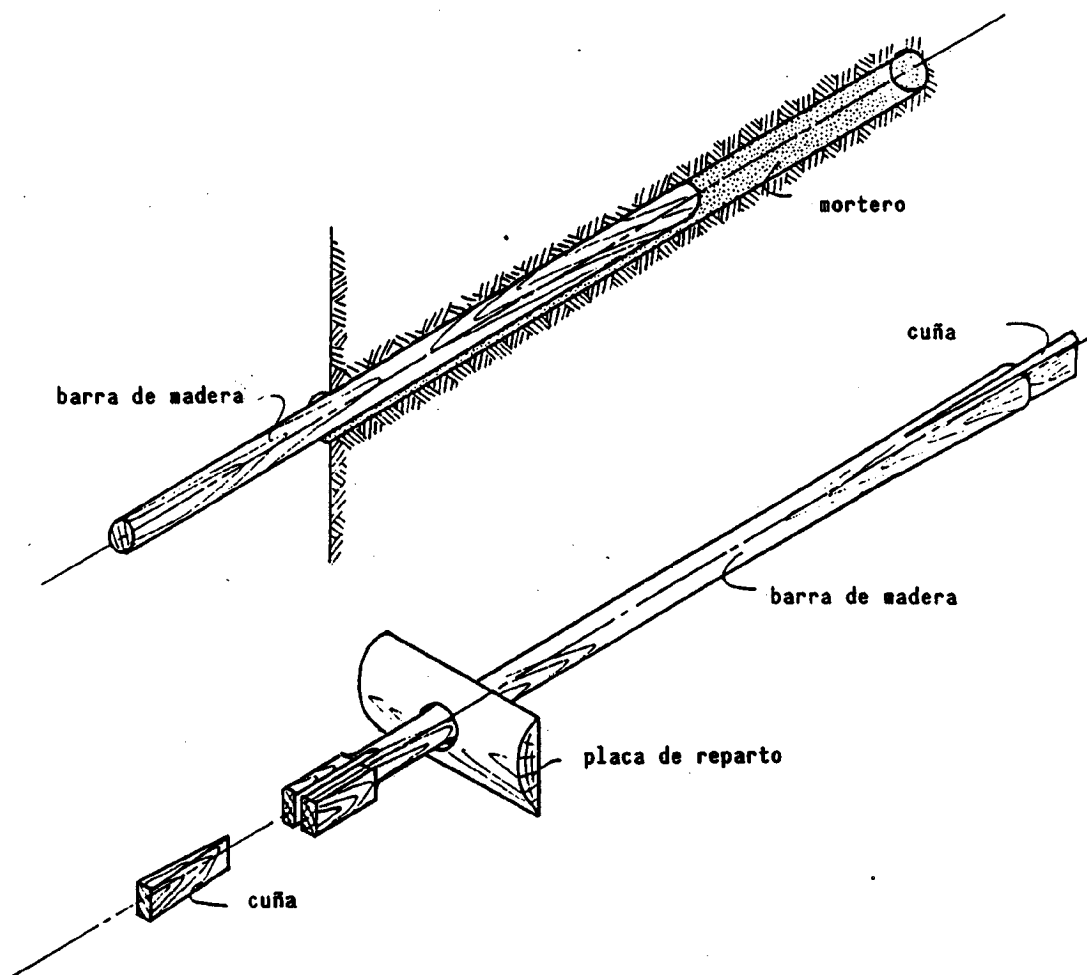
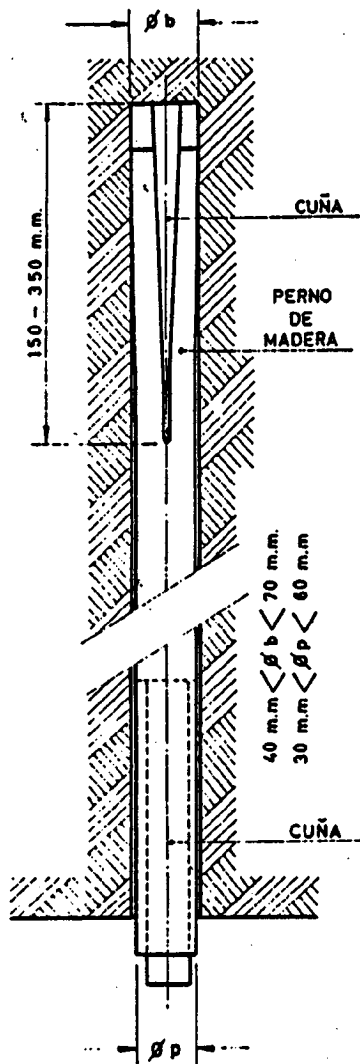
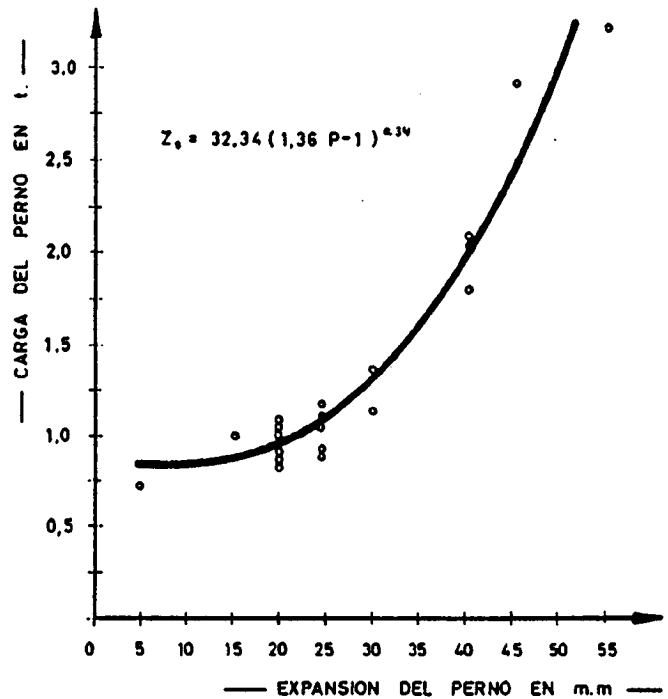


FIG. Nº 2 BULONES DE MADERA. (HOEK Y BROWN, 1.980)



a). Características del perno de madera.



b). Curva esfuerzo-deslizamiento del perno de madera.

FIG.Nº 3 CARACTERISTICAS DE UN PERNO DE MADERA. (KONOPCO, 1.966)

3.1.1.2 Bulones de expansión.

Los bulones de cuña poseen cualidades muy estimables y pueden ser empleados con éxito en muchos trabajos; pero las limitaciones que hemos señalado hace incomoda su utilización. Los pernos de expan-

sión han corregido, en principio estas limitaciones por lo que su uso se ha extendido bastante coexistiendo en la actualidad con los bulones de anclaje repartido, en numerosas aplicaciones.

El sistema de anclaje de los pernos de expansión se basa en el principio que se ilustra en la Fig. 3 bis. En esencia el anclaje se consigue a través de una cuña que penetra entre varias piezas móviles, llamadas conchas, que constituyen la cabeza de anclaje.

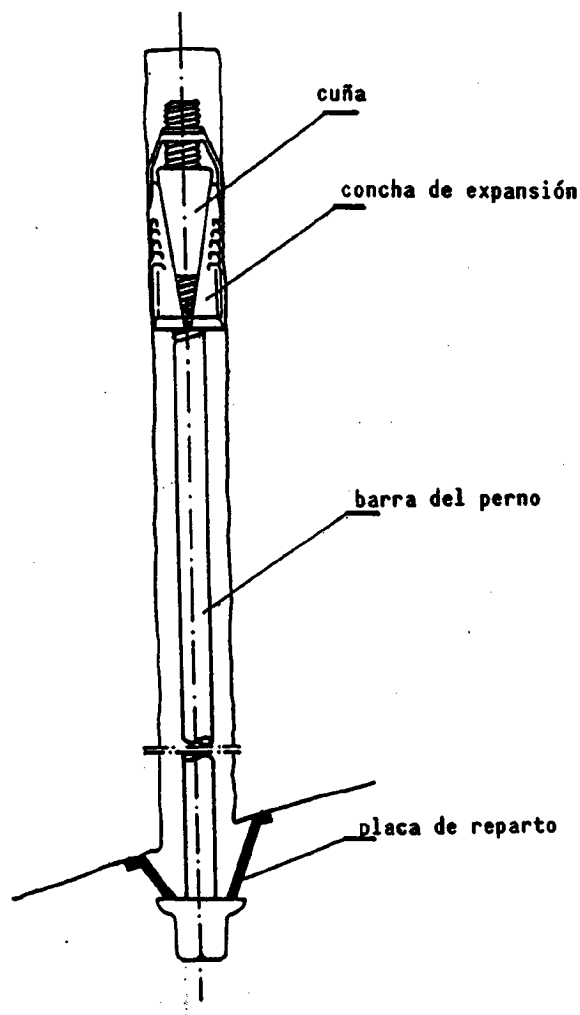


FIG. N° 3 bis COMPONENTES DE UN PERNO DE EXPANSION. (KONOPCO, 1.966)

En la Fig. Nº 4 se ilustra la realización práctica de un bulón de anclaje puntual con cabeza de expansión comercializado en España.

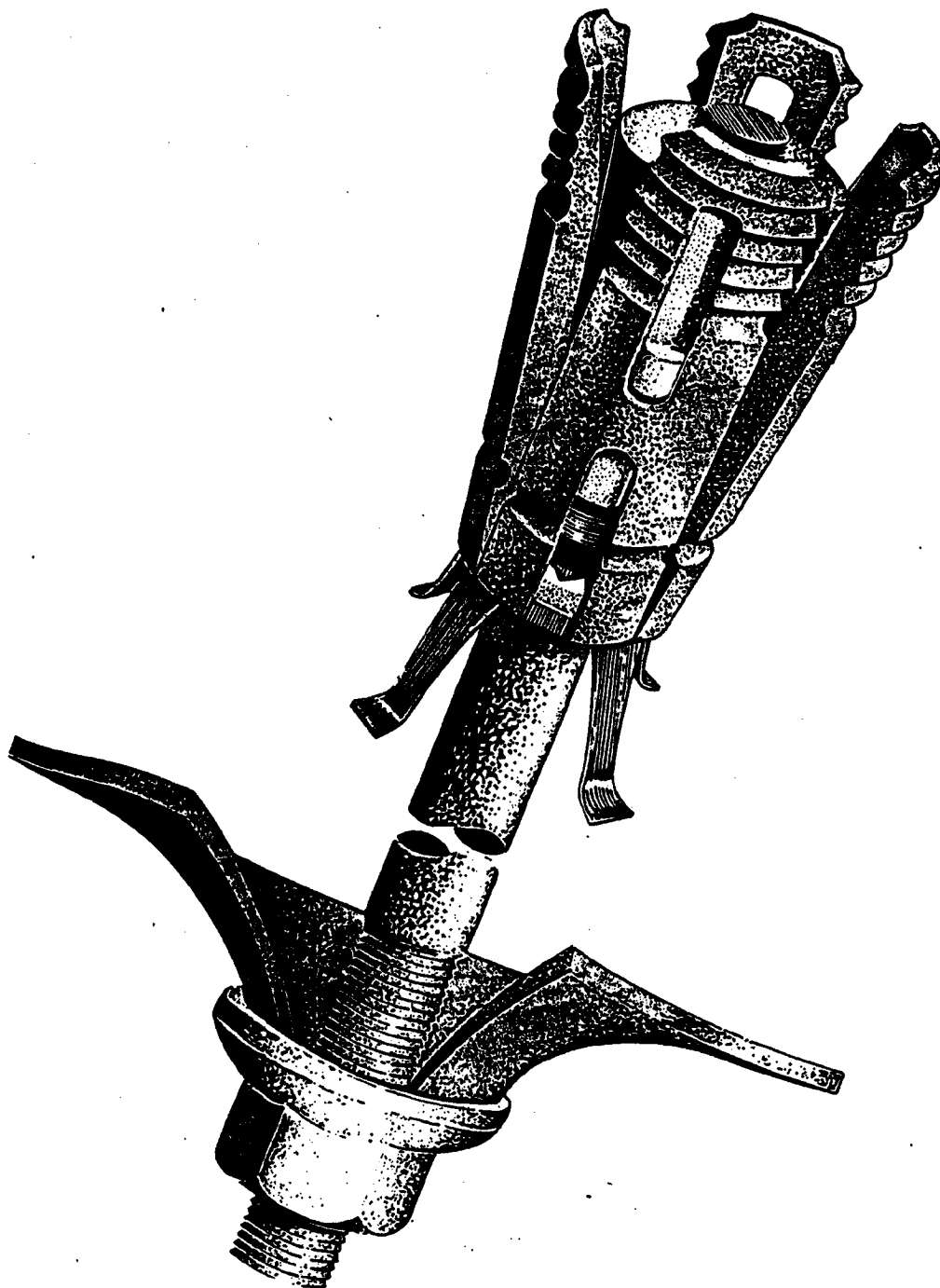


FIG. Nº 4 PERNO DE EXPANSION.

Los bulones de expansión se consiguen utilizando en algunos casos debido a las siguientes razones:

- Existe la posibilidad de volver a recuperar los bulones colocados, ya que esto se consigue con solo aflojar la tuerca de apriete.
- Se ha conseguido una mecanización total de la colocación de este tipo de pernos, debido, fundamentalmente, a que solamente se necesita para ello un movimiento de rotación.
- El bulón puede anclarse en cualquier punto del barreno y no es necesario extremar el cuidado en la perforación para conseguir que la cabeza esté exactamente en el fondo del barreno como ocurría con los pernos de cuña.
- El anclaje es mucho más seguro ya que la superficie de contacto de la concha de expansión con las paredes del barreno es mucho mayor que en el caso de pernos de cuña.
- No es necesario perforar el barreno con un diámetro tan preciso como en el caso de los pernos de cuña, aunque hay que atenerse a ciertos límites.

Entre sus inconvenientes solamente podemos destacar tres:

- Proporcionan una tensión limitada que raramente sobrepasa las 12 t.
- Es muy difícil conseguir un buen anclaje en el caso de rocas blandas o descompuestas.
- En algunas condiciones la estabilidad del anclaje se ve seriamente perjudicada con el paso del tiempo.

3.1.2 Bulones de anclaje repartido.

Los bulones de expansión no pueden ser utilizados en cualquier tipo de roca debido a la dificultad de garantizar el anclaje en rocas muy fracturadas. Por otra parte la calidad del anclaje depende esencialmente de la buena calidad de la placa de base. Por otro lado la carga que se consigue con los anclajes de expansión es, generalmente, mucho menor que la resistencia de acero de la barra.

Estas dificultades se han eliminado en gran medida con los bulones de anclaje repartido en los que el anclaje se consigue a lo largo de toda la superficie lateral del perno.

Los bulones de anclaje repartido fueron puestos a punto a mediados de la década de los 60 y desde entonces se han expandido espectacularmente debido a las siguientes ventajas que reporta su utilización:

- Posibilidad de anclaje en terrenos fracturados pues aunque sea necesario emplear mayor cantidad de mortero, la viscosidad de éste hace difícil que se escape totalmente por las fracturas.
- Persistencia del anclaje en el tiempo los morteros utilizados son absolutamente inertes y por lo tanto muy estables a lo largo del tiempo sin que se haya podido medir una caída de tensión a lo largo de los ensayos realizados durante más de diez años.
- Independencia de la placa base que con el anclaje repartido pasa a desempeñar un papel secundario ya que aunque desaparezca, se sigue ejerciendo un efecto de anclaje importante.
- Disminución del movimiento relativo de estratos dado que el anclaje se realiza a lo largo del barrenado se consigue una cierta solidarización de los distintos estratos del techo dificultando sus movimientos con lo cual se aumentan sus características resistentes.

Los bulones de anclaje repartido pueden clasificarse en dos grandes grupos: los que consiguen el anclaje mediante el fraguado de un producto químico y los que el anclaje se realiza por un efecto mecánico a lo largo de toda la longitud del perno.

3.1.2.1 Anclaje químico.

El anclaje químico de los bulones de anclaje repartido se consigue actualmente por la polimerización de resinas sintéticas o simplemente por el fraguado de un mortero de cemento.

3.1.2.1.1 Resinas

En la actualidad pueden utilizarse para estos fines tres productos distintos: Poliuretanos, Resinas Epoxy y Poliesteres.

Los Poli-uretanos deben ser desechados por su toxicidad, que impide su utilización en ambientes cerrados. Por otro lado, debido a los isocianatos que contienen, en presencia de agua, producen inmediatamente CO_2 , formandose una masa esponjosa que no es apropiada para el anclaje.

Las resinas Epoxy satisfacen todos los requerimientos enunciados y, respecto al Poliester, tienen mejores propiedades mecánicas. Sin embargo presentan un grave inconveniente: su precio es dos a tres veces superior al del poliester. Por eso las resinas Epoxy no se utilizan para anclar bulones sino como material para realizar trabajos especiales de consolidación en edificios y monumentos artísticos.

Universalmente las resinas de poliéster que se emplean en bulonaje están envasadas en unas "salchichas" de plástico, cristal o papel que suelen tener entre 25 y 35 mm. de diámetro y una longitud comprendida entre 30 cm. y 80 cm.

La primera resina poliéster operacional fue creada en 1.958 por el STEINKOHLBERGBAUVEREIN.

Las resinas comercializadas están compuestas habitualmente por los siguientes productos:

- a/ Un poliéster disuelto en monomero.
- b/ Un catalizador y un acelerador.
- c/ Un material inerte de relleno.

Los poliésteres se producen a partir de tres grupos de compuestos:

- 1. Glicoles - propileno.
- 2. Acido orto-aftálico, iso-aftálico, adípico.
- 3. Acido málico, fumárico.

Una vez manufacturados los poliésteres tienen el aspecto de un plástico que es sólido a temperatura normal. Para obtener la resina se disuelve el poliéster en un monómero, siendo el más utilizado el estireno ($\text{CH}_2 = \text{CH} - \text{C}_6 \text{H}_5$), aunque también pueden utilizarse el etileno y ácido acrílico.

Una vez disuelto, el producto resultante es una pasta con las siguientes características:

Contenido en monómero	30%
Acidez	30 mg, KOH/g
Viscosidad	15 poises
Densidad	1,13 g/cm ³

La resina es estable porque se le añaden, además, unos agentes inhibidores para evitar su polimerización durante el almacenamiento.

La polimerización de la resina se realiza en presencia de un catalizador que proporcione radicales libres. Normalmente se utilizan peróxidos orgánicos aunque tienen el inconveniente de ser compuestos inestables. En condiciones normales la velocidad de polimerización es muy lenta y para evitar este inconveniente se utiliza un acelerador. Normalmente se utilizan dos sistemas catalizador y acelerador:

1. Peróxido de metil-etil-cetona y cobalto como acelerador.
2. Peróxido de benzoilo con dimetil-anilina como acelerador.

Variando adecuadamente la proporción de catalizador-acelerador se obtiene un tiempo de fraguado de la resina que varía entre pocos minutos y 10 horas.

La reacción de fraguado es exotérmica, aumentando la temperatura desde 25° hasta 150°.

En la práctica para reducir la temperatura de fraguado y para gastar menos resina, se añade a la resina un material inerte de relleno. Se suele utilizar normalmente polvo de talco, caliza, barita, cuarzo, amiantos y arena.

En los cartuchos comerciales la resina y el catalizador se encuentran envasados en compartimentos diferentes para prevenir las reacciones de polimerización durante el almacenaje. Consecuentemente esto exige que para la realización práctica del anclaje se deban poner íntimamente en contacto la resina y el catalizador.

Esto se consigue mediante la rotación del propio perno durante su colocación que, tal como se ilustra en la Fig. Nº 5. Debe tenerse en cuenta que la colocación de los pernos anclados con resina exige la utilización de dos herramientas una para perforar el taladro donde se aloja el perno y la otra para conseguir la rotación del perno, con una velocidad mínima de giro de 100 r.p.m., que permita la mezcla de resina y catalizador.

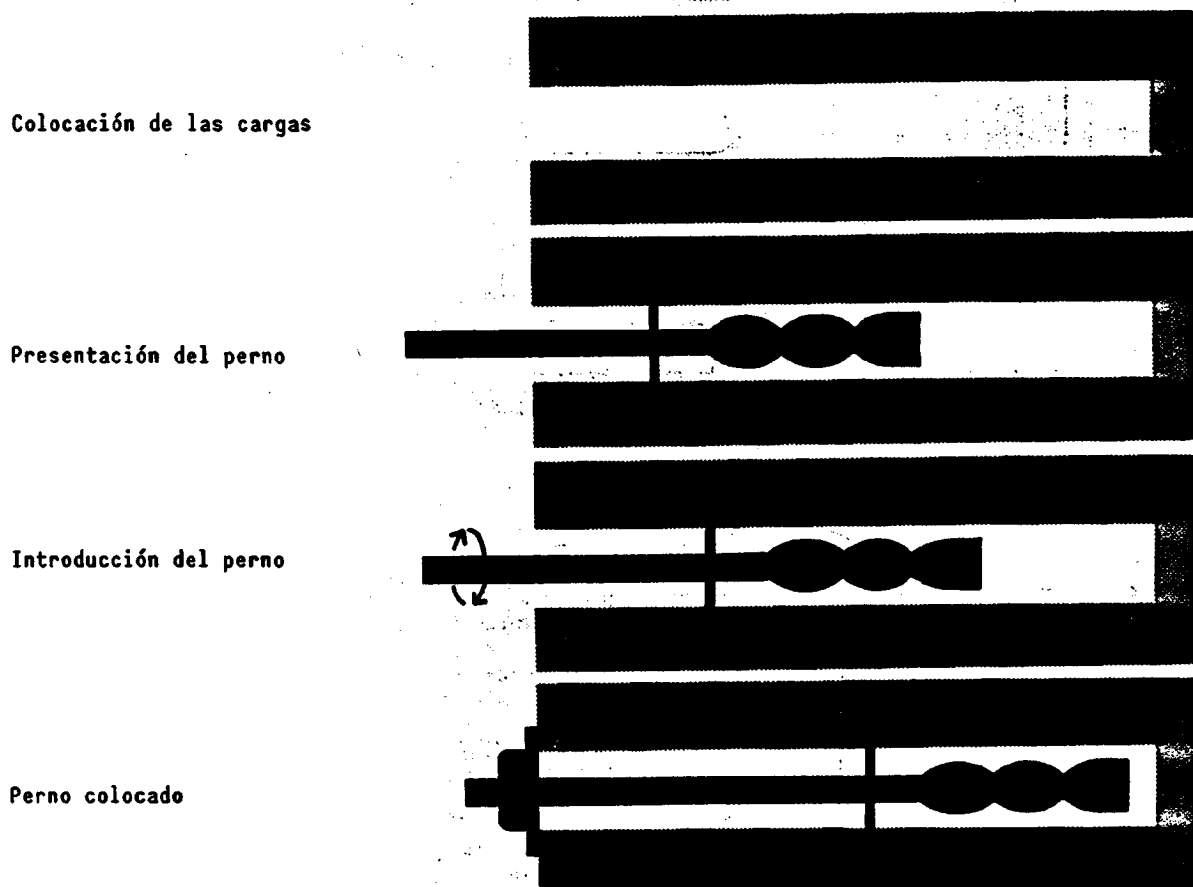


FIG. Nº 5 COLOCACION DE PERNOS ANCLADOS CON RESINA.

En general la probabilidad de obtener un anclaje correcto utilizando cartuchos de resina es muy elevada y, salvo defectos de fabricación, suele superar el 95%.

Una vez alcanzado el fraguado, la resina comercial suele tener estas características:

- Módulo de Young 12.900 MPa
- Resistencia a la tracción 20 - 25 MPa
- Resistencia a compresión simple 90 - 130 MPa
- Adherencia 4 - 6 MPa
- Aumento de temperatura en el fraguado 90 - 130° C

Por otra parte hay que tener presente que las reacciones de polimerización llevan consigo una retracción lineal comprendida entre el 0,8 y el 10%. Esto, unido a la fisuración natural del terreno, hace que en la práctica sea conveniente utilizar un volumen de resina superior en un 15% al volumen teórico que existe en el interior del taladro una vez colocado el perno.

Habitualmente se considera correcto que el diámetro del taladro exceda al diámetro del perno en una cantidad comprendida entre 6 y 10 mm.

Aunque se han puesto algunos reparos a la durabilidad de los anclajes realizados con cargas de resina, por ejemplo no son admitidas en la construcción de centrales nucleares en Suecia, existen experiencias que garantizan la efectividad del anclaje durante más de 15 años. Tal es el caso de los ensayos realizados en las minas de hierro de Lorena y en CHARBONNAGES de FRANCE, PIGNON y FIGUET (1.981) y en España en HUNOSA y POTASAS DE NAVARRA, CELADA (1.984).

3.1.2.1.2 Cemento.

La técnica del anclaje de pernos por medio de cemento consiste en colocar una barra de acero dentro de un barreno perforado en la roca y rellenar el espacio anular existente con una lechada o mortero de cemento que, al fraguar, produce el anclaje del conjunto a lo largo de toda la superficie del barreno.

La técnica a seguir es muy similar en casi todos los casos; únicamente existen diferencias en la forma de introducir el mortero en el interior del taladro. Antiguamente se empleaba un método que consistía en una auténtica inyección del mortero pero hoy en día, para pernos de longitud inferior a 4 m., esta operación es antieconómica y ha sido sustituida por el método PERFO o por los cartuchos de cemento.

3.1.2.1.2.1 Método Perfo.

El método Perfo fue desarrollado en Escandinavia y se utiliza con cierta profusión en el sostenimiento de excavaciones subterráneas. El método Perfo consiste en introducir el mortero de cemento por medio de dos semicilindros de chapa que están perforados y, que una vez rellenos, se atan con un alambre para introducirlos en el taladro. Posteriormente se coloca el perno que, al introducirse en la armadura Perfo, extruye el mortero de cemento que rellena el volumen restante en el taladro.

En la Fig. N° 6 se ilustra claramente la metodología a seguir en la colocación de un perno por el sistema Perfo.

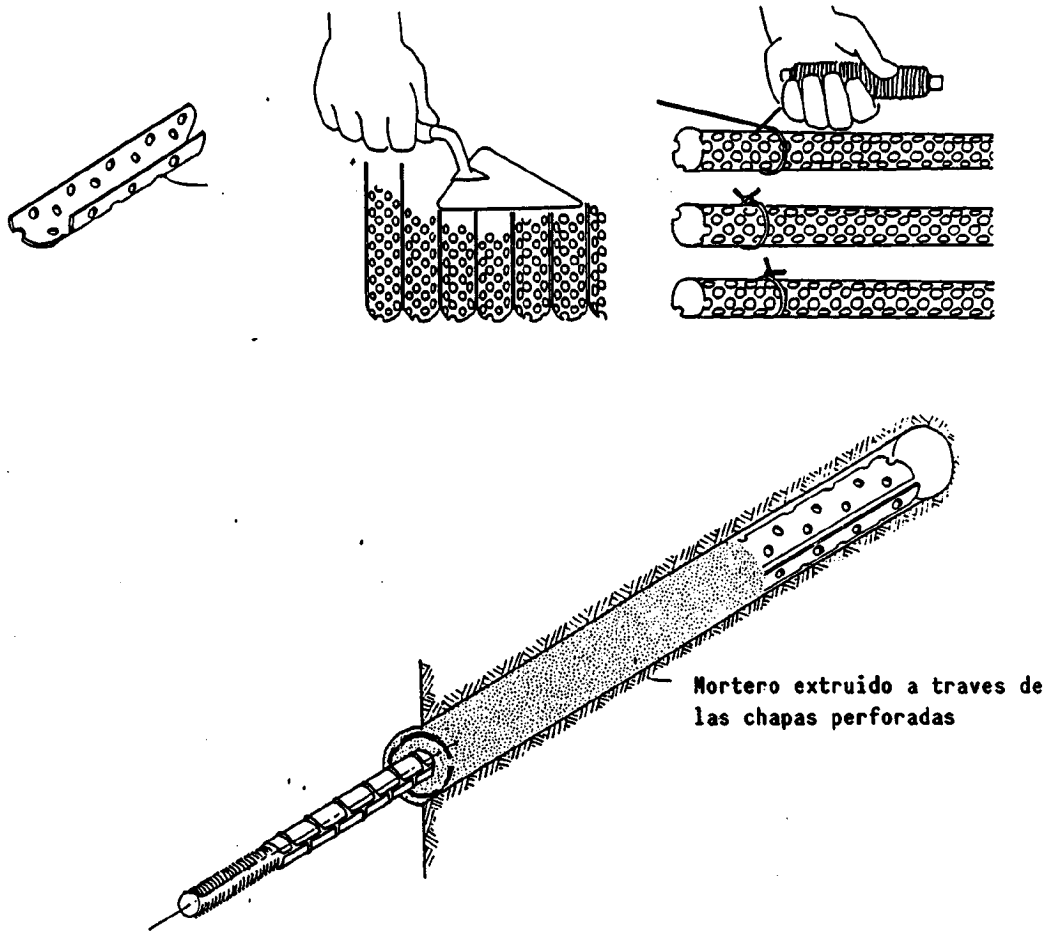


FIG. Nº 6 COLOCACION DE UN PERNO TIPO PERFO.

En la Tabla I se indica cual es el diámetro de las armaduras PERFO que deben ser utilizadas en función del diámetro del barreno perforado y del diámetro del perno.

En la preparación del mortero se suelen utilizar cementos rápidos siendo una dosificación en peso típica la siguiente:

CEMENTO	1
ARENA	1
AGUA	0,3 - 0,5

$D_1 \backslash D_2$	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50	52
18		31									
20	27	31	31								
22	27	27	31	31	36						
25		31	31	31	36	36	40				
28			31	31	31	36	36	40			
30					36	36	36	36	40		
32					36	36	36	36	40	40	
34							40	40	40	40	42
36									40	40	42

D_1 = DIAMETRO DEL BARRENO PERFORADO

D_2 = DIAMETRO EXTERIOR DEL PERNO DE ANCLAJE

D_3 = DIAMETRO DEL TUBO "PERFO"

TABLA I DIAMETROS DE LOS TUBOS PERFO.

SESTAKOV y otros 1.966, han publicado datos interesantes sobre las propiedades del mortero, utilizando un cemento portland tipo 400, el mortero tenía una relación de 0,5 litros de agua por cada Kg. de cemento. En numerosos ensayos a tracción encontraron que la adherencia era independiente del diámetro del perno lográndose unos 0,6 MPa al cabo de un día y entre 3,5 y 3,8 MPa a los 28 días que son cifras razonablemente buenas.

En general resulta conveniente la utilización de adyutivos × comerciales que además de disminuir el tiempo de fraguado dan al mortero propiedades plastificantes y aireantes.

3.1.2.1.2.2 Cargas de cemento.

En los últimos años se han comercializado cargas de cemento que tienen el aspecto externo idéntico a las cargas de resina pero que presentan algunas ventajas técnicas y además resultan algo más baratas que las de resina.

Las cargas de cemento llevan en su interior un rigidificador de plástico y una mezcla de cemento rápido con un acelerador y un agente tixotrópico.

Para utilizar las cargas de cemento basta con sacarlas de la bolsa de plástico que las contiene y sumergirlas en agua durante un tiempo de 2 minutos. El agua penetra por la envuelta de papel y produce la hidratación de la mezcla generándose unas burbujas de aire que cesan precisamente al cabo de 2 minutos. En esas condiciones la relación agua/cemento de la mezcla está próxima a 0,3.

Una vez que la carga se ha hidratado se coloca en el taldro previamente efectuado en la roca. Dado que las cargas Cembolt tienen en su interior la dosificación ideal para producir un rápido fraguado, la introducción del bulón puede hacerse sin rotación, pues no hay necesidad de efectuar mezcla alguna. Los bulones de longitud inferior a 2 m. pueden colocarse cómodamente a mano, aunque es mucho más rápido introducirlos con la misma herramienta con que se ha hecho la perforación. En este caso, si se ha empleado un martillo perforador convencional, se puede

eliminar la rotación, lo cual se consigue fácilmente con un adaptador mecánico muy simple y de esta forma pueden fácilmente colocarse los pernos, que normalmente están roscados a derechas.

A los diez minutos de colocación el bulón la pasta de cemento comienza a endurecerse hasta alcanzar el fraguado completo en 24 horas. Los bulones que tengan una orientación vertical se mantiene estrictamente en su sitio, desde el instante de colocación, debido a la viscosidad que se consigue con la carga hidratada.

Entre las ventajas que presentan las cargas de cemento para bulonaje podemos citar:

- Fiabilidad total del anclaje, dado que las cargas de cemento están fabricadas con una mezcla perfectamente dosificada, su fraguado es seguro en cuanto se produzcan su hidratación sin necesidad de efectuar mezclas por rotación al colocar el bulón.
- Facilidad de colocación; como no es necesario realizar rotación de ningún tipo al colocar los bulones anclados con cargas de cemento, esta operación puede realizarse simplemente a mano y, en cualquier caso, con la misma herramienta de colocación.
- Duración de las cargas; si las cargas se protegen del agua, para lo cual van envasadas en una bolsa de plástico, su duración es prácticamente ilimitada sin necesidad de almacenarlas en condiciones estrictas de temperatura.
- Pérdidas pequeñas en la manipulación, las cargas de cemento pueden ser fácilmente cortadas, si se desea, después de su hidratación. Por otro lado durante el transporte son poco

sensibles a los golpes y punzonados. En caso de rotura de una carga, la mezcla de cemento no se esparce ni se pega a las otras cargas del envase con lo cual las pérdidas son mínimas.

- Inocuidad; las cargas de cemento no son tóxicas, ni producen alergias y, además, no desprenden vapores inflamables al ser ellas mismas absolutamente inertes.
- Durabilidad del anclaje; el comportamiento a largo plazo de los componentes de las cargas de cemento es totalmente conocido lo cual es una garantía de la persistencia del anclaje a lo largo del tiempo, circunstancia que no se puede garantizar con otros tipos de anclaje.

Frente a estas ventajas las cargas de cemento ensayadas presentan ciertos inconvenientes que es preciso tener en cuenta:

- Mayor tiempo de fraguado; aunque el fraguado se inicia a los pocos minutos, los bulones anclados con cemento no ofrecen una resistencia considerable hasta pasadas dos o tres horas. Esto es un inconveniente relativo ya que solo en casos excepcionales es imprescindible un anclaje inmediato. Por otro lado el hecho de que el fraguado total se realice en varias horas, proporciona menos rigidez a los bulones anclados con cemento frente a otros sistemas de anclaje muy rígidos y por ello se puede controlar mejor la interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento.
- Control del tiempo de hidratación; para que la relación agua/cemento de las cargas hidratadas esté próxima a 0,3, que es la ideal, es preciso que el tiempo de hidratación no supere los dos minutos. En caso contrario la relación agua/cemento aumenta considerablemente produciéndose una caída notable de la resistencia específica del material de anclaje.

- Necesidad de utilizar agua, aunque el agua se utiliza profusamente en los frentes de avance para disminuir el polvo que se produce en la perforación y cargue del escombros, en algunas minas, como las potásicas, esta práctica está reducida a su mínima expresión. A pesar de que el consumo de agua necesario para colocar las cargas de cemento ensayadas es muy pequeño, debe tenerse en cuenta las dificultades que plantearía en cada caso un suministro regular de agua.

En ensayos realizados en POTASAS DE NAVARRA, S.A., CELADA y otros (1.982) las cargas de cemento utilizadas para anclar pernos de 1,70 m. y 20 mm. de diámetro en terrenos salinos han dado una adherencia de 0,18 MPa a las 2 Horas y de 0,99 MPa a las 8 horas. A partir de las 24 horas la fuerza proporcionada por la adherencia del mortero era superior a la resistencia del perno de acero y se producía la rotura por la parte roscada del perno sin que hubiera pérdida de adherencia.

3.1.2.2 Anclaje mecánico.

El beneficioso efecto que se obtiene al llenar completamente, de resina o cemento, todo el espacio que rodea al perno, puede convertirse en un grave inconveniente.

En el caso de que los pernos de anclaje repartido estén anclados en rocas muy deformables, tanto el perno como el mortero de anclaje deben participar del movimiento de las rocas. Esta participación está muy limitada ya que, tanto los morteros de cemento como los de resina, admiten deformaciones pequeñas y son muy frágiles. En estas condiciones, si el bulonaje debe poseer una cierta flexibi-

lidad, el mortero de anclaje se romperá, al alcanzar el movimiento de los terrenos un nivel determinado de deformación. De esta forma las deformaciones tenderán a acumularse en unos puntos concretos del bulón, normalmente el extremo exterior y en la separación de estratos, produciéndose la rotura del sostenimiento.

Para evitar este inconveniente se ha estado investigando, desde finales de los años 60, en un bulón que tenga una curva característica del carácter elastoplástico. Esto quiere decir que el bulón hasta un determinado nivel de carga se comportaría elásticamente con deformaciones pequeñas; pero si se supera este nivel de carga el bulón debería ser capaz de deformarse a carga constante.

A pesar del tiempo transcurrido hasta ahora sólo se han encontrado soluciones parciales a este problema y parece que las mejor encaminadas son aquellas que basan la resistencia del bulón en un efecto mecánico de fricción.

Uno de los primeros intentos que tuvieron cierto éxito fue el bulón WORLEY desarrollado en USA hace algunos años.

El bulón Worley, Fig. Nº 7, está compuesto por dos semicilindros con su base generatriz ondulada. Al apretar la tuerca de la placa base del bulón, las dos partes de éste deslizan entre sí, aumentando el diámetro del bulón y produciendo el anclaje.

Con un par de apriete de 35 m Kg. se consigue que el bulón resista algo más de 15 t de esfuerzo de tracción, según ensayos realizados por el US BUREAU OF MINES.

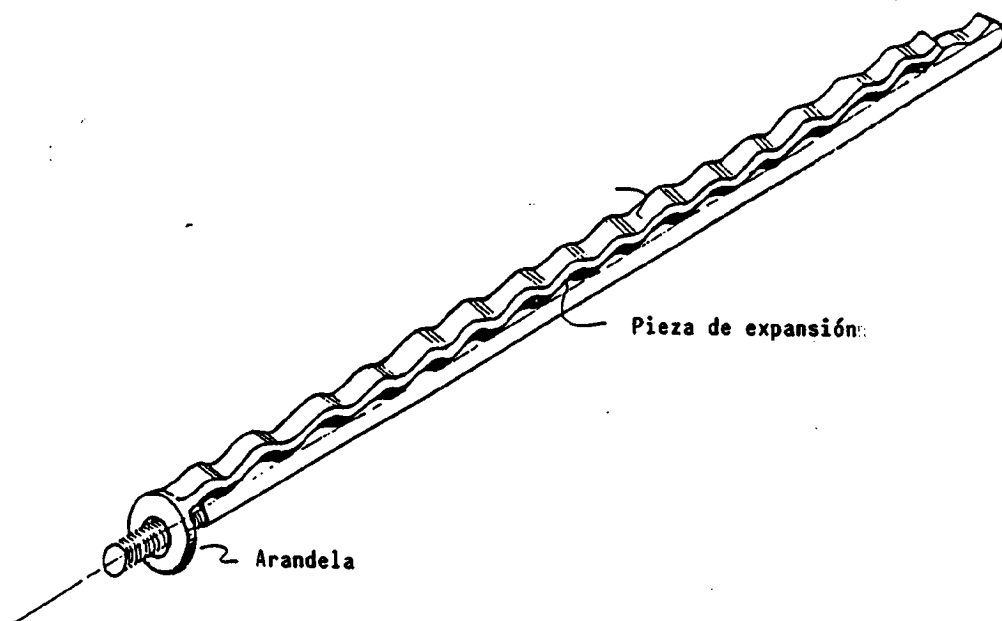


FIG. Nº 7 BULON WORLEY.

Más recientemente el STEINKHOLEBERBAUVEREIN ha desarrollado una investigación sobre un bulón de este tipo en el que las grandes deformaciones se consiguen por la laminación de un manguito roscado dentro de una pieza roscada; pero hasta el momento actual estos bulones no han pasado de la fase de investigación.

Los bulones de este tipo que han alcanzado una difusión más amplia son los Split-Set y los Swellex que se describen a continuación:

3.1.2.2.1 Split-Set.

En casi todos los pernos anteriores al SPLIT-SET el diámetro de la varilla es inferior al diámetro del taladro en el que se alojan; sin embargo la varilla del Split-Set tiene un diámetro superior al del taladro donde se va a alojar. Esta varilla está constituida por una chapa de 2,3 mm. de grosor, plegada en forma de tubo, dejando una separación longitudinal para que el tubo pueda disminuir de diámetro al colocar el perno. En la Fig. N° 8 se ilustra la concepción del Split-Set.

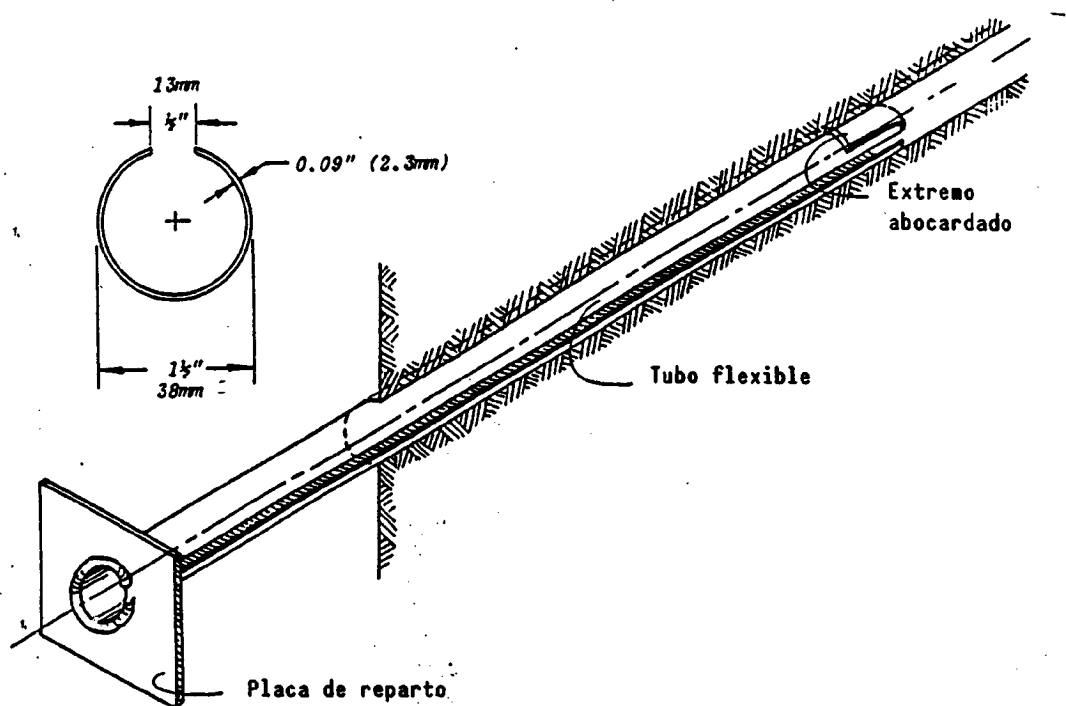


FIG. N° 8 SPLIT-SET. (HOEK Y BROWN, 1.980)

El perno se introduce por golpeteo de un martillo perforador normal sobre una pieza de acoplamiento, que está especialmente diseñada para este fin, pero que es muy simple y robusta. Al entrar el perno en el taladro se reduce su diámetro trabajando como un muelle contra las paredes del barreno y generándo unas fuerzas de fricción que actúan aunque el macizo rocoso no se deforme.

En la Fig. Nº 9 se ilustra la colocación de los Split-Set.

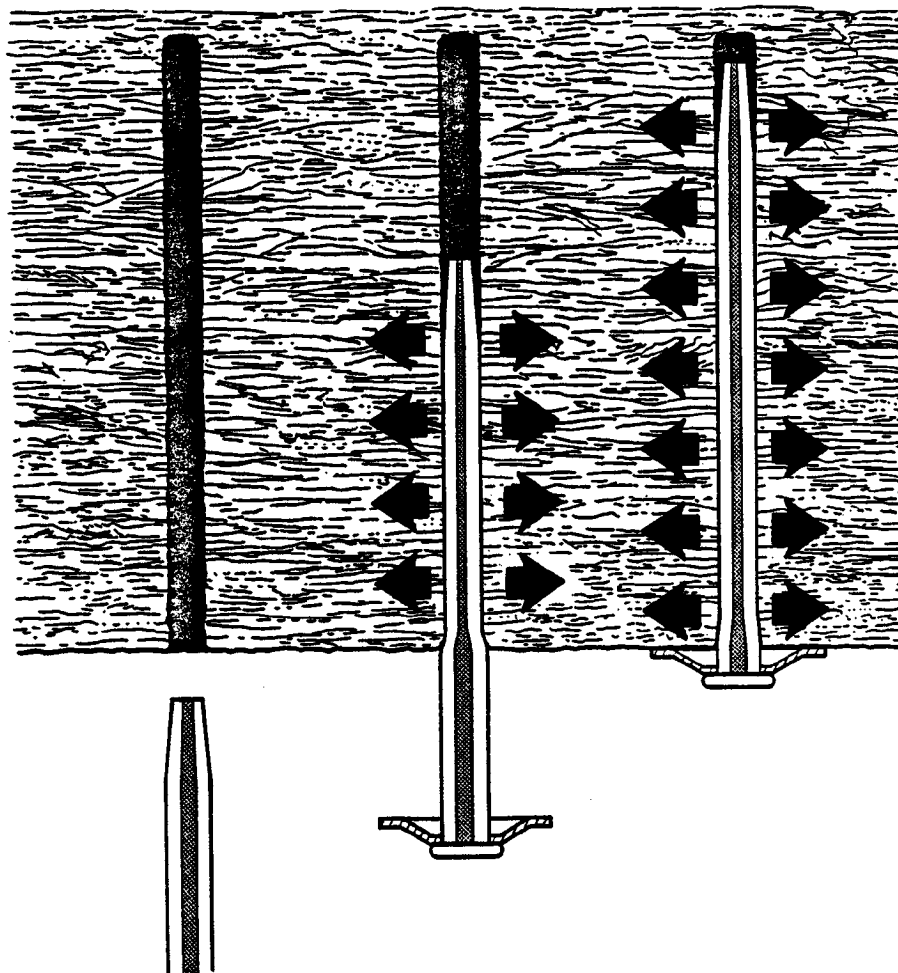


FIG. Nº 9 COLOCACION DE UN SPLIT-SET.

Los Split-Set han tenido una buena aceptación, sobre todo en minas metálicas, debido a su gran facilidad de colocación y a que constituyen un sostenimiento temporal excelente.

Entre las ventajas ya hemos indicado sobre todo su facilidad de manejo y además hay que señalar que desde el primer instante después de su colocación ejercen, por el efecto de muelle, una presión sobre el macizo rocoso que es positiva para aprovechar la dilatación. Además este tipo de pernos pueden deslizarse cuando el empuje de los terrenos supera las fuerzas de fricción convirtiéndose en una entibación elasto-plástica que puede ser muy útil en ciertos casos.

Por otro lado hay que señalar la gran versatilidad y operatividad de los Split-Set ya que por ejemplo realizan una excelente labor de drenaje, lo cual mejora notablemente la estabilidad de los terrenos, y si se desea suspender cargas de ellos es posible colocar un nuevo Split-Set de menor longitud, dentro de uno ya colocado.

Entre los inconvenientes que presentan estos pernos tenemos que citar su sensibilidad al diámetro de perforación de los barrenos, que se puede solucionar con un control riguroso y la ambigüedad que plantea el cálculo del esfuerzo que realmente pueden soportar. En efecto, la fuerza máxima que pueden soportar está limitada por la resistencia del tubo de acero que supera ligeramente las 11 t; pero, en cada caso es difícil conocer cual va a ser la resistencia efectivamente movilizada ya que depende del movimiento radial de los terrenos hacia la galería y, sobre todo, de la longitud del perno que esté afectada por ese movimiento. El efecto de muelle, que es el único que se podría calcular con cierta aproximación, es mucho más pequeño que el efecto friccional. De hecho, en ensayos a tracción que se han efectuado sobre SPLIT-SET recién colocados,

el perno deslizaba para cargas inferiores a 2 t., mientras que al cabo de varias horas se llegaban a alcanzar unas 4-8 t. Por otro lado en los ensayos efectuados es difícil encontrar SPLIT-SET que ofrezcan una resistencia al deslizamiento próxima a las 11 t. Según el fabricante la fuerza friccional que se obtiene está comprendida entre 0,75 y 1 t por pie de perno.

Otra cuestión que todavía no está resuelta es la durabilidad del anclaje ya que por un lado el SPLIT-SET está trabajando permanentemente como un muelle comprimido y, por otro, se sabe que la corrosión se desarrolla muy rápidamente en elementos sometidos a tensión. Por otro lado los SPLIT-SET no tienen ninguna protección contra la oxidación.

3.1.2.2.2 Swellex.

El perno tipo Swellex está construido a partir de un tubo de 41 mm. de diámetro que está plegado longitudinalmente de tal forma que su diámetro real es de 28 mm. El tubo está cerrado en sus dos extremos mediante un manguito soldado pero en uno de ellos tiene un pequeño taladro por el que se inyecta agua a alta presión que infla el tubo previamente plegado. El diámetro de los barrenos en los que pueden colocarse los Swellex varía entre 33 y 39 mm. En la fig. N° 10 se ilustra la realización del Swellex.

Una vez que han sido colocados los Swellex tienen las siguientes características:

Carga rotura 10 KN
Fuerza de fricción 100 - 200 KN

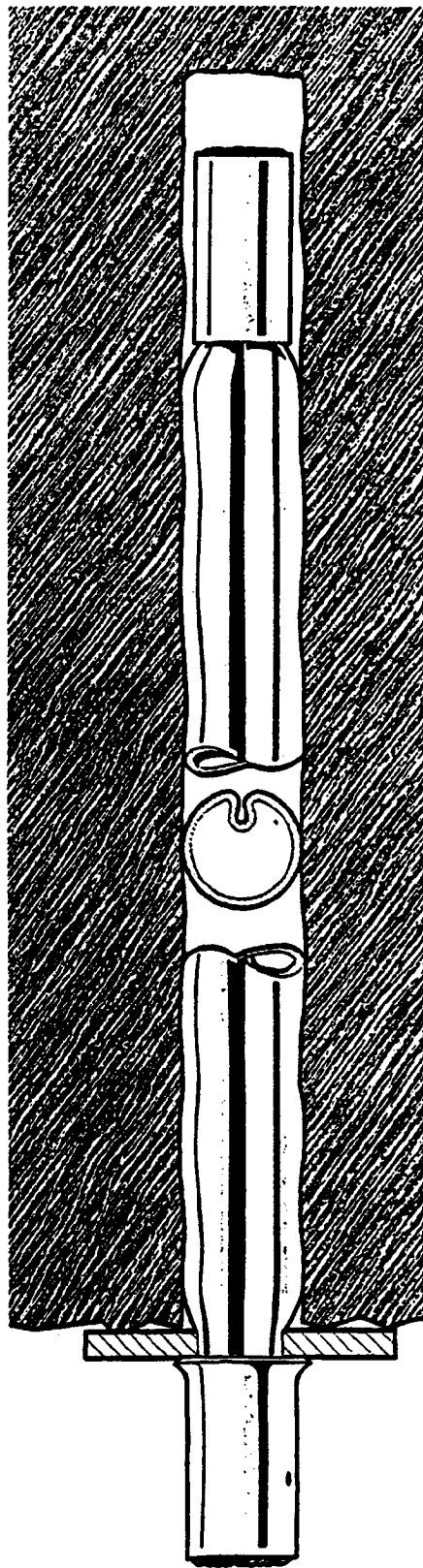


FIG. N° 10 BULON SWELLEX.

Entre las ventajas que presentan los Swellex se puede citar:

- + Gran rapidez de colocación pues, una vez realizados los taladros se pueden colocar hasta 50 Swellex en una hora.
- + Los Swellex no exigen un taladro con un diámetro estricto ya que pueden ser instalados en taladros con diámetro comprendido entre 33 y 39 mm.
- + Los Swellex presentan una excelente resistencia frente a las vibraciones y se anclan bien en rocas fracturadas.
- + La colocación de los Swellex no exige esfuerzo alguno ya que no hay que comunicar al perno esfuerzo ni par de rotación alguno pues el hinchado de los Swellex se realiza con una simple bomba hidroneumática.

Dado lo reciente de la comercialización de estos pernos su expansión no ha sido muy grande salvo en los países del área de Escandinavia que es de donde son originarios.

3.1.2.3 Pernos de otros tipos.

En los apartados anteriores se han descrito los tipos de pernos, disponibles en España, que tienen una mayor aplicación. No obstante, sin poder encuadrarlos dentro de las agrupaciones realizadas, es preciso describir dos nuevos tipos de pernos: los de poliéster y los de expansión inyectados por la importancia que pueden tener en algunas aplicaciones particulares.

3.1.2.3.1 Pernos de poliéster.

Los bulones de acero presentan el inconveniente de que no son fácilmente destructibles por las máquinas de arranque, de tal forma que cuando debe ser bulonado el paramento de una galería que luego va a ser arrancado, se crean serios problemas. Otro tanto sucede cuando la galería debe estajarse y se emplean en esta operación mineros continuos. Estas dificultades pueden ser evitadas con los bulones de madera pero en contrapartida la resistencia de estos bulones es muy pequeña.

Modernamente se utilizan bulones a base de una resina poliéster armada de fibra de vidrio cuyas características comerciales son las siguientes:

- Resistencia a la tracción.....	580 MPa
- Resistencia a la flexión.....	760 MPa
- Resistencia al corte.....	140 MPa
- Resistencia al choque.....	36 MPa
- Densidad.....	19 KN/m ³

Obsérvese que el poliéster armado de fibra de vidrio tiene características de tracción y flexión similares a las del acero mientras que su resistencia al corte, choque y densidad son mucho menores. La resistencia, en particular, es unas cien veces inferior que la del acero lo cual hace que estos pernos sean fácilmente cortados por cualquier tipo de máquinas o herramientas.

Los pernos de poliéster no admiten mecanización y por lo tanto no pueden roscarse, razón por la cual hay que recurrir a un sistema mecánico para sujetar la placa base. En la Fig. N° 11 se muestran los integrantes de un bulón de poliéster. Para colocar la tela metálica suele ser conveniente colocar una segunda placa base.

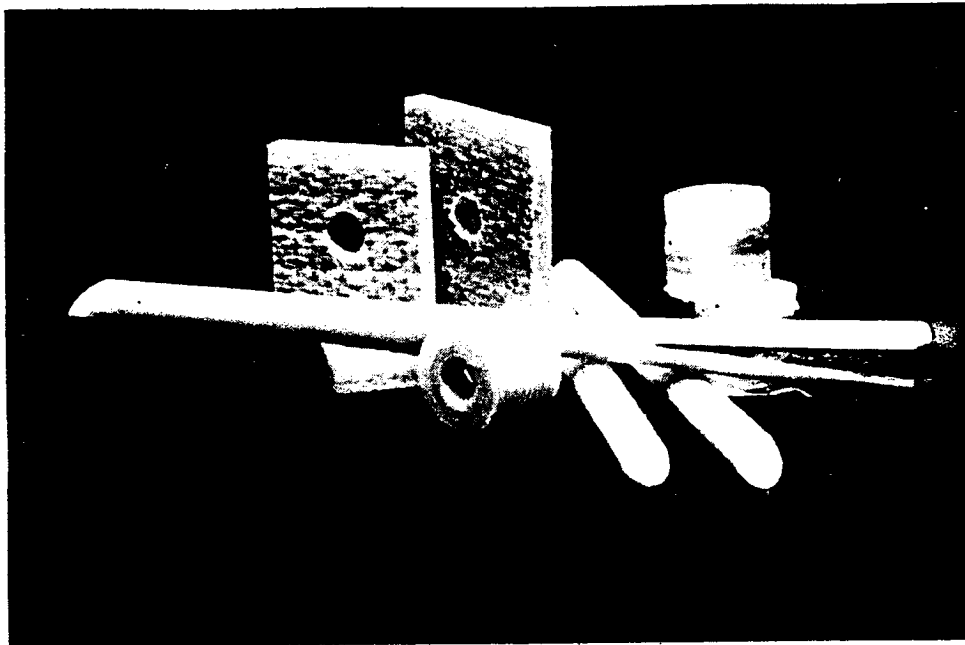


FIG. Nº 11 ELEMENTOS DE UN BULON DE POLIESTER.

En general los bulones de poliéster resultan un 40% más caros que los de acero pero resultan de gran utilidad cuando se desea reforzar un macizo rocoso que posteriormente debe ser arrancado.

3.1.2.3.2 Bulones de expansión inyectados.

Cuando se desea sostener con bulones galerías u obras de larga duración o cuando se trata de estabilizar terrenos muy conflictivos se recurre, cada vez con mayor frecuencia, a utilizar pernos de expansión inyectados.

Tal como ilustra la Fig. N° 12, estos pernos están constituidos por un bulón clásico de expansión al que se le han añadido dos tubos, uno para salida de aire y otro para la entrada de inyección, así como un cierre de boca constituido por una pieza de caucho.

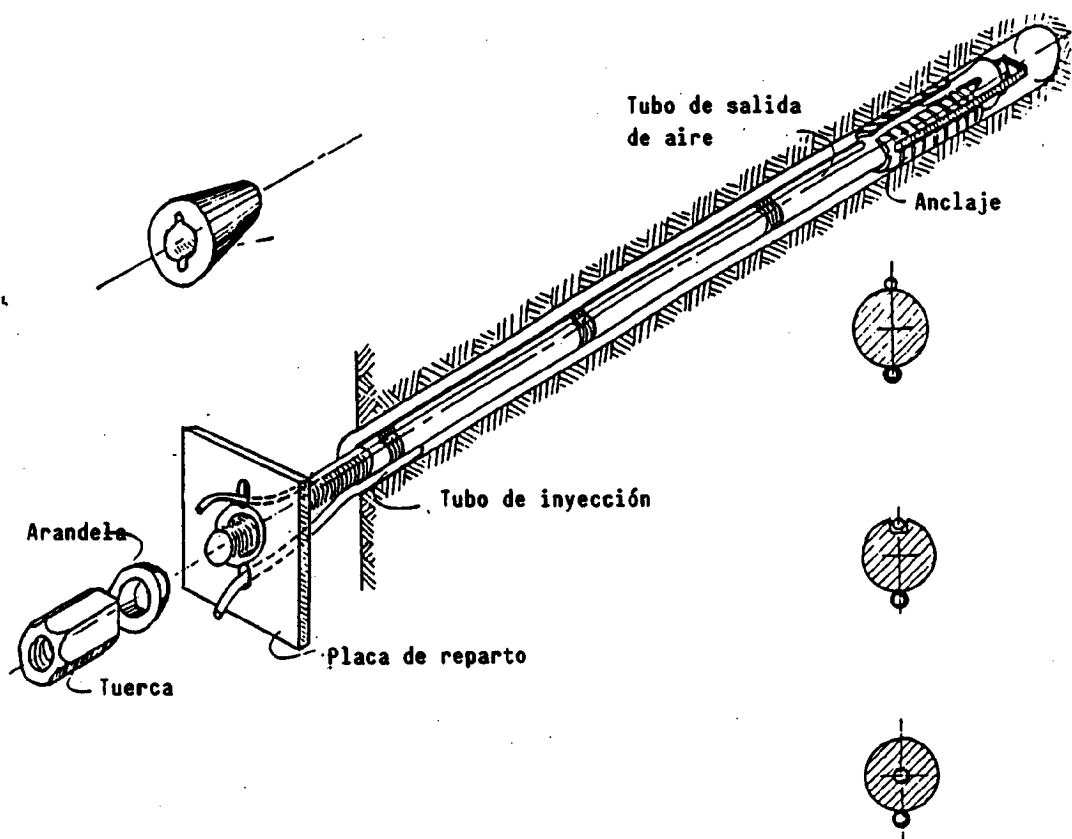


FIG. N° 12 BULON DE EXPANSION INYECTADO. (HOEK Y BROWN, 1.980)

Con el anclaje mecánico se puede lograr una carga inicial razonable y la inyección posterior puede realizarse una vez que se haya producido la deformación de los terrenos si es que se va a aplicar los nuevos conceptos del sostenimiento que se basan en la interacción entre el sostenimiento y el macizo rocoso.

El anclaje inicial puede realizarse también utilizando un cartucho de resina, o mejor de cemento ya que este caso al no ser necesario disponer de un movimiento de rotación no se corre el riesgo de dañar los tubos de inyección de salida de aire.

En cuanto a la inyección final, las condiciones en que se debe realizar depende del objetivo que se quiera lograr. En el caso más simple se tratará simplemente de impedir la corrosión de la varilla de acero del perno por lo que bastará una inyección de relleno con una presión mínima de inyección. En terrenos fracturados y poco competentes interesa que la inyección final refuerce también las características resistentes de los terrenos por lo que será necesario recurrir a presiones elevadas comprendidas entre 1 y 2 MPa.

En general los pernos con inyección final se destinan al sostenimiento de galerías y obras subterráneas de larga duración como son las obras de infraestructura de las minas.

3.1.3 Comparación de los principales tipos de bulones.

En la Tabla II se realiza una comparación de los principales tipos de bulones atendiendo a los parámetros más importantes que definen la utilización del bulonaje.

Por lo que se refiere a la durabilidad del anclaje los pernos con anclaje químico, resina o cemento, son los que dan mayor garantía mientras que aparecen algunas dudas sobre la durabilidad del anclaje en el caso de los Split-Set y los Swellex cuando puedan producirse problemas de corrosión. Por lo que se refiere a la mecanización de la colocación es excelente en el caso de los SPLIT-SET y SWELLEX, muy buena si se usan pernos de expansión porque se puede llegar a lograr una meca-

	ANCLAJE PUNTUAL		ANCLAJE REPARTIDO					
	PERNOS DE MADERA	PERNOS DE EXPANSION	QUIMICO		MECANICO		OTROS TIPOS	
			RESINA	CEMENTO	SPLIT-SET	SWELLEX	POLIESTER	PUNTUAL E INYECCION
DURACION DEL ANCLAJE	SE PIERDE CON EL TIEMPO	SE PIERDE CON EL TIEMPO	PERMANENTE	PERMANENTE	POSIBLE FATIGA Y CORROSION	POSIBLE CORROSION	PERMANENTE	PERMANENTE
MECANIZACION DE LA COLOCACION	BUENA	MUY BUENA	BUENA	BUENA	EXCELENTE	EXCELENTE	BUENA	NORMAL
PORTANCIA POR PERNO	50 KN	200 KN	200 KN	200 KN	120 KN	100 KN	200 KN	200 KN
LONGITUD OPERATIVA	3 m	6 m	6 m	8 m	4 m	3 m	6 m	8 m
GARANTIA DEL ANCLAJE INICIAL	ESCASA	NORMAL	BUENA	MUY BUENA	MUY BUENA	MUY BUENA	BUENA	NORMAL
TIEMPO DE ACTUACION	MINUTOS	MINUTOS	MINUTOS	HORAS	INSTANTANEO	INSTANTANEO	MINUTOS	MINUTOS
DEFORMABILIDAD	ALTA	MUY ALTA	BAJA	BAJA	MUY ALTA	MUY ALTA	BAJA	BAJA
APLICACIONES	MACIZOS A EXPLOTAR	USO GENERAL	USO GENERAL	USO GENERAL	GALERIAS DE CORTA VIDA EN TERRENOS DEFORMABLES	GALERIAS DE CORTA VIDA	MACIZOS A EXPLOTAR	GALERIAS Y OBRAS DE LARGA VIDA

TABLA II COMPARACION DE LOS TIPOS MAS IMPORTANTES DE BULONES. (CELADA, 1.983)

nización total de su colocación y buena en los demás casos. En cuanto a la portancia los mayores valores se pueden alcanzar en los pernos de anclaje químico en los que prácticamente no existe limitación aunque en la práctica la resistencia de los pernos está comprendido entre 200 y 500 KN. La portancia de los Split-Set es siempre inferior a 120 KN, la de los Swellex no supera los 100 KN y con los pernos de madera difícilmente se superan los 50 KN.

Otro parámetro importante es la longitud operativa entendiéndose por ello la longitud máxima de los pernos que permite colocarlos sin tener que disponer de medios especiales obteniendo unos rendimientos razonables. En este caso los pernos anclados con cemento y los puntuales inyectados, al poder colocarse sólo por percusión, tienen la longitud operativa que se puede cifrar en 8 m.

Los pernos anclados con resina, al igual que los de expansión, en razón de la necesidad de disponer de un movimiento de rotación, empiezan a crear problemas cuando superan los 6 m. de longitud.

Los Split-Set presentan problemas de pandeo en su colocación si superan los 4 m. de longitud. Los Swellex tienen limitada su longitud a 3 m. por el propio fabricante.

La garantía del anclaje inicial es muy buena en el caso de los SPLIT-SET, SWELLEX y pernos anclados con cargas de cemento. Ello es debido a que hay muy pocas posibilidades de conseguir un anclaje defectuoso por la simplicidad del proceso. En el caso de la resina es necesario garantizar que se mezclen los componentes de la carga para que se realice la polimerización. Por ello, aunque la fiabilidad del anclaje es elevado, no consideramos este sistema de anclaje a la altura de los anteriores.

En cuanto al tiempo de actuación de los pernos desde su colocación puede suponerse que es instantáneo en el caso de los SPLIT-SET y SWELLEX y de minutos en los otros tipos excepto en los anclados con cemento en los que el fraguado completo se realiza en unas 24 horas.

La deformabilidad es uno de los parámetros más importante cuando los terrenos a sostener son poco competentes, en este caso los más idóneos son los SPLIT-SET y SWELLEX junto con los puntuales de expansión.

Por lo que se refiere a las aplicaciones hay que resaltar que cada tipo de perno tiene sus ventajas e inconvenientes por lo que la elección deberá ser cuidadosamente realizada en cada caso. Como orientación general cabe resaltar que los pernos anclados con resina o cemento son los de mayor aplicación en casi todos los casos.

3.1.4 Placas de reparto.

La placa de reparto es uno de los componentes de un perno y, además de realizar una función resistente específica, permite realizar un control visual del trabajo de los pernos ya que, habitualmente en ella se concentran los esfuerzos cuando el perno entra en carga.

En el caso de los pernos de anclaje puntual, estos aportan, a la roca donde están colocados, una tensión que se transmite desde el sistema de anclaje en el fondo hasta la placa de reparto colocada en el extremo visible del perno. Es evidente que en este tipo de pernos la placa reparto juega un papel fundamental, ya que su deterioro acarrearía la pérdida total de tensión en el perno y por lo tanto haría inútil el sostenimiento.

En este tipo de pernos es usual ponerlos en carga transmitiendo una tensión previa a través de la tuerca que sostiene la placa de reparto para que el esfuerzo de sostenimiento se manifieste antes de que las rocas se deformen. Esta tensión previa debe ser calculada para cada caso; debe ser admitida por la placa reparto y debe ser estable a lo largo del tiempo.

En el caso de pernos de anclaje repartido el esfuerzo del sostenimiento se transmite a la roca bulonada mediante un fenómeno de adherencia entre el mortero utilizado, el vástago del perno y la roca en la que está colocado.

Dados los sistemas utilizados para la colocación de estos pernos, el mortero rellena íntimamente todas las grietas que se produzcan alrededor del taladro, que acogerá al bulón, permitiendo que la transmisión de esfuerzo entre los elementos roca-mortero-perno sea muy perfecta y prácticamente independiente de la existencia de la placa de reparto. Sin embargo la placa de reparto ejerce un papel muy importante para mantener la estabilidad del techo superficial cuyo deterioro produce un efecto psicológico muy negativo y que, por lo tanto, debe ser evitado.

LIDDLE y TISDALE (1.968) han puesto de manifiesto la importancia de la placa de base en el mantenimiento de la tensión previa en el caso de pernos de anclaje puntual.

Para determinar la influencia de las placas de apoyo, se realizó un ensayo con pernos de 3,05 m., utilizando dos tipos de placas distintas; unas de 150 x 150 x 9 mm. y otros de 300 x 300 x 12,5 mm.

Los pernos fueron tensados, en ambos casos, con el mismo par de 38 m.Kg. En la Fig. N° 13 se muestran las curvas de esfuerzo del perno en función del tiempo transcurrido desde el anclaje. Inicialmente la fuerza soportada por el perno con la placa menor (150 x 150 x 9 mm), era 8.860 Kg. y la admitida por el de la placa mayor (300 x 300 x 12,5 mm.) 7.550 Kg.; evidentemente menor, pues la placa de menor dimensión a igualdad de par se deformaba más con menor esfuerzo. Sin embargo, al cabo de doce días la pérdida de tensión del perno de mayor placa de apoyo era mucho menor que el otro.

En los bulones de anclaje repartido las placas de reparto pueden tener también una gran importancia, ya que las placas de apoyo pueden contribuir a dar a los pernos de anclaje repartido la elasticidad de que muchas veces carecen.

En general la placa de reparto debe resistir unas sollicitaciones similares a la carga límite de los pernos. Si las placas no están correctamente dimensionadas son perforadas por la tuerca que las sujeta al perno y se hacen inservibles.

Las placas de reparto deben satisfacer las siguientes exigencias:

- El conjunto perno-placa debe ser capaz de resistir, sin daño para el perno un alargamiento igual a la expansión del terreno bulonado.
- La placa debe alcanzar su límite elástico antes de que lo alcance el perno. Es evidente que, una vez la placa alcance en su deformación la pared de la roca bulonada, solamente se podrá hacer frente a la posible deformación de la roca con la deformación del perno. Es necesario mantener como margen de seguridad la capacidad del perno a deformarse plásticamente que, en muchos casos, alcanza valores muy importantes.

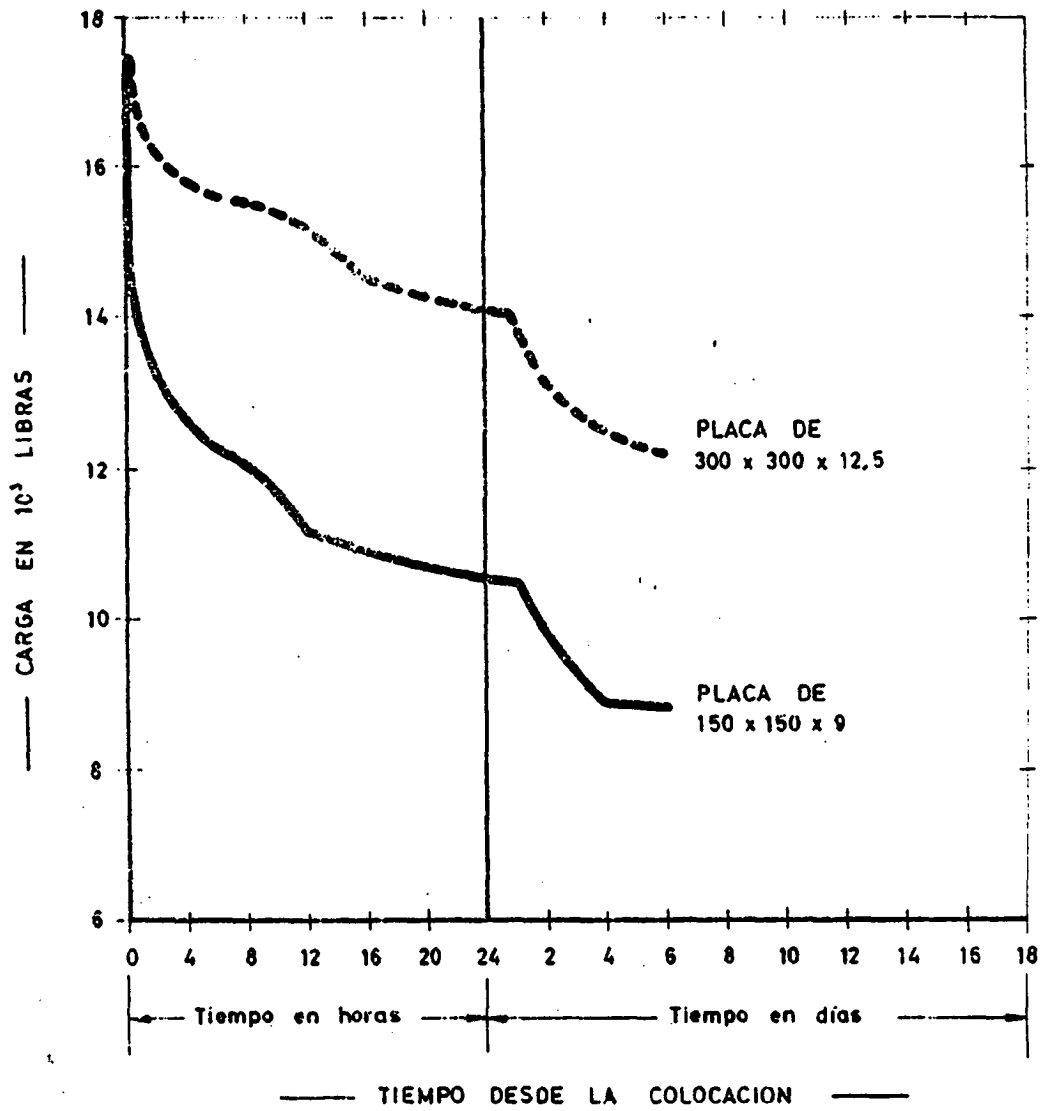


FIG. N° 13 EVOLUCION DE LA TENSION EN LOS BULONES SEGUN LA PLACA DE REPARTO.

- La placa debe alcanzar la zona de gran deformación para un valor próximo al límite elástico del perno de manera que la tensión previa aplicada por el conjunto perno placa, durante todo el periodo de deformación de la placa, esté próxima al límite elástico del perno.
- La placa debe ejercer el papel de rotula, ya que es muy raro que puedan colocarse los pernos rigurosamente perpendiculares a la superficie bulonada.

SCHACH y otros (1.979) establecen los cinco tipos de placas de reparto que se ilustran en la Fig. Nº 14.

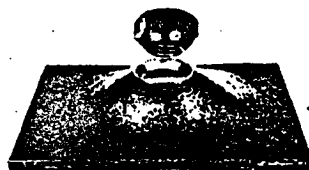
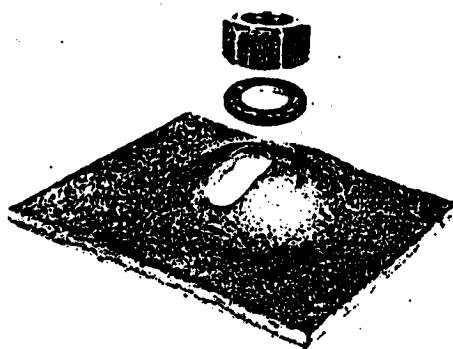
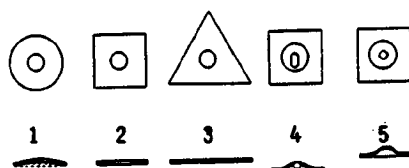


FIG. Nº 14 TIPOS DE PLACAS DE REPARTO.

En la Tabla III se indican las características más importantes de estos cinco tipos de placas de reparto.

TIPO DE PLACA DE REPARTO	1	2	3	4	5
DIMENSIONES (mm)	φ 125	125x125	350x350 x350	125x125	125x150
ESPESOR (mm)	6	7	7	7	7
SUPERFICIE DE CONTACTO CON LA TUERCA (cm ²)	28,48	23,57	23,57	40,25	44,76
CARGA RECOMENDADA (KN)	100	80	80	140	180
PRESION DE TRABAJO (MPa)	35	34	34	35	40

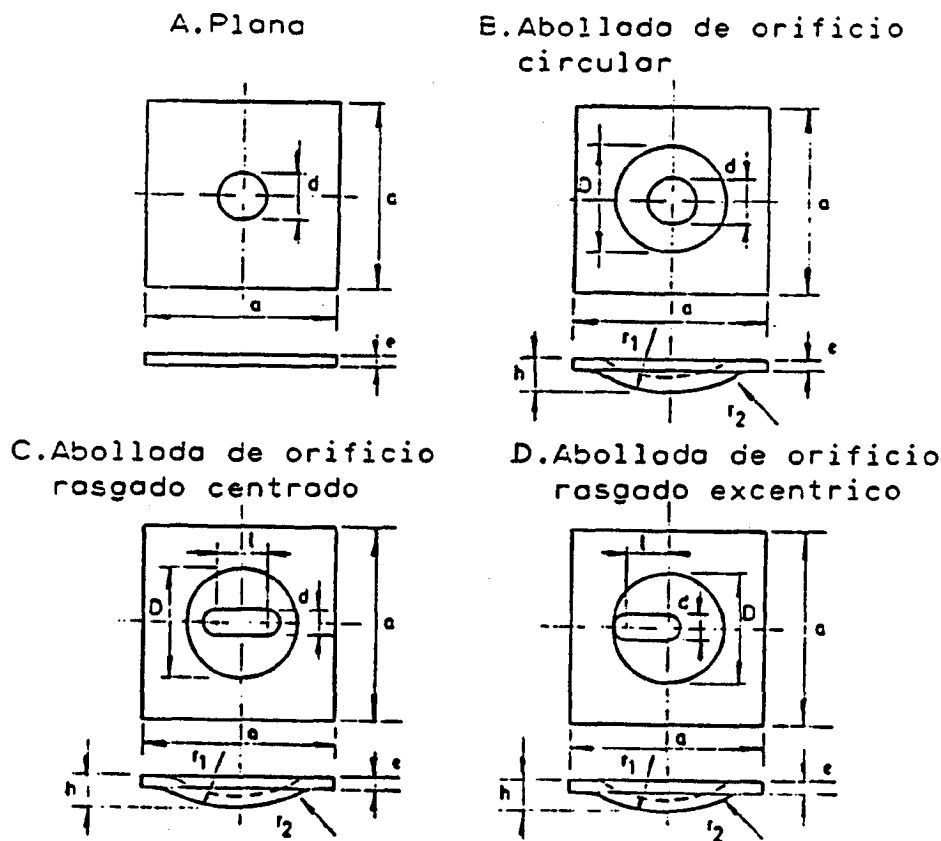
TABLA III CARACTERISTICAS DE ALGUNAS PLACAS DE REPARTO.

La norma UNE 22.783 preve la utilización de los cuatro tipos de placas indicados en la Fig. N° 15.

En la Tabla IV se muestran las dimensiones de las placas normalizadas.

Según la norma UNE 22.783 si los bulones están fabricados con acero de los tipos A 360 C, A 410 C ó A 430 C, las placas se fabricarán con acero A 510 CKQ, según UNE 36.080.

Si los bulones están fabricados con acero de los tipos F 1120, F 1130 ó F 1140, las placas se fabricarán en acero F 1150 según norma UNE 36.011, templado en agua o aceite y revenido.



- a: lado de la placa
- b: diámetro del orificio, o de sus extremos circulares
- e: espesor de la placa
- l: longitud de rasgado, en caso de orificios -- rasgados
- h: altura de la abolladura
- D: diámetro exterior de la abolladura
- r_1 : radio de curvatura de la abolladura
- r_2 : radio de acuerdo

FIG. Nº 15 PLACAS DE REPARTO NORMALIZADAS EN ESPAÑA. (UNE 22.783)

Para determinar la placa de reparto más apropiada en cada caso, es conveniente someterlas a un ensayo en una prensa hidráulica para obtener la curva esfuerzo-deformación, teniendo en cuenta que si los pernos trabajan esencialmente a tracción, las placas lo hacen a compresión.

En la Fig. Nº 16 se muestran las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en los ensayos realizados en Potasas de Navarra, S.A.; CELADA (1.977), para determinar la placa más conveniente para los pernos utilizados. Puede observarse la gran diferencia entre el comportamiento de las distintas placas, lo cual explica el interés de estos ensayos.

3.2 Tecnología del hormigón proyectado.

Habitualmente se emplea el término de gunita, impropriamente, cuando se habla de proyección de hormigón como técnica de sostenimiento. Este mal uso del lenguaje tiene una explicación histórica y exige una definición precisa en el contexto actual.

El nacimiento del hormigón proyectado se remonta al invento del naturalista americano Carl E. Akeley. En 1.911, obtuvo una patente para un aparato concebido cuatro años antes y que permitía proyectar un mortero de cemento y de granulados finos.

El término gunita proviene del inglés "gun" que significa arma de fuego y su origen hay que buscarlo en la maquinaria que inicialmente utilizaba para proyección.

Esta máquina, conocida bajo el nombre de "Cement Gun" funcionaba según el principio de las dos cámaras. Este sistema consiste en introducir la mezcla en la tubería de impulsión, a través de dos cámaras presu-

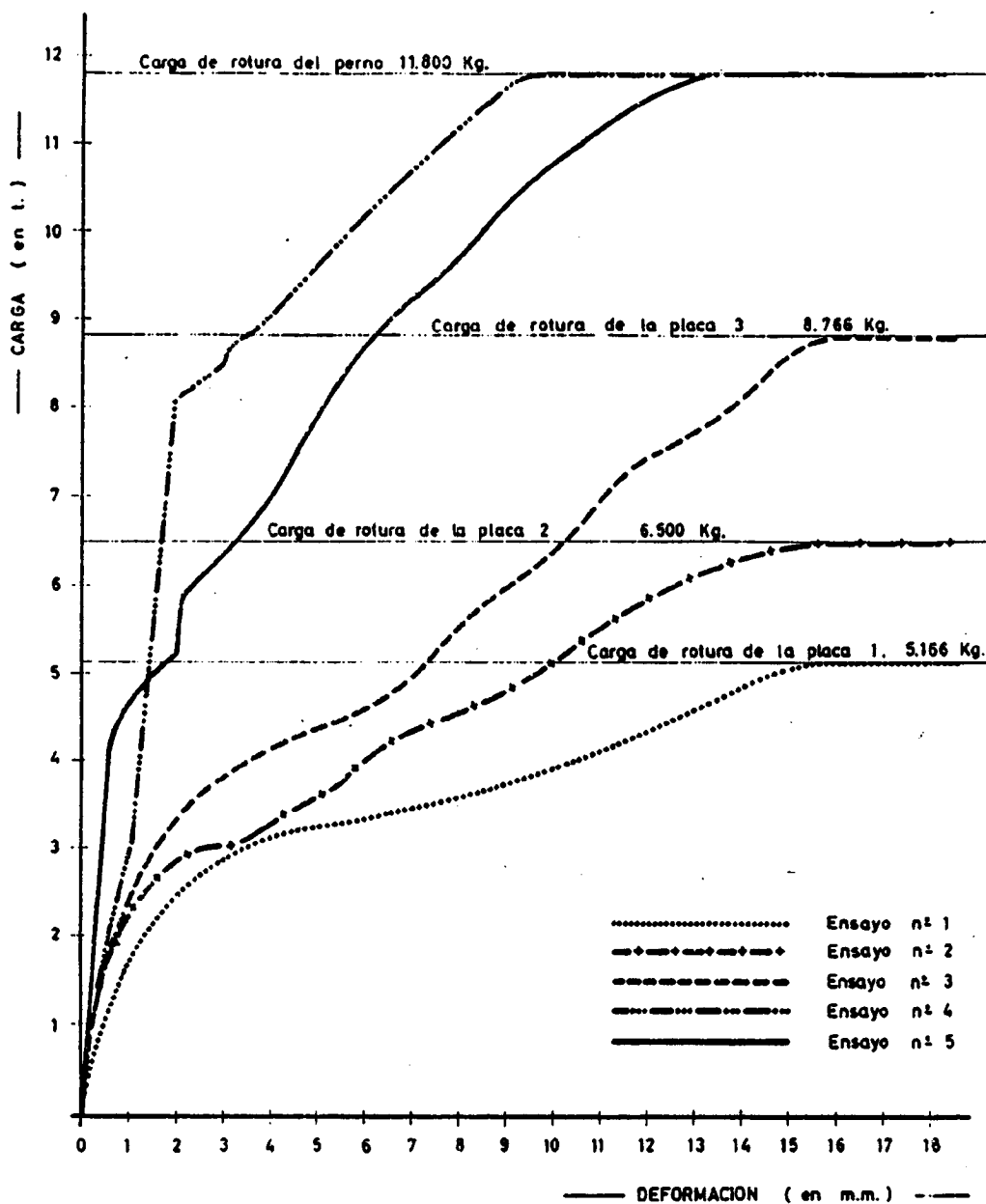


FIG. Nº 16 ENSAYO DE ALGUNAS PLACAS DE REPARTO. (CELADA, 1.978)

rizadas alternativamente. El nuevo producto se comercializó rápidamente por la empresa Cement-Gun Company, que le atribuyó la denominación protegida de "gunita". El mortero proyectado se utilizó desde entonces para los revestimientos de trabajos de mampostería, de obras de hormigón y de rocas. Pronto, la casa americana, cuya sede se encontraba en Allentown, Pennsylvania, desarrolló una actividad comercial muy intensa, que se extendió a todo el mundo hacia el año 1.920.

En Alemania, un colaborador de la Cement-Gun Company americana, fundó en 1.921, la sociedad Torkret GmbH, que utilizaba máquinas de dos cámaras similares a las de la sociedad matriz. El procedimiento de proyección se propagó rápidamente en Europa, donde sirvió ante todo, para la reparación y el refuerzo de obras defectuosas de hormigón ó de mampostería y para el revestimiento de construcciones hidráulicas y de galerías.

La máquina de dos cámaras, sólo permitía la proyección de granulados de un tamaño máximo de 10 mm. El aumento de la granulometría fué posible a partir de 1.947 aproximadamente, con la aparición de un nuevo tipo de máquina desarrollada por el mecánico suizo Georg Senn, fundador de la compañía Spribag hoy denominada y conocida como Aliva. Su aparato utilizaba un tornillo de Arquímedes, que levantaba la mezcla en seco del fondo de una tolva abierta hasta el orificio de la tubería de impulsión. Conocido como máquina de tornillo, este aparato permitía la proyección de granulados normalmente húmedos, hasta un tamaño máximo de 25 mm.

En la misma época en que se extendió la utilización de las máquinas de la CEMENT GUN COMPANY el Ingeniero norteamericano A KELEY empleó la gunita en el revestimiento de galería de mina.

A título informativo puede citarse que en 1.919 se construyeron con gunita, en USA, unas lanchas de desembarco que 25 años después estaban en buen estado. Igualmente cabe citar que en ese mismo año se construyeron en el Norte de Michigan unos muros que, al ser revisados en 1.930, se encontraban en perfecto estado a pesar de haber estado sometidos durante 21 años a muy bajas temperaturas.

Sin embargo la gran extensión de la gunita como elemento de sostenimiento se ha desarrollado a partir de finales de los años 50 paralelamente a la expansión del llamado Nuevo Método Austriaco de construcción de túneles cuyo principio fundamental es conseguir que la roca sea el principal elemento del sostenimiento realizando la excavación y su sostenimiento de tal forma que el macizo rocoso y el sostenimiento empleado

puedan deformarse para que el nivel tensional que corresponde al equilibrio sea el más bajo posible. Esta filosofía constructiva implica un buen conocimiento del macizo rocoso, la utilización de sostenimiento deformables ("flexibles") y su optimización mediante medidas de control.

Desde este punto de vista se explica la expansión del hormigón proyectado ya que una de sus características más importantes es su versatilidad que está muy de acuerdo con los principios del Nuevo Método Austriaco.

3.2.1 Definiciones.

Después de la exposición histórica que se ha realizado no es de extrañar que muchas veces se consideren sinónimos los términos de "gunita" y "hormigón proyectado". Sin embargo en el estado actual de conocimientos estos dos términos pueden definirse indistintamente con gran precisión:

- + HORMIGON PROYECTADO (SHOT-CRETE) es un hormigón con un árido de granulometría mínima de 8 mm. que se coloca por lanzamiento a través de una tobera. Las especificaciones del hormigón proyectado está definidas en la norma DIN 18551, las recomendaciones de la AFTES y las del AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (A.C.I. 506-66).
- + GUNITA es un mortero con árido cuyo tamaño máximo es de 4 mm. que se coloca por lanzamiento a través de una tobera.

Actualmente la tendencia es emplear como elemento estructural de elevada resistencia hormigón proyectado con tamaño de árido comprendido entre 10 y 20 mm. La gunita se utiliza fundamentalmente para labores de reparación o cuando se desea conseguir más que un efecto resistente un efecto de protección superficial.

3.2.2 Características del hormigón proyectado.

El hormigón proyectado que se utiliza como elemento estructural de sostenimiento es un hormigón que se caracteriza por su alta compacidad y por apreciables pérdidas por rebote, debido precisamente al método de colocación por proyección.

Las características medias de un hormigón proyectado típico son las siguientes:

- Tamaño máximo del árido	10 mm.
- Volúmen de áridos del hormigón	1000 litros
- Contenido de cemento del Hormi- gón Proyectado	450 Kg/m ³
- Factor agua/cemento	0,4 - 0,50
- Peso específico en seco	2100 a 2200 Kg/m ³
- Capilaridad	15 a 18% en vol.
- Porosidad global	17 a 22% en vol.
- Módulo de elasticidad	E = 28.000 MPa
- Módulo de Poisson	$\nu = 0,25$
- Resistencia a la compresión al cabo de 28 día	35 MPa
- Resistencia a la compresión al cabo de un año	60 MPa
- Resistencia a la tracción transversal al cabo de 28 días	1,6 - 2,1 MPa
- Resistencia de adhesión en roca que acaba de excavar	0,1 - 2 MPa

- Coeficiente de permeabilidad
según DARCY $Ca = 6 - 20 \cdot 10^{-10}$ M/S
- Coeficiente de conductividad
térmica $\lambda \sim 1,6$ w/M.k

A continuación se exponen las especificaciones que deben cumplir los elementos para la fabricación de un hormigón proyectado y las características resistentes que se obtienen haciendo especial mención al problema de la adherencia.

3.2.2.1 Componentes.

Ya se ha indicado que el hormigón proyectado es ante todo un auténtico hormigón y como tal está compuesto por: áridos, cemento, agua y aditivos.

A título orientativo en la Fig. Nº 17 se ilustra la composición de un hormigón proyectado en las distintas etapas que van desde su fabricación hasta su proyección.

A continuación se exponen las especificaciones que deben cumplir los materiales para la fabricación del hormigón proyectado.

3.2.2.1.1 Aridos.

En general los áridos para fabricar hormigón proyectado o gunita deben tener una humedad comprendida entre el 4 y 8%.

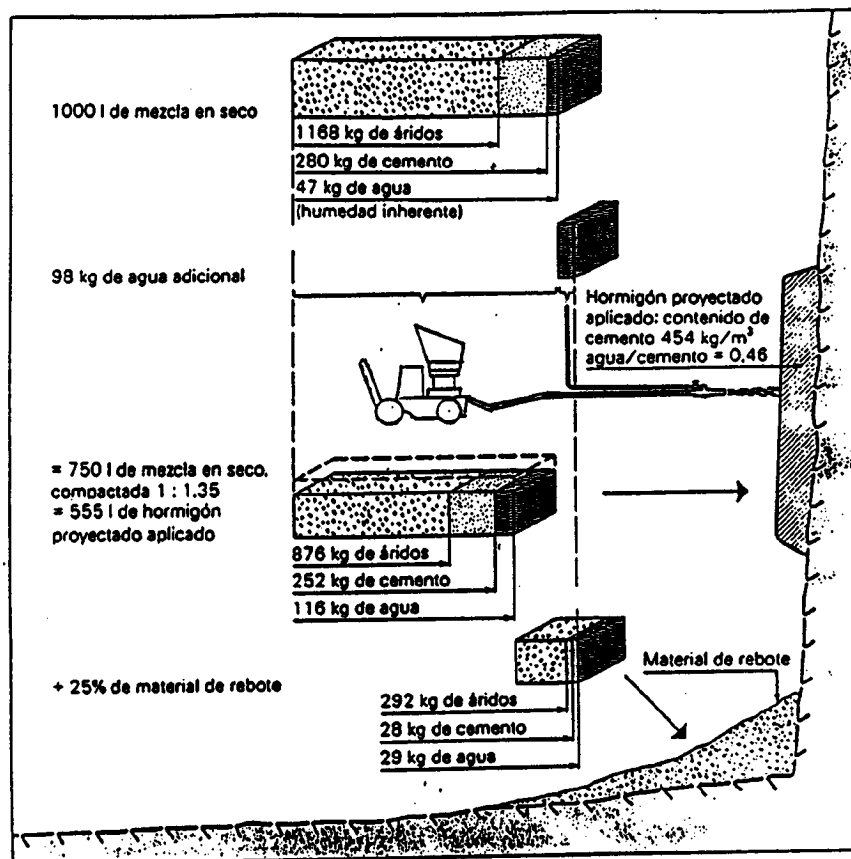


FIG. N° 17 COMPOSICION DE UN HORMIGON PROYECTADO.

Por lo que se refiere a su granulometría en la Fig. N° 18 se muestran los husos de los áridos recomendados para la fabricación de hormigón proyectado. Puede observarse que:

- * En el caso de áridos de machaqueo se admiten tamaños mayores que si los áridos provienen de cantos rodados clasificados.
- * Como ya se ha indicado en vía seca se pueden emplear áridos de mayor tamaño que en vía húmeda.

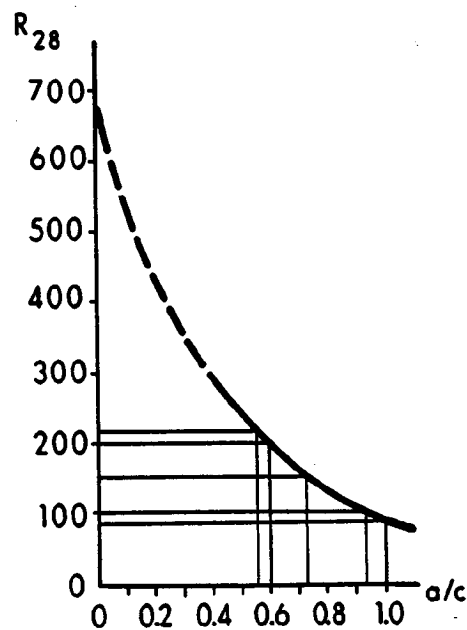


FIG. Nº 18 RELACION ENTRE LA RESISTENCIA A 28 DIAS Y LA RELACION AGUA/CEMENTO. (LINDER, 1.963)

En general puede admitirse que las normas granulométricas deban respetarse con un margen del orden del 5%.

3.2.2.1.2 Cemento.

En general deben utilizarse cementos Portlan normalizados, (P-250, P-350, P-450). Si se preve agresividad debida a sulfatos deben emplearse cementos sulforesistentes.

Los cementos aluminosos proporcionan un fraguado muy rápido y además son muy resistentes a ciertos áridos; pero debe tenerse una especial precaución por el alto calor que se produce en su fraguado.

En general, se emplean dosificaciones de cementos comprendidas entre 385 y 550 Kg. de cemento/m³. En la Tabla V se indican las resistencias que pueden obtenerse con las dosificaciones habituales en cemento P-250.

<u>Volúmen cemento</u> <u>Volúmen áridos</u>	DOSIFICACION DE CEMENTO (Kg/m ³)	RESISTENCIA A COMPRESION A 28 DIAS (MPa)
1:3,0	550	33,5 - 42
1:3,5	500	28 - 35
1:4,0	450	24,5 - 29,5
1:4,5	410	21 - 24,5
1:5,0	385	17,5 - 21

TABLA V DOSIFICACION DE CEMENTO PARA HORMIGON PROYECTADO.

Hay que tener presente que, debido a los rebotes, la granulometría del hormigón proyectado pierde tamaños gruesos y se enriquece en cemento en una proporción que puede estimarse en unos 50 Kg/m³.

3.2.2.1.3 Agua.

El agua que debe emplearse para la fabricación de hormigón proyectado o gunita debe cumplir las especificaciones que se exige para el agua con la que se fabrica el hormigón ordinario.

El agua tiene una relación directa sobre la resistencia del hormigón proyectado y sobre su docilidad. En general hay que respetar el hecho de que el hormigón proyectado se mantenga en su sitio una vez colocado. Este es un indicador muy importante ya que la experiencia indica que si se supera una relación agua/cemento de 0,45 se escurre el hormigón en los paramentos verticales. Por otro lado si la relación agua/cemento es inferior a 0,35 se produce tal cantidad de polvo que el operario aumenta rápidamente la dosificación de agua.

Así se ha podido comprobar que un operario algo experimentado, es capaz de mantener la relación agua/cemento entre 0,38 - 0,40.

La cantidad de agua que se encuentra definitivamente dentro del hormigón proyectado, es menor del agua total en la mezcla. Esto es de fácil explicación. Durante la proyección de la mezcla sobre la superficie de aplicación, se segrega una parte del agua por la compactación del material. Los áridos que reciben por irrigación en la lanza, una película de agua, rebotan con fuerza sobre esta agua segregada, rompiendo al mismo tiempo la película de agua que les circunda, y forman así la neblina de agua. Mediciones exactas en el hormigón proyectado confeccionado suelen dar valores entre 0,32 - 0,34 de factor agua/cemento, explicación de la alta calidad final que se consigue con el hormigón proyectado.

A título orientativo en la Fig. Nº 19 se muestra la relación, en un caso particular, entre la resistencia a compresión simple de un hormigón proyectado y la relación agua/cemento.

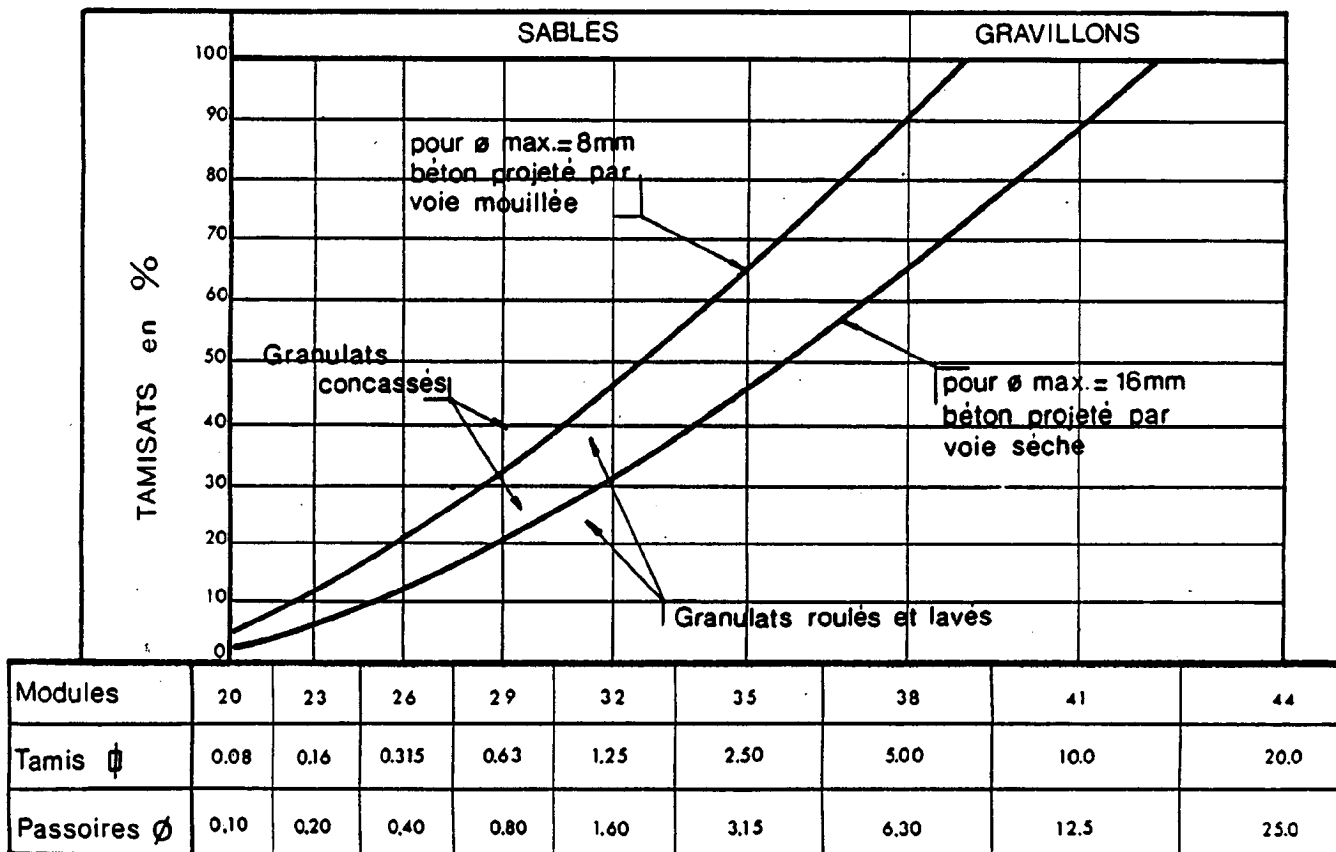


FIG. Nº 19 HUSO GRANULOMETRICO PARA LA FABRICACION DE HORMIGON PROYECTADO.

(A.F.T.E.S. 1.979)

3.2.2.1.4 Aditivos.

Casi siempre el gunitado y el hormigón proyectado contienen un aditivo para acelerar el fraguado. Son conocidas las proporciones acelerantes del fraguado del cloruro cálcico y también su inci-

dencia negativa sobre la resistencia final; por ello no debe emplearse el cloruro cálcico en proporción superior al 2% en peso del cemento.

Resulta preferible utilizar aditivos comerciales que, en proporción comprendida entre 3 - 7%, suelen evitar la disminución de resistencia y además aportan propiedades plastificantes y anticorrosivas.

En cualquier caso un aspecto esencial en el uso de los aditivos radica en que su dosificación debe hacerse mecánicamente con objeto de que sea constante a lo largo de todo el proceso de proyección del hormigón.

3.2.2.1.5 Armaduras.

Hay que tener presente que tanto el hormigón como la gunita tienen una resistencia a tracción muy pequeña y por ello, cuando deben ejercer un papel estructural, es necesario colocar las correspondientes armaduras. Puede admitirse que el hormigón proyectado debe armarse necesariamente si su espesor supera los 7 cm. (3"), en espesores menores el hormigón proyectado ejerce un papel de revestimiento y no es necesario armado. Sin embargo hay que tener presente que cuando el hormigón proyectado trabaja como revestimiento en macizos rocoso hay que colocar previamente el sostenimiento estructural, bulones o cuadros metálicos, para prevenir la caída de bloques con el peligro que llevan consigo.

Normalmente las armaduras está constituidas por mallas electrosoldadas con diámetro de hilo comprendido entre 3 y 8 mm. y luz

de malla mínima de 100 mm. En general no es conveniente que las armaduras estén totalmente pegadas a la roca que va a recibir la proyección ya que en ese caso fácilmente se producirán discontinuidades con una adherencia mínima al amparo de las propias armaduras.

Cuando el espesor de hormigón proyectado es importante, mayor de 20 cm., los cuadros metálicos pueden considerarse como armaduras colocándolos de la forma habitual. Sin embargo, cuando los espesores de hormigón proyectado son inferiores a 20 cm. y se utilizan cuadros TH como sostenimiento estos deben estar curvados al contrario de lo habitual para prevenir la formación de grietas en el hormigón sobre los cuadros.

3.2.2.1.6 Fibras de refuerzo.

Desde hace mucho tiempo se ha intentado mejorar las características de los hormigones mediante la adición de fibras de todas clases: sintéticas, textiles, de vidrio y de acero. De todos los ensayos realizados se ha concluido que sólo resulta, por ahora, interesante armar el hormigón con fibras de vidrio o de acero.

Se ha desarrollado una técnica particular para armar el mortero y el hormigón fino con la ayuda de fibras de vidrio. No obstante, la utilización de estas fibras a escala mundial se encuentra restringida a la prefabricación en instalaciones estacionarias. Las aplicaciones en obra presentan ciertos problemas que no han podido resolverse hasta el momento de manera satisfactoria. Conviene mencionar el hecho de que las fibras de vidrio poseen una excelente resistencia a la tracción mientras que las sollicitaciones por flexión deben evitarse a medida que esto sea posible. La resistencia de las fibras de vidrio con respecto a la acción de los álcalis, se obtiene por un tratamiento superficial apropiado de las

fibras. Puede afirmarse que actualmente esta técnica ha alcanzado un estado de avance tal que permite la utilización sin reticencia de las fibras de vidrio como armadura.

Desde hace mucho tiempo, se efectúan ensayos según una base muy amplia y en todo el mundo con el fin de desarrollar una fibra de acero apropiada para armar el mortero de cemento y el hormigón. Después de una duración relativamente breve, la técnica que permite armar con fibras de acero el mortero y el hormigón tratados convenientemente ha alcanzado un estado de avance que permite la aplicación económica de estos sistemas en ciertos casos particulares.

Según MATHIS (1.983) la adición de fibras de acero al mortero y al hormigón aplicados por proyección resulta más problemática. Un amplio programa de investigación y de desarrollo emprendido por la Universidad de Bochum, ha permitido resolver parcialmente cuestiones mecánicas relacionadas con las máquinas a utilizar.

El mortero de cemento y el hormigón con armadura de fibras de acero pueden considerarse como unos materiales compuestos. De todos modos, tecnología de estos materiales compuestos es considerablemente más compleja de lo que se piensa comunmente. Contrariamente a lo que ocurre por ejemplo en el caso de materias plásticas reforzadas con fibras, no se conocen actualmente las bases de cálculo aplicables de manera general para calcular los valores de resistencia en el hormigón terminado.

En el mortero o en el hormigón la adición de fibras resistentes influencia su estructura y puede mejorar sus propiedades resistentes pero, en general, hay que tener presente que las fibras de acero o de vidrio no pueden reemplazarse a las armaduras que sea necesario colocar para garantizar estáticamente la estabilidad de las excavaciones.

Durante la solidificación y el fraguado del cemento, se observa la formación de tensiones de contracción. Estas tensiones tienen orígenes muy diversos y resulta difícil actuar sobre ellas. Sin embargo en las superficies del hormigón fresco expuestas al aire, se producen fisuras de contracción que son consecuencia de la evaporación del agua excedente. El momento de la formación de estas fisuras así como su tamaño y la intensidad del fenómeno respectivamente, dependen de diversos factores más o menos influenciados. En el interior de la masa del hormigón se desarrolla un proceso análogo con cierto decalaje en el tiempo. En este caso, el acortamiento debido a la contracción libre se encuentra impedido por zonas de contracción débil (áridos de granos grandes) y por el rozamiento contra las barras de la armadura. Se producen tensiones de contracción propia así como tensiones de contracción de la microestructura que pueden provocar la formación de fisuras de contracción. Los conocimientos adquiridos mediante investigaciones que han tenido lugar recientemente sobre la mecánica de las roturas, muestran que la formación de las fisuras en la estructura, se inicia siempre en los puntos débiles. Estos puntos débiles se originan siempre durante la fase del fraguado del cemento. Para un hormigón normal, el período crítico para la formación de las zonas de perturbación se sitúa en las diez primeras horas. Si en un hormigón joven la resistencia a la tracción todavía débil se sobrepasa por la contracción propia y/o por contracciones de estructura, se observa la formación de fisuras de contracción temprana. Estas constituyen obligatoriamente los puntos débiles de la textura. Las modificaciones de longitud subsiguientes como consecuencia de la contracción o de las sollicitaciones exteriores se concentrarán en estos lugares. Este proceso provoca, por consiguiente, una disminución de la resistencia a la tracción natural.

En el caso del hormigón aplicado por proyección, se observan fenómenos análogos. La diferencia con respecto al hormigón normal, es decir las fisuras de contracción que se observan más bien raramente en el hormigón proyectado, provienen en primer lugar de una fragmentación más fuerte, que se debe en primer lugar al modo de aplicación.

La adición de fibras resistentes a la tracción puede impedir la formación de puntos débiles en la textura. Una condición esencial para que estas fibras puedan presentar el efecto que se desea obtener de las mismas es una superficie tan grande como sea posible para una sección determinada. Estas fibras sólo pueden afrontar las tensiones de tracción que se presentan por la adherencia en el hormigón joven.

Dado que las tensiones se producen en el espacio, las fibras deberán distribuirse igualmente según las tres dimensiones. Al hacer esto, resulta ventajoso el que las fibras no se encuentren en línea recta, sino que se adapten a la forma de la estructura, es decir, que se encuentren más dobladas en las áreas de grandes granos de arena y de grava y que sigan parcialmente sus contornos.

Ahora bien, las fibras de acero incorporadas en el hormigón no impiden únicamente la formación de las fisuras de contracción temprana. En el hormigón endurecido, pueden soportar las tensiones provenientes de las sollicitaciones exteriores.

De todo lo anterior pueden deducirse dos conclusiones importantes:

- Las fibras deben formar una red tridimensional y de dirección aleatoria en la estructura del hormigón.

- En función de la granulometría que forma la textura, la distancia entre las fibras debe ser muy pequeña.

Habitualmente los hormigones proyectados a los que se incorporan fibras de acero tienen una dosificación entre 40 y 80 Kg. de fibras por cada metro cúbico, lo cual viene a representar entre el 0,5 y el 1% en volúmen.

Durante la proyección del hormigón, mezclado con fibras de acero usuales del comercio de dimensiones 0,4 mm. de \varnothing 25 mm. de longitud, se desarrollan los procesos siguientes sobre la superficie de aplicación:

- Las fibras se proyectan al mismo tiempo que el hormigón sobre la superficie macroscopicamente muy irregular. Las fibras transportadas en sentido longitudinal del chorro de proyección, que chocan por tanto con su punta contra la superficie a tratar, rebotan forzosamente ya que no pueden penetrar en un hormigón proyectado ya. Estas fibras que llegan a la superficie a tratar en posición más o menos paralela, pueden adherirse parcialmente sobre esta última. En la mayoría de los casos, estas fibras no se apoyarán sobre toda su superficie o toda su longitud, sino en dos o varios puntos. El material subsiguiente hace que las fibras entren en vibración o se separen de la superficie adherente y caen igualmente. Las vibraciones propias de las fibras provocan la formación al menos parcial de un espacio hueco alrededor de las mismas. De vez en cuando, pueden formarse sombras de proyección detrás de estas fibras en la zona situada entre los puntos de apoyo.

Estas consideraciones puramente teóricas se encuentran confirmadas por dos observaciones:

- a/ La fuerte proporción de fibras en el material de rebote.
- b/ En las superficies de rotura, no se suelen observar fibras desgarradas. Las extremidades de fibras que sobresalen pueden eliminarse generalmente sin gran esfuerzo. Debido a la adherencia insuficiente de las fibras sobre el hormigón, no se utiliza totalmente la resistencia a la tracción de estas últimas.

Sin embargo en los ensayos realizados sobre hormigones armados con fibras de vidrio se han encontrado importantes incrementos en los valores resistentes pero con una dispersión apreciable debida, probablemente, a los fenómenos antes indicados.

En un intento de disminuir la dispersión de las propiedades recientemente se han comercializado unas fibras que se diferencian en su menor longitud respecto a las fibras clásicas denominadas "largas". Las fibras denominadas cortas tienen una sección oval cuyos ejes presentan las dimensiones de $80 - 100 \mu \times 16 - 30 \mu$. La longitud de las fibras cortadas varía entre 2 y 8 mm. Más del 80% del volumen total tiene una longitud de 3 a 4 mm. La resistencia del acero a la tracción se encuentra comprendida entre 100 y 110 Kg/mm^2 . El modo de fabricación asegura una fibra que no se rompe durante su aplicación.

La dosificación habitual suele ser del 3% en peso de fibras de acero referidas a % de peso seco del hormigón. En los ensayos realizados se ha comprobado que la proporción de fibras en el rebote es pequeña ya que no alcanza al 1% del peso total del material de rebote.

Según MATHIS (1.983) con la adición de las fibras cortas se logran los incrementos en las características resistentes que se indican en la Tabla VI.

TIPO DE ENSAYO	INCREMENTO MEDIO DE RESISTENCIA CON EL 3% EN PESO DE FIBRAS CORTAS
Resistencia a compresión simple	28%
Resistencia a flexión	47%
Resistencia a tracción	73%

TABLA VI INCREMENTOS DE RESISTENCIAS LOGRADOS POR LA ADICION DE FIBRAS DE ACERO AL HORMIGON PROYECTADO.

De todo lo anterior se deduce que la adición al hormigón proyectado de fibras de acero aumenta sensiblemente sus propiedades resistentes, dándole además una deformabilidad mayor como consecuencia del notable incremento de la resistencia a tracción que se logra.

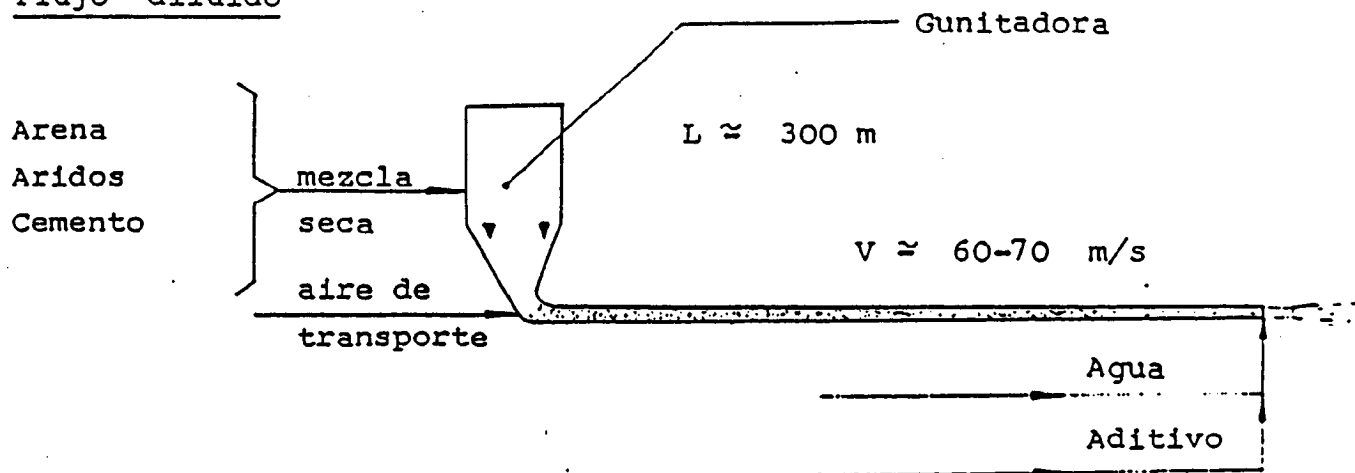
3.2.2.2 Métodos de colocación.

Los métodos de colocación del hormigón proyectado se pueden clasificar según el tipo de flujo que tengan los materiales en la manguera de transporte.

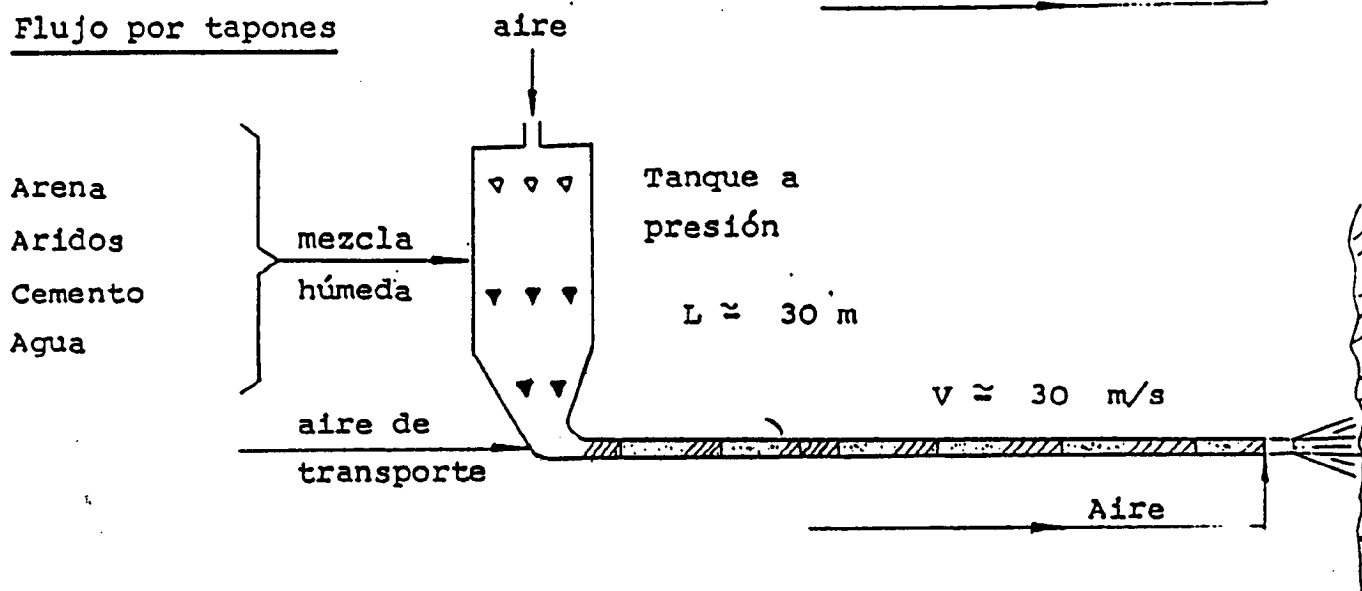
De acuerdo con este criterio se tienen, según se ilustra en la Fig. N° 20, los tres procedimientos siguientes:

Flujo diluido: Los áridos y el cemento se transportan mediante aire comprimido añadiéndose en la tobera de proyección el agua y los aditivos. Este procedimiento se conoce

Flujo diluido



Flujo por tapones



Flujo denso

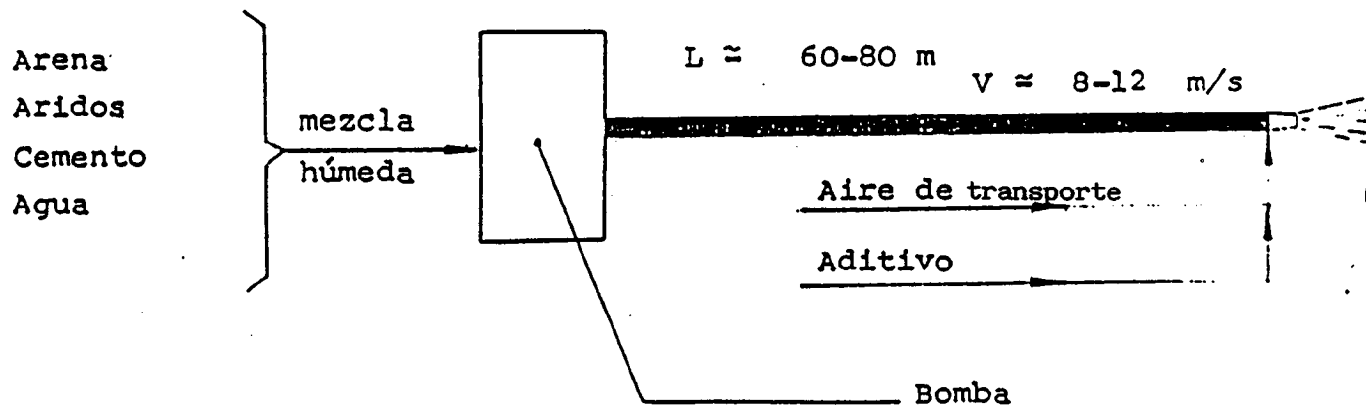


FIG. Nº 20 MODOS DE TRANSPORTE DEL HORMIGON PROYECTADO.

también como VIA SECA. Con las máquinas actualmente en el mercado se pueden alcanzar distancias de transporte de unos 300 m. y la velocidad de proyección esta comprendida entre 60 y 70 m/seg.

Flujo de tapones: El hormigón se prepara antes de transportarlo y el transporte se hace mediante aire comprimido. En la tobera de proyección se añade algo de aire para acelerar el producto. Este procedimiento se suele llamar también VIA HUMEDA en FLUJO DILUIDO. La distancia de transporte suele ser de unos 30 m. y la velocidad de proyección es del orden de 30 m/seg.

Flujo denso: El hormigón se prepara antes de transportarlo y posteriormente se bombea. En la tobera de proyección se inyecta aire comprimido para lanzar el hormigón. La distancia de transporte suele estar comprendida entre 60 y 80 m. y la velocidad de proyección que se alcanza oscila entre 8 y 12 m/seg. Este procedimiento se conoce también como VIA HUMEDA en FLUJO DENSO.

El proceso por flujo fluido o VIA SECA es el que se ha impuesto hasta ahora en la mayoría de las aplicaciones en base a las siguientes razones:

- + La distancia de transporte es unas cuatro veces superior a la que se consigue con los otros sistemas. Esto produce una importante ganancia de tiempo y mano de obra respecto a los otros procedimientos.
- + Por otra parte, la velocidad de salida de una mezcla seca alcanza en la lanza aproximadamente 60 m/seg. Esta energía cinética

provoca una penetración muy fuerte de partículas muy finas y del gel de cemento en poros y fisuras microscópicos de la superficie base. Se logra así una superficie específica muy superior, una íntima unión y alta adhesión. Los valores oscilan entre 1,0 - 2,5 MPa.

Acelerando una mezcla húmeda en la lanza se alcanza sólo velocidades entre 8 - 12 m/seg., que dan valores de adherencia de sólo 0,1 - 0,4 MPa.

- + El hormigón proyectado por vía seca permite utilizar áridos de mayor tamaño.
- + En las figuras Nº 21 y 22 se muestran los usos granulométricos recomendados en ambos casos.
- + El hormigón proyectado por vía seca suele tener un 5% de volúmen de poros que es una cifra muy buena. Sin embargo el mismo hormigón proyectado por vía húmeda suele tener un volúmen de poros comprendido entre el 12 y 13%. Si los poros son capilaricos el hormigón por vía húmeda es mucho menos impermeable, y deja filtrar mucho más los agentes ambientales que carbonizan el hormigón y lo destruyen.

El principal inconveniente que se le achaca a este procedimiento es la producción de polvo; respecto a esto hay que señalar que se han hecho progresos muy importantes en los últimos años orientados hacia las siguientes acciones:

- + Realizar la adición de agua unos tres metros antes de la salida de la boquilla de proyección con lo cual se consigue una mejor humidificación de los componentes.
- + Añadiendo una parte del agua necesaria en la propia máquina de proyección con lo cual el proceso se convierte en semi-húmedo pero se mejora notablemente la distribución de agua y disminuye la formación de polvo.

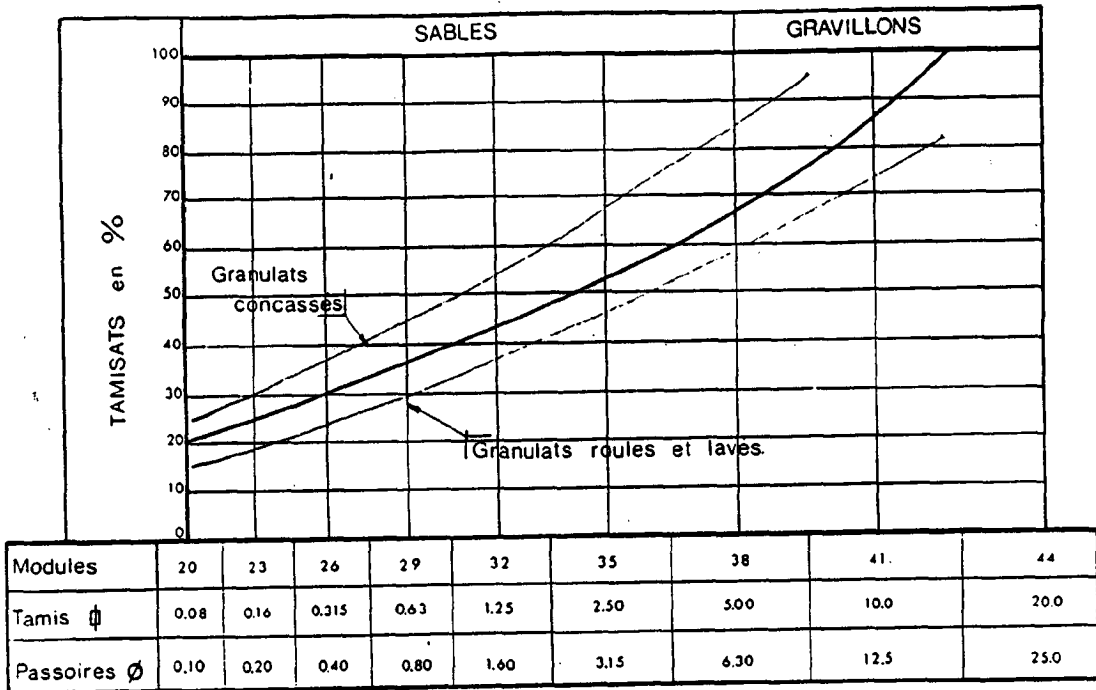


FIG. Nº 21 HUSOS GRANULOMETRICOS PARA LA MEZCLA GRANULARES-CEMENTO EN UN HORMIGON PROYECTADO POR VIA SECA. (AFTES, 1.979).

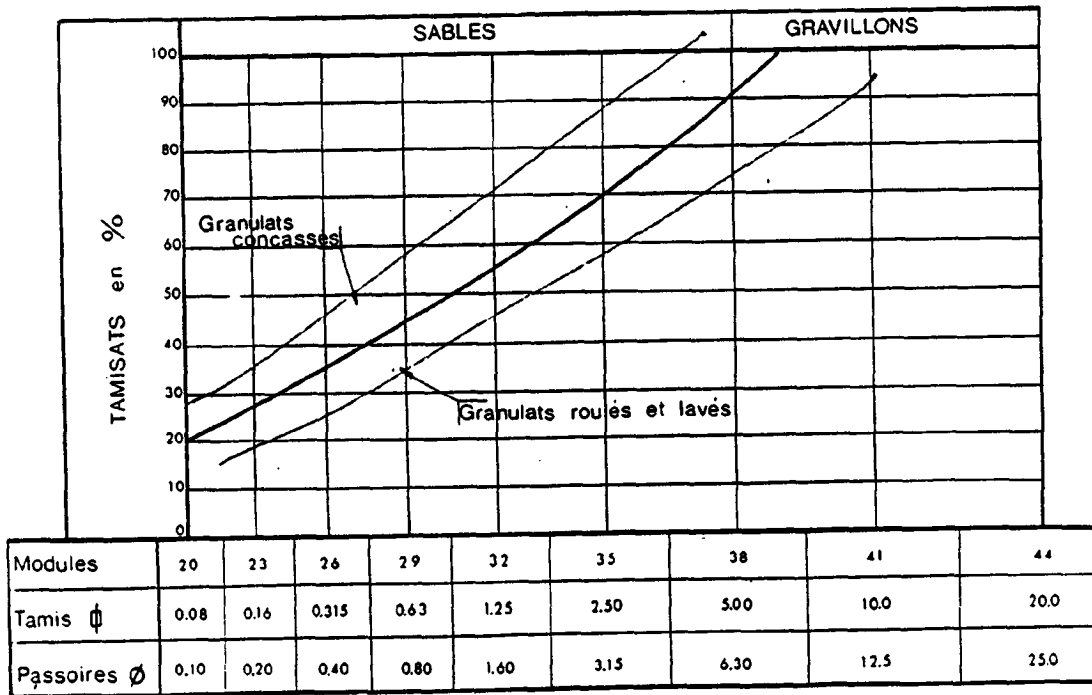


FIG. Nº 22 HUSOS GRANULOMETRICOS PARA LA MEZCLA GRANULARES-CEMENTO EN UN HORMIGON PROYECTADO EN VIA HUMEDA. (AFTES, 1.979)

- + Eliminación de las partículas de roca susceptibles de producir silicosis, con diámetros inferiores a $5\mu\text{m}$. añadiendo a la mezcla seca aditivos especiales en proporción del 0,3% del peso de cemento. Parece que con esto se puede llegar a concentraciones de partículas menores de $5\mu\text{m}$., del orden de 2 mg/m^3 de aire lo cual es muy satisfactorio.

La principal ventaja del proceso de una vía húmeda radica en que se produce con él mucha menos cantidad de polvo lo cual es evidentemente cierto. Otro argumento importante radica en el mejor control de la relación agua/cemento pero hay que tener presente que un hormigón bombeable lleva generalmente un factor agua/cemento de 0,5 y una cantidad de cemento de 425 Kg/m^3 . Ya se ha indicado en el apartado 3.2.2.1.3 que, por vía seca, resulta muy fácil conseguir una relación agua/cemento comprendida entre 0,38 y 0,4 que es más favorable.

Frente a estas ventajas hay que señalar el grave inconveniente que supone unas distancias de transporte muy reducidas y la escasa velocidad de proyección que incide en las características mecánicas del hormigón. A todo esto el mayor coste de la maquinaria que hay que utilizar en los procesos de vía húmeda.

Por todo lo anterior se explica razonablemente que el método de vía húmeda sea el que mayor aceptación tiene en el momento actual.

3.2.2.3 Parámetros resistentes.

En el apartado 3.2.2 se han indicado las características más importantes de un hormigón proyectado fabricado con árido de 10 mm. y una relación agua/cemento comprendida entre 0,4 y 0,5.

En general se puede tomar como valores orientativos los datos proporcionados por HOEK y BROWN (1.980) que se recogen en la Tabla VII.

PARAMETRO	CAMPO DE VARIACION
MODULO DE ELASTICIDAD	14.000 - 28.000 MPa
COEFICIENTE DE POISSON	0,25
RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE	330 - 370 MPa

TABLA VII PARAMETROS RESISTENTES TÍPICOS DE UN HORMIGÓN PROYECTADO SEGUN HOEK Y BROWN (1.980)

En el apartado 3.2.2.1.6 se han indicado los posibles incrementos de resistencia que cabe esperar en el caso de que se adicionen fibras de acero en la composición del hormigón.

Probablemente el parámetro que más influencia tiene sobre la resistencia del hormigón proyectado es la relación agua/cemento que debe ser lo más baja posible. Cuando se desea obtener una resistencia lo más alta posible se debe poner especial cuidado en controlar la relación agua/cemento. Un ejemplo esclarecedor lo constituyen las investigaciones realizadas durante la construcción del Túnel de SEIKAN en donde se ha alcanzado un elevado nivel en la aplicación del hormigón. Para controlar la relación agua/cemento, MATSUO y KENMOCHI (1.981), han desarrollado la técnica de la SAND ENVELOPED MORTAR (S.E.C.) que en esencia se basa en preparar un mortero con una relación agua/cemento muy ajustada que se incorpora a un proceso de proyección de hormigón por vía seca.

CARACTERISTICAS														
COMPOSICION DEL MORTERO					COMPOSICION DEL HORMIGON							CARACTERISTICAS DEL HORMIGON PROYECTADO		
S/C	W/C (%)	C (Kg)	S (Kg)	W (Kg)	W/C (%)	S/C	S/A (%)	C (Kg)	S (Kg)	G (Kg)	W (Kg)	POLVO (mg/m ³)	REBOTE (%)	RESISTENCIA A COMPRESION A 28 DIAS (MPa)
1,0	34,6	964	964	343	30,5	1,8	78	629	1129	322	196	1,76	7,2	70,1
"	"	"	"	"	30,2	1,9	69	577	1068	474	174	1,58	6,6	69,7
"	"	"	"	"	30,1	1,9	62	531	1006	611	160	1,63	5,8	65,1
1,5	38	791	1186	307	32,8	2,3	79	546	1254	326	179	3,23	10,0	56,7
"	"	"	"	"	32,4	2,4	71	500	1175	479	162	4,30	10,9	53,8
"	"	"	"	"	32,1	2,4	64	461	1100	614	148	4,31	12,9	60,0
2	42	670	1341	289	34,8	2,8	80	466	1291	321	162	5,78	13,6	59,9
"	"	"	"	"	34,3	2,8	72	426	1198	467	146	5,06	13,2	56,1
"	"	"	"	"	33,9	2,8	65	395	1122	600	134	3,35	13,0	56,8

S = Arena; C = Cemento; W = Agua; A = Aridos; G = gravas

TABLA VIII CARACTERISTICAS DEL HORMIGON PROYECTADO DE ALTA RESISTENCIA UTILIZADO EN EL TUNEL DEL SEIKAN. (MATSUO, 1.981)

En la Tabla VIII se muestran las características de los ensayos realizados con un hormigón proyectado de muy alta resistencia sin utilizar acelerantes.

Las condiciones en las que se hicieron estos ensayos fueron las siguientes:

- + Se proyectó el hormigón en una capa de 10 cm. y posteriormente se recubrió toda la superficie proyectada con una tela para evitar la acción del aire de ventilación.
- + La cantidad de polvo se midió con un instrumento digital y el rebote se midió pesando el hormigón caído después de cada proyección.
- + El caudal de proyección estaba comprendido entre 4 y 6 m³/h y la máxima distancia de transporte era de 40 m.
- + La resistencia a compresión simple se midió a partir de probetas cilíndricas obtenidas mediante perforación en el hormigón proyectado.

De los resultados contenidos en la Tabla VIII pueden deducirse lo siguiente:

- * La menor cantidad de polvo se obtuvo cuando se redujo la relación agua/cemento del mortero primario. Se puede controlar la producción de polvo disminuyendo la cantidad de arena que se incluye en el hormigón.
- * El rebote está muy influenciado por la variación de la relación agua/cemento del mortero y es mínimo para un valor arena/cemento=1

* La resistencia del hormigón proyectado depende, casi linealmente, de la relación agua/cemento del propio hormigón. En estos ensayos se pudo alcanzar una resistencia tan elevada debido a la gran cantidad de cemento utilizada.

A pesar de que, como se ha indicado anteriormente, con una técnica depurada se puede lograr un hormigón proyectado de muy alta resistencia cuando no se tenga una experiencia amplia en la fabricación del hormigón proyectado resulta recomendable plantearse un valor de la resistencia a compresión simple a los 28 días de 25 MPa; de esta forma se tendrá una gran probabilidad de que la resistencia real del hormigón se acercará a la que se considera en el proyecto.

3.2.2.3 Adherencia.

La adherencia del hormigón proyectado es una propiedad muy importante ya que la mayor parte de las inestabilidades que se producen en los macizos rocosos sobre los que se proyecta hormigón se deben precisamente a una falta de adherencia.

HAHN Y HOLMGREN (1.979) de la Swedish Fortifications Administration han investigado profundamente la adherencia del hormigón proyectado en función de la rugosidad y de la composición mineralógicas de las rocas proyectadas.

En la Tabla IX se muestran los resultados obtenidos en los distintos ensayos realizados en la Fig. Nº 23 se representan los valores de la adherencia que se han obtenido.

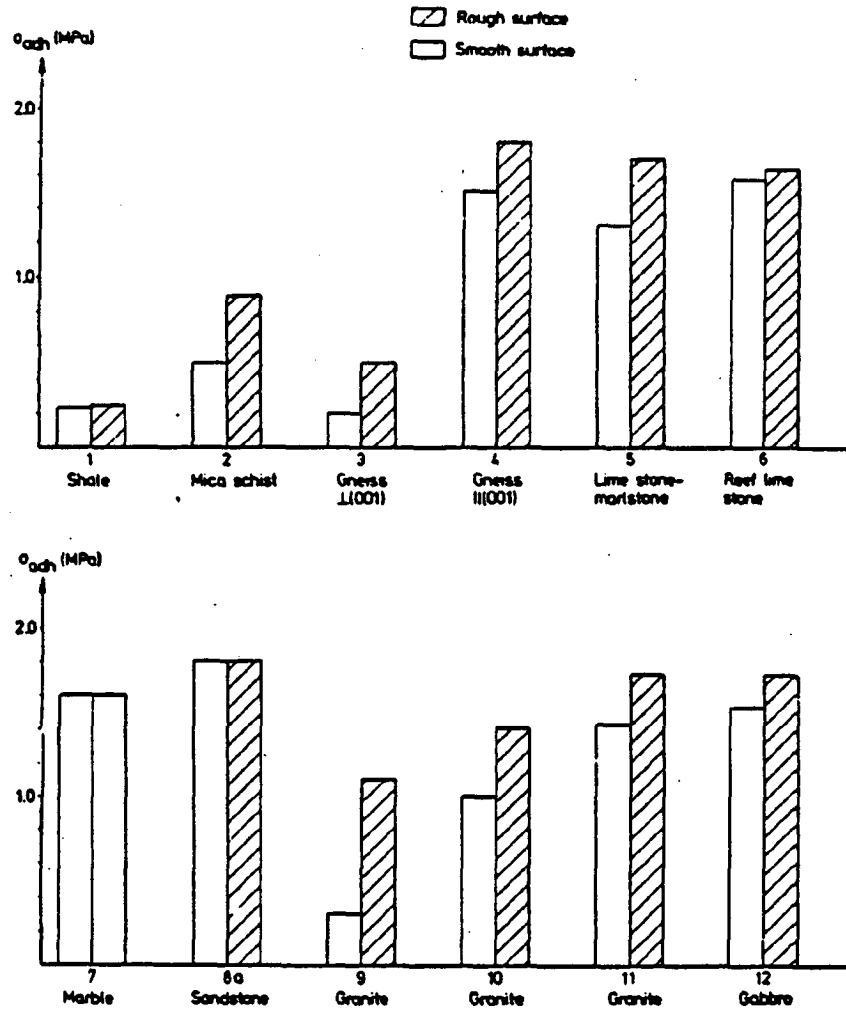


FIG. Nº 23 ADHERENCIA EN SUPERFICIES RUGOSAS Y LISAS PARA VARIAS ROCAS.
 (HAHN, 1.979)

Los mayores valores de la adherencia se obtuvieron en areniscas, calizas, mármoles, granitos con mucho cuarzo, gneisses con caras paralelas a la orientación de las micas y gabros.

Los valores menores de la adherencia se obtuvieron para las pizarras, micaesquistos, granito con mucho feldespato y gneisses con caras perpendiculares a la orientación de la mica presente. En general los valores de la adherencia varían entre 0,2 y 1,8 MPa.

Los resultados obtenidos ponen de manifiesto que la adherencia del hormigón proyectado depende notablemente de la composición mineralógica de la superficie. Cuanto más mica y feldespatos potásicos tengan las rocas menor adherencia presentan las rocas debido a que la reacción entre el cemento y la mica o los feldespatos potásicos es muy débil.

La rugosidad tiene un efecto mucho menos acusado sobre la adherencia del hormigón proyectado. En los ensayos realizados se encontró que la adherencia sobre superficies rugosas era siempre mayor que si se trataba de superficies lisas. Los incrementos de adherencia encontrados eran del orden del 5 al 30% que probablemente puedan ser justificados por la mayor área de las superficies rugosas.

3.2.3 Aspectos de utilización.

Una vez que se han establecido las características más importantes del hormigón proyectado es necesario considerar algunos aspectos importantes de utilización: rendimientos, rebote, preparación de las superficies, juntas y drenaje.

3.2.3.1 Rendimientos.

A la hora de evaluar los rendimientos en la proyección de hormigón hay que enfrentarse con un problema común en la utilización de maquinaria para trabajos pesados: los fabricantes manejan rendimientos obtenidos en condiciones óptimas y a los utilizadores les interesa trabajar con rendimientos medios. La relación entre unos y otros puede ser grande y depende sobre todo del grado de mecanización que se alcance en el conjunto de las operaciones. En procesos poco mecanizados los rendimientos reales suelen ser la tercera parte de los rendimientos de catálogo, referidos a hormigón "in situ".

Las máquinas por vía seca, que son las más utilizadas en minería, permiten alcanzar rendimientos medios comprendidos entre 1 y 2 m³/hora. Con las máquinas mayores se pueden triplicar estos rendimientos. En general puede considerarse un buen rendimiento proyectar entre veinte y treinta metros cúbicos de hormigón en diez horas de trabajo.

Por otro lado no hay que perder de vista que la proyección del hormigón es una operación delicada que exige un trabajo cuidadoso y esto, evidentemente, limita la posibilidad de conseguir elevados rendimientos que siempre se deberán supeditar a proyectar un hormigón de la calidad requerida y con un rebote mínimo.

Es normal que en muchos casos el rendimiento en la proyección del hormigón no esté limitado por la máquina de proyección sino por las dificultades para alimentarla correctamente.

Estos aspectos deben estudiarse con el máximo detalle teniendo al mayor grado posible de mecanización. En el mercado existen numerosas máquinas que pueden satisfacer las necesidades de utilización pero, en cualquier caso, puede recurrirse a instalaciones simples,

como la que se muestra en la Fig. N° 24 que puede construirse con un coste mínimo y resuelve perfectamente el problema.

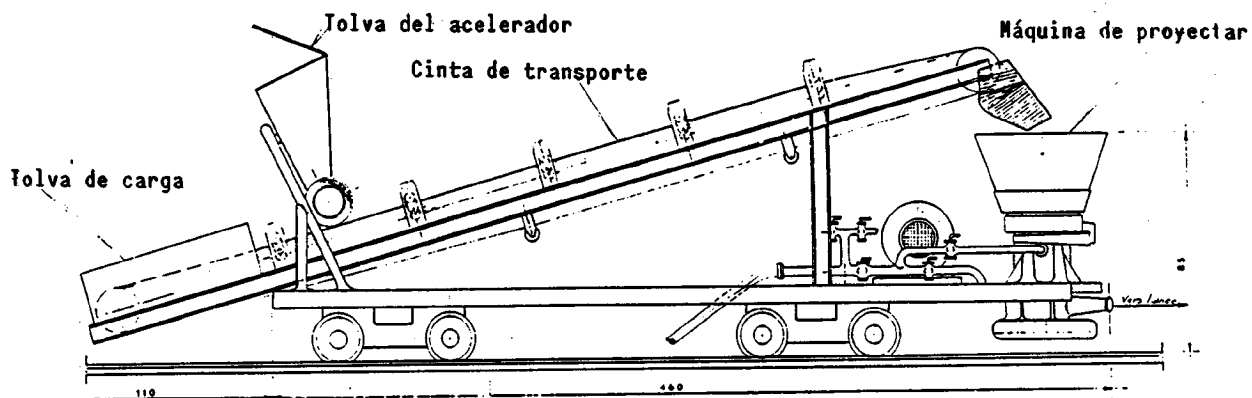


FIG. N° 24 INSTALACION DE ALIMENTACION PARA PROYECCION DE HORMIGON.

Por último conviene recordar que la proyección de hormigón de forma continuada es un trabajo penoso para el operario encargado de realizarla y por ello, cuando se deseen alcanzar elevados rendimientos con volúmen de proyección importantes, será conveniente uti-

zar brazos hidráulicos de proyección como el que se muestra en la Fig. N° 25. En estos casos es recomendable llegar a la máxima mecanización de las operaciones de alimentación de materiales para lo cual en el caso de minas equipadas con vías, se puede recurrir a la disposición que se ilustra en la Fig. N° 26, en la que además de las máquinas conocidas se incorporan unos vagones provistos de una cinta en el fondo para efectuar el transporte de los componentes del hormigón.

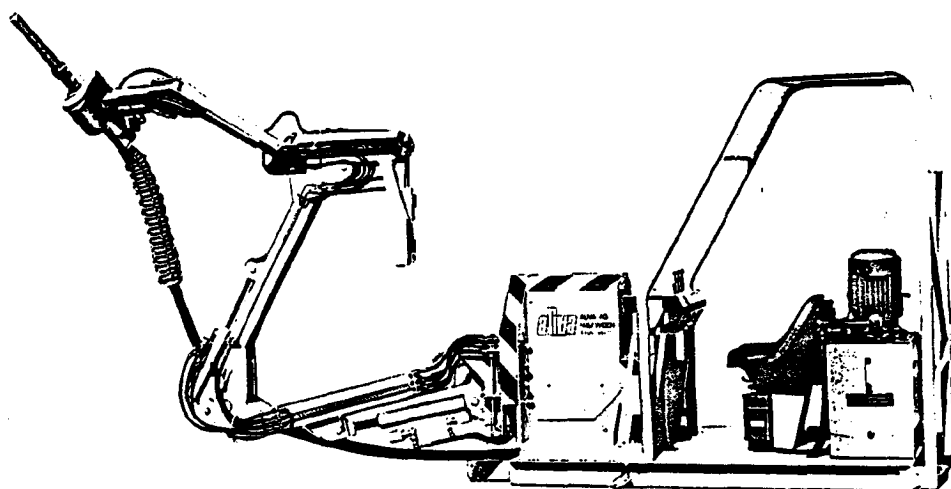


FIG. N° 25 BRAZO HIDRAULICO PARA PROYECTAR HORMIGON.

1. Brazo hidráulico
2. Vagon
3. Máquina de proyectar
4. Cinta de transporte
5. Dosificador
6. Tolvas de alimentación

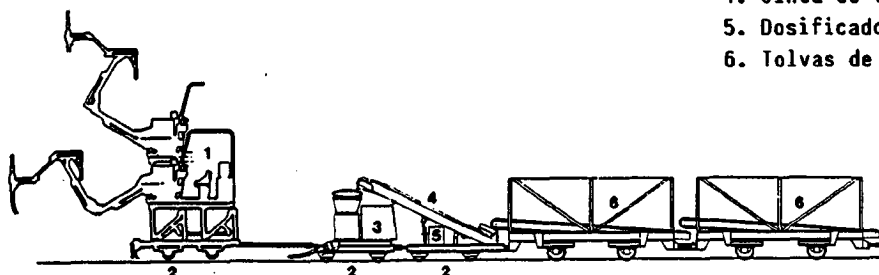


FIG. N° 26 TREN PARA PROYECCION DE HORMIGON.

3.2.3.2 Rebote.

Una de las dificultades más importantes que presenta el uso del hormigón proyectado son las pérdidas por rebote que se definen como el peso del hormigón proyectado que rebota de la superficie de aplicación expresada en % del peso total del hormigón proyectado.

A título de orientación en la Tabla X se dan algunos valores característicos del rebote en a proyección de hormigón.

SUPERFICIE DE PROYECCION	REBOTE NORMAL (%)
Pisos o losas	5 - 10
Paramentos inclinados	15 - 18
Paramentos verticales	15 - 25
Bóvedas y techos	20 - 50

TABLA X INDICES TIPICOS DE REBOTE.

El rebote en la proyección del hormigón depende de los siguientes factores:

- + La cantidad de agua.
- + La cantidad de granulometría de los áridos.
- + La velocidad de proyección.
- + La destreza del operario que proyecta.
- + La velocidad inicial de fraguado, es decir de la proporción de acelerante que se emplee.

- + Del ángulo de impacto en la proyección.
- + Del espesor de la capa aplicada.
- + De la distancia entre la tobera de proyección y la superficie de aplicación.

De todos estos factores posiblemente el de mayor influencia sea la destreza del operario por lo que resulta muy recomendable antes de realizar una obra con hormigón proyectado adiestrar al personal ensayando la técnica de proyección sobre una estructura dispuesta en el exterior.

Por lo que se refiere al ángulo de impacto con la superficie de aplicación el menor rebote se consigue cuando éste está próximo a los 90°. Esta condición no sólo es importante porque se minimiza el rebote sino porque así se consigue el mejor acabado superficial del hormigón proyectado. En estas condiciones se puede lograr con la habilidad necesaria un rebote comprendido entre el 10 y el 12%. En la Tabla XI se indica algunos valores del rebote para diversos ángulos de incidencia.

ANGULO DE INCIDENCIA SOBRE LA SUPERFICIE	REBOTE NORMAL (%)
90°	10 - 12
60°	16 - 21
30°	18 - 24

TABLA XI VARIACION DEL REBOTE SEGUN EL ANGULO DE INCIDENCIA.

Para que el rebote sea mínimo la distancia entre la tobera de proyección y la superficie debe estar comprendida entre 60 y 150 cm. siendo 100 cm. la distancia ideal. Para una distancia de 1 m., proyectando normalmente a la superficie de aplicación, el rebote puede ser de un 10% pero si esta distancia aumenta o disminuye 25 cm. fuera del margen antes señalado el rebote superará fácilmente el 25%.

Sin embargo, cuando se deba proyectar hormigón sobre armaduras es conveniente reducir la distancia de proyección, incluso por debajo de 60 cm., y dirigir la tobera con un ángulo de incidencia inferior a 60° con objeto de que el hormigón rellene bien el espacio que rodea a las armaduras y no se dejen "zonas de sombra" que producirán discontinuidades en el hormigonado.

El rebote supone un sobrecoste importante en la utilización del hormigón proyectado y debe ser limitado al máximo siguiendo las reglas anteriores. En cualquier caso hay que tener en cuenta que aumentando adecuadamente la proporción de acelerante el rebote se controla muy bien sobre todo en las primeras capas de aplicación.

3.2.3.3 Preparación de la superficie.

Si el macizo rocoso no se altera ante la acción del agua es conveniente proceder a limpiar la superficie a proyectar mediante agua a presión antes de iniciar la proyección. Si las rocas se degradan por el agua o están muy fisuradas es preferible hacer la proyección directamente. En cualquier caso deben eliminarse los costeros que puedan aflojarse.

3.2.3.4 Juntas.

El hormigón proyectado presenta una retracción del 0,06 al 0,1 % por lo que es necesario prever juntas de retracción si la superficie es importante. En la Fig. Nº 27 se ilustra gráficamente la forma correcta de realizar las juntas.

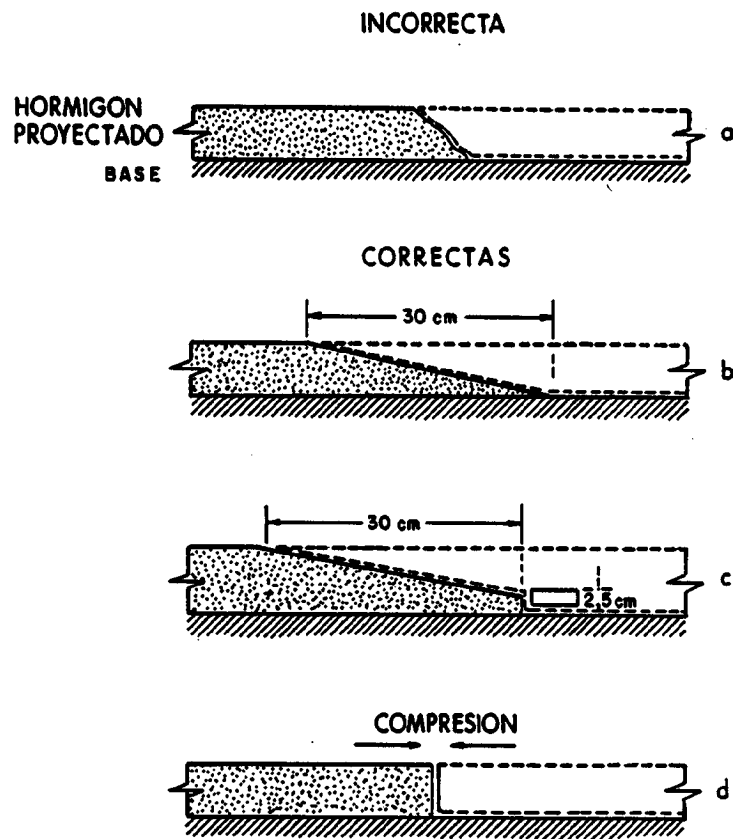


FIG. Nº 27 REALIZACION DE JUNTAS CON HORMIGON PROYECTADO.

Si se prevén grandes convergencias es recomendable dejar juntas longitudinales de unos 20 cm. de ancho. En este caso como la práctica habitual será hacer la proyección en dos capas una, de

unos 3 cm., en las inmediaciones del frente que se recrecerá a unos 40 - 60 m. por detrás al espesor definitivo; bastará para hacer el efecto de junta no recrecer la proyección inicial a lo largo de dos bandas de unos 20 cm. de ancho situadas en la unión de paramentos y bóveda.

3.3 Efectos del bulonaje y del hormigón proyectado.

Una vez que se ha establecido el estado actual de la tecnología del bulonaje y del hormigón proyectado, en los apartados siguientes se expondrán los efectos que pueden lograrse con la aplicación del bulonaje y del hormigón proyectado.

3.3.1 Concepto del sostenimiento.

Tanto el bulonaje como el hormigón proyectado son elementos de sostenimiento que se utilizan para garantizar la estabilidad de las galerías y obras subterráneas. Para esclarecer los efectos que pueden lograrse con su utilización se expondrán en los apartados siguientes los principios que rigen el diseño del sostenimiento en minería y obras subterráneas.

3.3.1.1 Definiciones.

Con objeto de encuadrar adecuadamente el problema a continuación se establecen unas definiciones imprescindibles.

3.3.1.1.1 Sostenimientos y revestimiento.

Se entiende por sostenimiento el conjunto de elementos que se deben colocar para garantizar la estabilidad de las galerías y obras subterráneas de acuerdo con las condiciones del proyecto.

Se entiende por revestimiento el conjunto de elementos que se colocan en una galería u obra subterránea para conseguir un acabado superficial de acuerdo con las condiciones del proyecto.

El sostenimiento debe ejercer un papel estructural y debe ser diseñado en función de las características resistentes del terreno, de las presiones que actúan y de las dimensiones del hueco a sostener.

El revestimiento debe ejercer un papel funcional y debe ser diseñado en función del uso a que vaya destinado la galería u obra en cuestión. Un ejemplo típico de revestimiento lo constituye el hormigonado que se suele utilizar en las obras subterráneas realizadas en las proximidades de los pozos de extracción: salas de bombas, salas de carga de baterías, talleres... que, aunque sean estables en la mayoría de los casos, se coloca un revestimiento por el uso que se va a hacer de ellas.

3.3.1.1.2 Estructuras con distribución estática de tensiones.

Cuando se excava un hueco en el interior de un macizo rocoso se produce una redistribución de tensiones alrededor del hueco abierto.

En muchos casos las deformaciones producidas por esta distribución de tensiones se estabilizan en un período corto de tiempo de pocos días o incluso de horas.

Tal es el caso de todas las galerías de infraestructura, pozos de extracción y servicios y en general de todas las galerías que no se ven afectadas por los tajos de explotación.

En este tipo de estructuras las cargas que deben ser consideradas para diseñar su sostenimiento son, exclusivamente, las que se derivan de la redistribución del campo tensional inicial.

3.3.1.1.3 Galerías sometidas al efecto de los tajos.

Las galerías de servicio de los tajos están sometidas a dos procesos de distribución de tensiones: inicialmente se comportan como una galería de infraestructura pero cuando se realiza la explotación se ven sometidas a nuevos incrementos de presión que deben ser adecuadamente evaluados si se desea diseñar el sostenimiento adecuadamente.

En sentido genérico los métodos de explotación se pueden agrupar en dos grandes grupos: los que mantienen intacto el techo de la capa a explotar y los que provocan su hundimiento.

Un ejemplo típico del primer caso lo constituyen las explotaciones por cámaras y pilares, mientras que el segundo caso corresponde a la explotación por tajo largo.

Esta diferencia de tratamiento de las rocas del techo tiene una importancia apreciable sobre las presiones ejercidas sobre las galerías de explotación. En ambos casos, cuando se realiza la explotación, se produce una sobrepresión que en el caso de Cámaras y Pilares suele ser del orden de 2 a 3 veces las presiones previamente existentes, mientras que en el caso largo el valor del incremento de presión está comprendido entre 2 y 6.

Además de esta sobrepresión en el caso del tajo largo se imponen a los terrenos unas deformaciones muy importantes, relacionadas con la potencia de la capa, que no pueden soportar sin fracturarse si no se dispone de los elementos de apoyo necesarios y con la rigidez adecuada.

Así pues para diseñar una galería de explotación habrá que tener en cuenta: la redistribución inicial de tensiones, la sobrepresión producida por el avance de la explotación y las deformaciones inducidas tras el paso de ésta.

3.3.1.1.4 Terrenos con deformaciones tiempo-dependientes.

Hay rocas que presentan fenómenos de fluencia que se manifiestan cuando están sometidos a una tensión determinada durante un cierto tiempo. En estos materiales cuando se alcanza la tensión de fluencia las deformaciones no se estabilizan en periodos cortos de tiempo y alcanzan valores muy importantes. Presentan este fenómeno las evaporitas, halita, silvinita y yesos, así como las lutitas y limolitas en presencia del agua.

Por otro lado, en sentido amplio, también pueden considerarse deformaciones tiempo-dependientes las producidas por fenómenos de hinchamiento debidos a la adsorción de agua por ciertas especies minerales de las cuales la Montmorillonita es la más característica.

Estos fenómenos deben tener un tratamiento específico para diseñar correctamente el sostenimiento ya que en caso contrario los resultados serán muy negativos e incluso el sostenimiento elegido puede ser contraproducente.

3.3.1.2 Comportamiento mecánico de las rocas.

Las rocas son cuerpos esencialmente isótropos ya que están compuestas habitualmente por diversas especies minerales y han sufrido procesos genéricos y tectónicos que han creado superficies de discontinuidades. Sin embargo para poderlas caracterizar mecánicamente habitualmente se recurre a ensayar muestras a partir de testigos de sondeos, normalmente sin discontinuidades, corrigiendo posteriormente los resultados. Los ensayos que definen el comportamiento típico de las rocas son los de compresión simple, corte, tracción y el de cargas combinadas.

3.3.1.2.1 Comportamiento a compresión simple.

Los ensayos a compresión simple son los más usuales ya que son los más sencillos de hacer y proporcionan una información que permite prever bastante bien el comportamiento mecánico de las rocas.

El ensayo a compresión simple se efectúa sometiendo la muestra de roca a una carga de uniaxial aplicada perpendicularmente sobre dos caras paralelas talladas en la muestra.

Las condiciones en que debe realizarse un ensayo a compresión simple para que resulte significativo han sido normalizadas por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas.

En la Fig. N° 28 se muestra una curva típica de este ensayo en la que se han reflejado las funciones:

$$\sigma_1 = \sigma_1 (\epsilon_1)$$

$$\frac{\Delta v}{v} = \frac{\Delta v}{v} (\epsilon_1 + \epsilon_3)$$

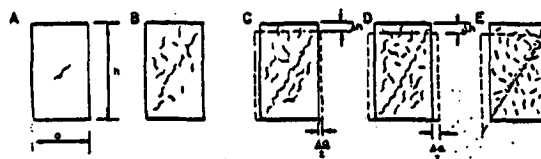
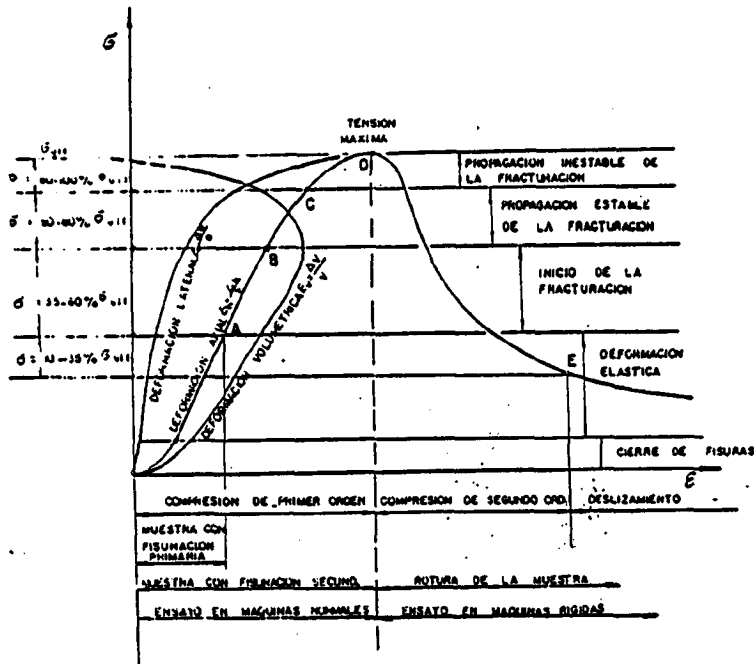
$$\epsilon_3 = \nu \epsilon_1$$

Para deformaciones pequeñas se cumple que

$$\frac{\Delta v}{v} = \epsilon_1 + 2 \nu \epsilon_1 \quad (1)$$

siendo

$$\nu = \frac{\Delta v}{2 \epsilon_1 v}$$



ESTADO DE LA MUESTRA EN LAS DISTINTAS ETAPAS DEL ENSAYO

FIG. Nº 28 CURVA TÍPICA DE UN ENSAYO A COMPRESIÓN SIMPLE SERVOCONTROLADO.

En este proceso tiene un papel muy importante el estado de fisuración. En primer lugar se cierran las fisuras que tienen una dirección sensiblemente normal a la dirección de σ_1 cuando estas se han cerrado se termina la fase cierre lo cual ocurre para una tensión σ_1^c .

A partir de aquí la curva $\sigma_1 = \sigma_3 (\epsilon_1)$ es una recta hasta que se alcanza una tensión de inicio de la fisuración; la tensión a que está sometida la muestra en ese momento la denominaremos σ_1^f

En general
$$0,3 < \frac{\sigma_1^f}{\sigma_c} < 0,6$$

Esto nos indica que para conseguir que las rocas se comporten elásticamente es preciso que sólo estén cargadas a una fracción pequeña de la carga que corresponde a su resistencia a compresión simple.

Si aumenta σ_1 por encima de σ_1^f la fisuración se propaga tendiendo a ser paralela a la dirección de σ_1 . En una primera etapa de transmisión de la fisuración es estable ya que si la carga cesa la fisuración se detiene. La propagación estable de las fisuras no implica una deformabilidad axial mayor por lo que la curva $\sigma_1 = \sigma_1 (\epsilon_1)$ sigue siendo lineal pero existe un fenómeno dilatante ya que aumenta ϵ_3 y $\frac{\Delta v}{v}$.

La frontera entre la propagación estable e inestable corresponde a la resistencia de la roca a largo plazo. Este punto corresponde, según BIENIAWSKI, al cambio de signo de $\frac{\Delta v}{v}$. Este límite se llama umbral de fisuración.

$$\sigma_1^1 \text{ y suele ser } \sigma_1^1 = 0,8 \cdot \sigma_c$$

A partir de aquí se alcanza la resistencia máxima σ_1^M que si $\sigma_3 = 0$ corresponde a la resistencia a compresión de la roca.

Puede ocurrir que se produzca una rotura brutal, generalmente debida a la escasa rigidez de la prensa empleada; pero si la prensa es adecuada, puede trazarse la curva completa $\sigma_1 = \sigma_1(\epsilon_1)$ que si $\sigma_3 = 0$ llega a hacerse nula. Si existe un cierto confinamiento, por ejemplo rozamiento entre los distintos fragmentos de roca triturada se generará una resistencia a compresión residual σ_1^R cuyo conocimiento es esencial pues es la resistencia de la roca que nos puede garantizar indefinidamente la estabilidad de una excavación.

La rotura frágil es el comportamiento normal de muchas rocas cuando se hace un ensayo a compresión simple en el laboratorio; no obstante hay algunas rocas, por ejemplo las evaporitas, que tienen la propiedad de deformarse a tensión constante a partir de un cierto nivel de carga presentando una rotura de tipo dúctil.

En ensayos realizados sobre la caliza de SOLENHOFEN, HEARD considera que el umbral de ductilidad está determinado por una deformación del 3 - 5 %; si la deformación axial es inferior al 1% el comportamiento debe considerarse frágil y si supera el 5% debe ser considerado como dúctil.

3.3.1.2.2 Comportamiento al corte.

Si sometemos una muestra de roca a un ensayo de corte obtenemos una respuesta como la indicada en la Fig. Nº 29. Inicialmente la tensión que acepta la roca crece muy rápidamente hasta alcanzar el valor máximo, τ_{max} , para unos desplazamientos muy pequeños; a partir de este valor los desplazamientos aumentan rápidamente y la tensión de corte disminuye hasta alcanzar un valor mínimo, independiente del desplazamiento, que es la resistencia al corte residual. Este fenómeno se explica por la desaparición de la cohesión, resistencia debida a las fuerza moleculares, cuando la tensión

alcanza el valor τ_{max} ; a partir de este momento la única resistencia que se opone al corte es el rozamiento de las dos superficies que se diferencian que va disminuyendo hasta alcanzar el valor residual. En la Fig. Nº 30 se muestra la representación de la resistencia al corte en ambos casos extremos.

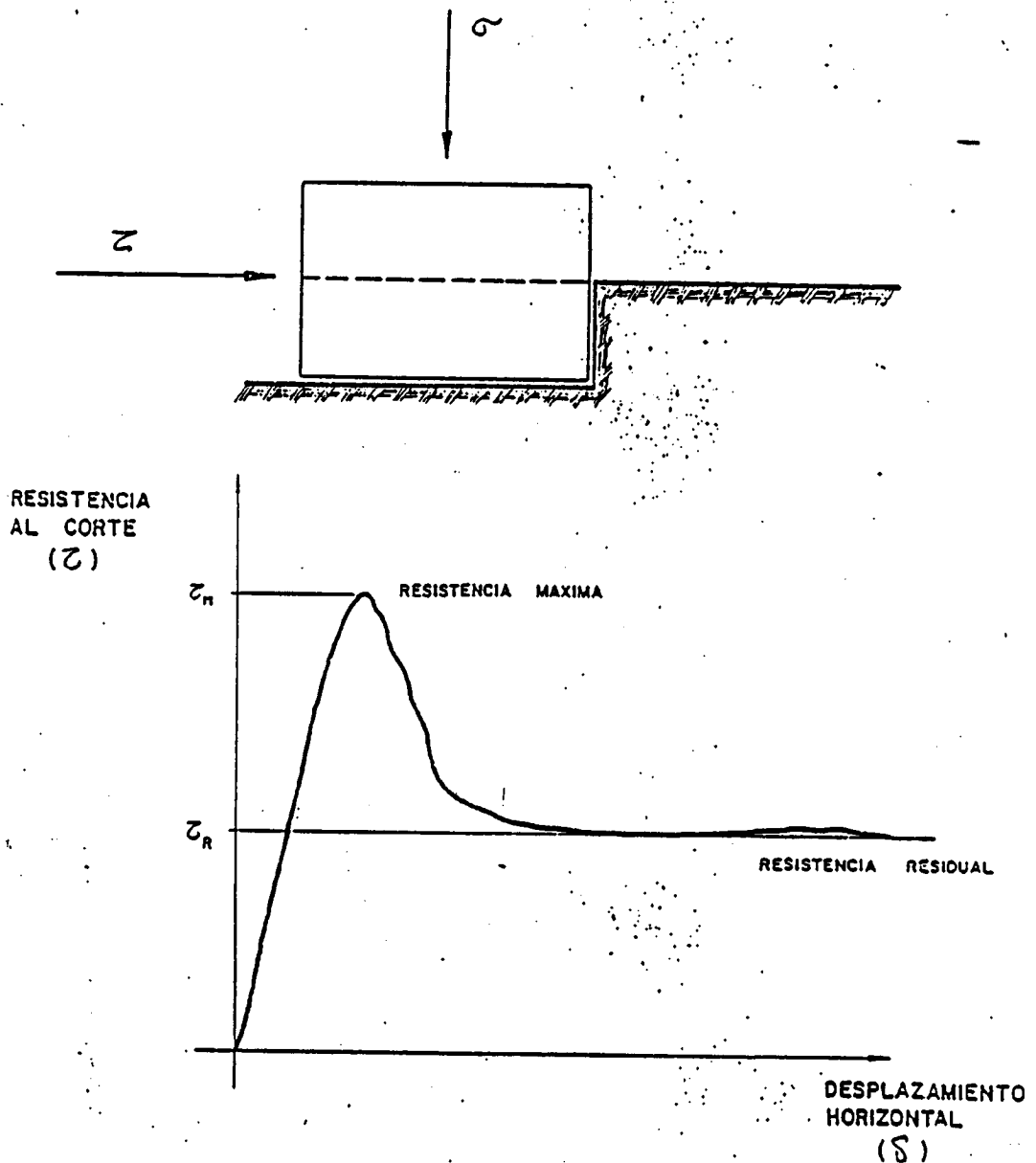


FIG. Nº 29 CURVA TIPICA DE UN ENSAYO DE CORTE.

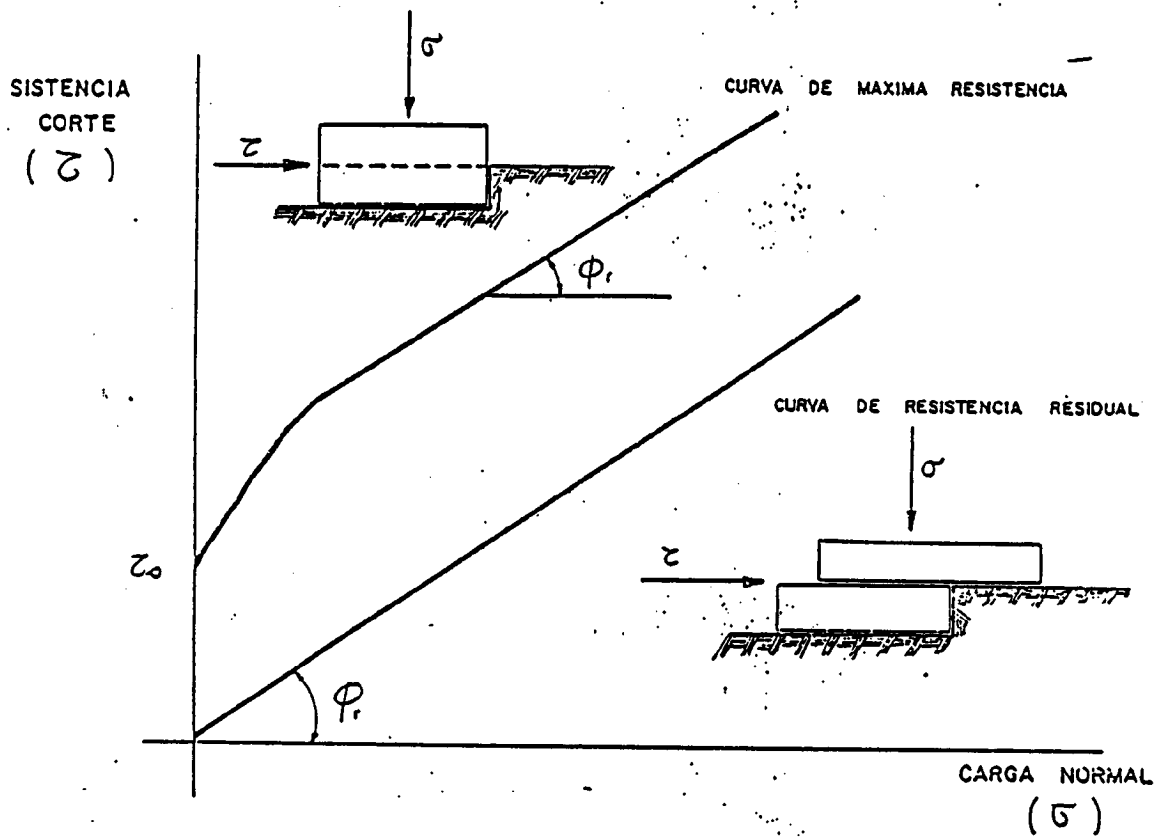


FIG. Nº 30 CURVAS DE RESISTENCIA INTRINSECA Y RESIDUAL.

Si la superficie de rotura no es perfectamente plana se presenta un fenómeno de dilatancia (dilatación transversal a la tensión de corte) cuando la tensión normal es pequeña. Ello es debido a que inicialmente el desplazamiento se hace siguiendo los dientes creados en la rotura tal como se indica en la Fig. Nº 31 en los primeros instantes el efecto de la dilatancia produce un aumento de la resistencia a corte que puede evaluarse por la expresión:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}(\phi + i) \quad (2)$$

donde ϕ es el ángulo de rozamiento interno, i es el ángulo de los dientes respecto a la superficie de rotura.

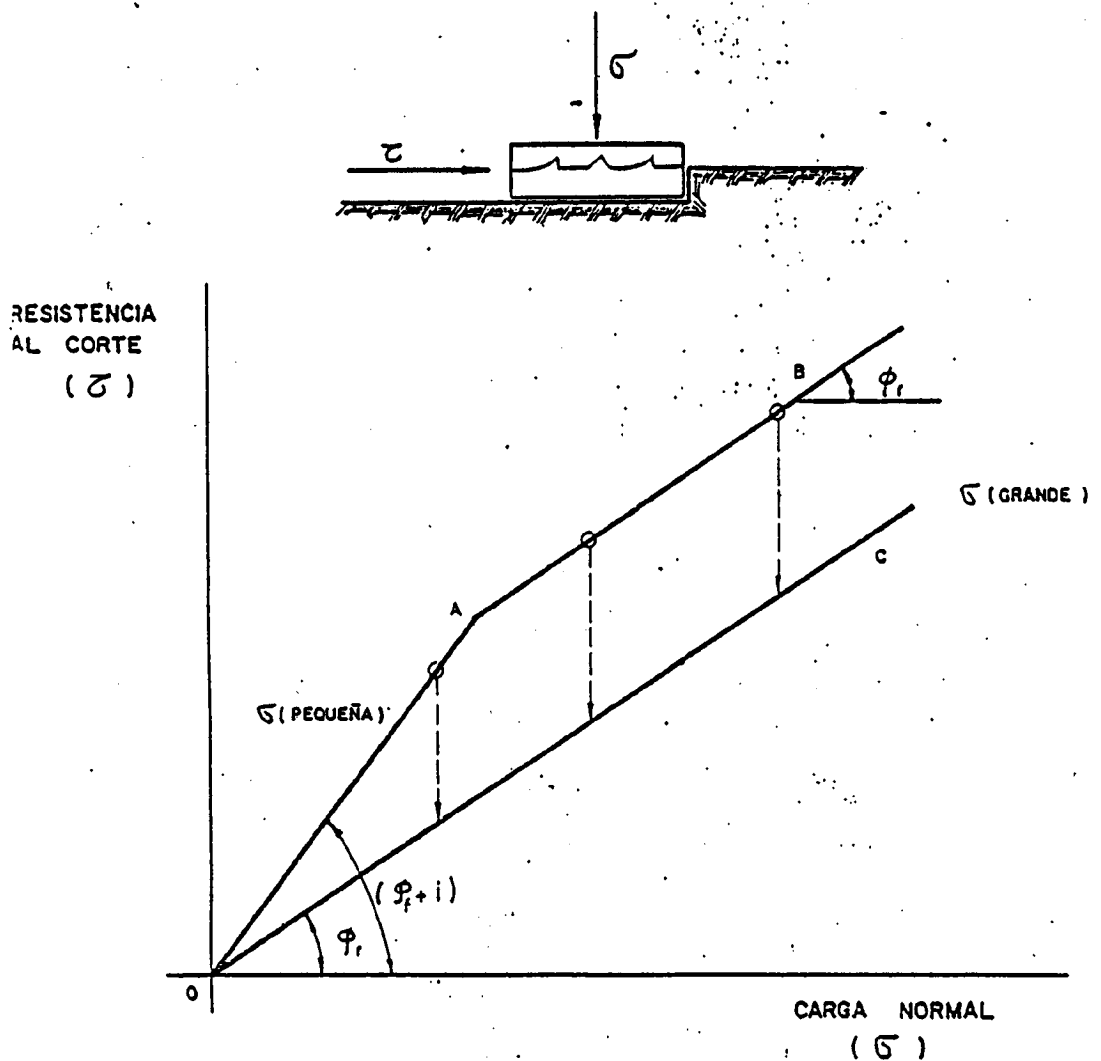


FIG. N° 31 CURVAS DE RESISTENCIA INTRINSECA Y RESIDUAL EN UNA DISCONTINUIDAD REGULAR.

La resistencia al corte de una roca está limitada inferiormente por su resistencia residual y la resistencia de pico que es debida a la dilatancia. Observese que para mantener la dilatancia la roca debe tener pequeñas deformaciones y estar sometida a tensio-

nes normales a la superficie de corte también pequeñas.

El efecto de la dilatancia es muy importante en el estudio de la estabilidad de taludes y algunas obras subterráneas ya que en estos casos las tensiones normales son muy pequeñas y, tal como se muestra en la Fig. Nº 31, el valor de la resistencia de corte aportado por la dilatancia es una fracción muy importante de la resistencia al corte total. BARTON (1.976) ha estudiado exhaustivamente el efecto de la rugosidad sobre la resistencia al corte de los macizos rocosos y en sus trabajos pueden encontrarse fórmulas adecuadas para evaluar con bastante precisión la resistencia de pico y residual de las discontinuidades.

3.3.1.2.3 Comportamiento a tracción.

En general las rocas tienen una resistencia a la tracción muy pequeña, comparada con su resistencia a compresión simple, y su determinación se suele realizar por métodos indirectos como el ensayo brasileño. En este ensayo se aplica una carga diametral P, sobre una probeta cilíndrica de diámetro D y longitud L, en la que normalmente $L < D$, y se produce la rotura por el plano de carga al generarse una tensión de tracción que vale

$$\sigma_t = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot D \cdot L} \quad (3)$$

Habitualmente la resistencia a tracción de las rocas está relacionada con la resistencia a compresión simple. Así MILLER (1.965) propone la relación

$$\sigma_c = 21 \cdot \sigma_t + 280 \quad (4)$$

Donde σ_c y σ_t están expresadas en Kg/cm². Notese que la expresión anterior no es válida para rocas con $\sigma_c < 280$. Por otra parte KIM y LADE (1.984) proponen la relación siguiente:

$$\sigma_t = T \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_c}{Pa} \right)^t \quad (5)$$

Donde T y t son parámetros adimensionales y Pa es la presión atmosférica.

DUDEK y GALZYNSKI (1.984) han utilizado el índice de fragilidad $\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_t} \right)$ definido por HINO para clasificar las rocas de acuerdo con los criterios contenidos en la Tabla XII.

INDICE DE FRAGILIDAD $\frac{\sigma_c}{\sigma_t}$	TIPO DE ROCA
< 7	Rocas poco resistentes: carbón, margas, pizarras blandas, argilitas.
7 - 12	Rocas tipo medio: pizarras, areniscas de grano grueso, calizas silíceas....
12 - 19	Rocas resistentes: granitos, mármoles, areniscas de grano fino..
> 19	Rocas muy resistentes: areniscas de grano muy fino, dolomias, calizas, basaltos....

TABLA XII INDICE DE FRAGILIDAD DE ALGUNOS TIPOS DE ROCAS.

En general como criterio de diseño debe evitarse que las rocas trabajen a tracción ya que las zonas del macizo rocoso sometidas a tracciones serán probablemente, propensas a la rotura.

3.3.1.2.4 Comportamiento bajo cargas combinadas y criterios de rotura.

En la realidad las rocas difícilmente se ven sometidas a estados puros de carga (compresión o tracción) sino que es frecuente que se vean sometidas a estado de compresión con una tensión σ_1 bajo otra de confinamiento lateral, σ_3 .

La influencia de σ_3 es decisiva como lo demostraron los ensayos de VON KARMAN, en 1.911, sobre mármol de Carrara en donde al aumentar σ_3 se pasaba de la rotura frágil a la dúctil y aún se superaba este comportamiento ya que como luego ha sido admitido universalmente no es posible que una roca tenga una deformación plástica sometida a un estado de tensión triaxial elevado. La Fig. N° 32 muestra estos resultados.

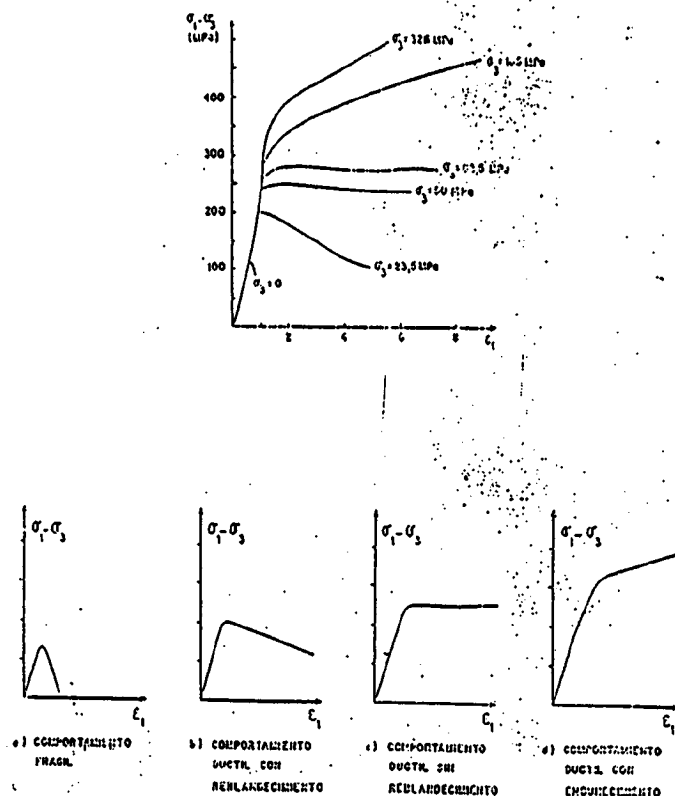


FIG. N° 32 CURVAS TÍPICAS DE UN ENSAYO TRIAXIAL.

Del contenido de la Fig. N° 32 se puede deducir que un incremento en la presión de confinamiento, σ_3 , tiene un efecto muy beneficioso sobre el comportamiento mecánico de las roca ya que aumenta su resistencia y, lo que es más importante, la deformación que admite en la rotura.

Como ya es sabido cada ensayo triaxial puede ser representado por un círculo en el diagrama de Mohr y la envolvente de todos ellos es la curva intrínseca que separa la zona estable de la inestable en el plano (τ vs σ) la envolvente de los diversos círculos de Mohr que representan los ensayos triaxiales realizados es una función del tipo:

$$\tau = f(\sigma) \quad (6)$$

Según Coulomb - Navier la expresión (6) puede aproximarse por la recta

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (7)$$

donde

c = Cohesión (resistencia al corte con $\sigma = 0$)

ϕ = Angulo de rozamiento interno.

La expresión (7) constituye uno de los criterios de rotura más frecuentemente utilizados y refleja un comportamiento elasto-plástico de los materiales.

La ecuación (7) puede expresarse también de esta forma:

$$\sigma_1 = \lambda \cdot \sigma_3 + \sigma_c \quad (8)$$

donde

$$\lambda = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (9)$$

$$\sigma_c = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad (10)$$

λ se conoce habitualmente como "Coeficiente de empuje pasivo".

Si se admite que la roca tiene un comportamiento frágil existirá una pérdida brusca de cohesión en la rotura y, de acuerdo con (10), también la resistencia a compresión simple será nula. En estas condiciones el criterio de rotura se expresa por

$$\sigma_1 = \lambda \cdot \sigma_3 \quad (11)$$

En la expresión (11) se aprecia claramente que en los materiales de comportamiento elasto-plástico-frágil la única resistencia que cabe esperar es precisamente la debida a la tensión de confinamiento.

HOEK y BROWN (1.980) han establecido un criterio de rotura, por consideraciones empíricas, para un comportamiento elasto-plástico-frágil que está definido por las ecuaciones siguientes:

- Para la roca no plastificada o fragmentada

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}} \quad (12)$$

- Para la roca plastificada o fragmentada

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_r \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s_r \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}} \quad (13)$$

El parámetro S relaciona la resistencia a compresión simple de la roca intacta σ_c con la del macizo rocoso, σ_{cs} , por medio de la expresión

$$\sigma_{cs} = \sqrt{S \cdot \sigma_c^2} \quad (14)$$

Por otra parte el parámetro m está relacionado, junto con S y σ_c con la resistencia a tracción de la roca intacta mediante la expresión

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_c (m - \sqrt{m^2 + 4S}) \quad (15)$$

En la Tabla XIII se muestran los valores recomendados por HOEK y BROWN (1.980) para cinco tipos característicos de rocas teniendo en cuenta el estado de fracturación del macizo y su calidad en función del RQD de Barton del RMR de Bieniawski.

Existen otros muchos criterios de rotura, más complicados y que se aplican en condiciones específicas, pero no hay que olvidar que las sofisticaciones en los cálculos efectuados deben ir correlacionadas con la bondad de los parámetros resistentes de las rocas ya que en caso contrario los resultados obtenidos serán poco fiables.

3.3.1.2.5 Efecto de escala.

Habitualmente en el laboratorio se trabaja con testigos de roca obtenidos directamente de sondeos o de bloques de roca que se llevan al laboratorio. Las muestras ensayadas responden al concepto de "roca intacta" ya que normalmente están libres de planos

TABLA XIII CRITERIOS EMPIRICOS DE ROTURA SEGUN EL TIPO Y CALIDAD DE LAS ROCAS. HOEK BROWN (1.980).

TIPO DE ROCA CALIDAD DE LA ROCA	CARBONATE ROCKS WITH WELL DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE <i>dolomite, limestone and marble</i>	LITHIFIED ARGILLACEOUS ROCKS <i>mudstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage)</i>	ARENACEOUS ROCKS WITH STRONG CRYSTALS AND POORLY DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE <i>sandstone and quartzite</i>	FINE GRAINED POLYMINERALLIC IGNEOUS CRYSTALLINE ROCKS <i>andesite, dolerite, diabase and rhyolite</i>	COARSE GRAINED POLYMINERALLIC IGNEOUS AND METAMORPHIC CRYSTALLINE ROCKS <i>amphibolite, gabbro, gneiss, granite, norite and quartz-diorite</i>
INTACT ROCK SAMPLES <i>Laboratory size rock specimens free from structural defects</i> CSIR rating 100+, NGI rating 500	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{7\sigma_{3n} + 1.0}$ $\tau_n = 0.816(\sigma_n + 0.140)^{0.658}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{10\sigma_{3n} + 1.0}$ $\tau_n = 0.918(\sigma_n + 0.099)^{0.677}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{15\sigma_{3n} + 1.0}$ $\tau_n = 1.044(\sigma_n + 0.067)^{0.692}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{17\sigma_{3n} + 1.0}$ $\tau_n = 1.086(\sigma_n + 0.059)^{0.696}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{25\sigma_{3n} + 1.0}$ $\tau_n = 1.220(\sigma_n + 0.040)^{0.705}$
VERY GOOD QUALITY ROCK MASS <i>Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints spaced at 2-3 metres</i> CSIR rating 85, NGI rating 100	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{3.5\sigma_{3n} + 0.1}$ $\tau_n = 0.651(\sigma_n + 0.028)^{0.679}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{5\sigma_{3n} + 0.1}$ $\tau_n = 0.739(\sigma_n + 0.020)^{0.692}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{7.5\sigma_{3n} + 0.1}$ $\tau_n = 0.848(\sigma_n + 0.013)^{0.702}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{8.5\sigma_{3n} + 0.1}$ $\tau_n = 0.883(\sigma_n + 0.012)^{0.705}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{12.5\sigma_{3n} + 0.1}$ $\tau_n = 0.998(\sigma_n + 0.008)^{0.712}$
GOOD QUALITY ROCK MASS <i>Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints spaced at 1 to 3 metres.</i> CSIR rating 65, NGI rating 10	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.7\sigma_{3n} + 0.004}$ $\tau_n = 0.369(\sigma_n + 0.006)^{0.669}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{1.0\sigma_{3n} + 0.004}$ $\tau_n = 0.427(\sigma_n + 0.004)^{0.683}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{1.5\sigma_{3n} + 0.004}$ $\tau_n = 0.501(\sigma_n + 0.003)^{0.695}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{1.7\sigma_{3n} + 0.004}$ $\tau_n = 0.525(\sigma_n + 0.002)^{0.698}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{2.5\sigma_{3n} + 0.004}$ $\tau_n = 0.603(\sigma_n + 0.002)^{0.707}$
FAIR QUALITY ROCK MASS <i>Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1 metre.</i> CSIR rating 44, NGI rating 1.0	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.14\sigma_{3n} + 0.0001}$ $\tau_n = 0.198(\sigma_n + 0.0007)^{0.662}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.20\sigma_{3n} + 0.0001}$ $\tau_n = 0.234(\sigma_n + 0.0005)^{0.675}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.30\sigma_{3n} + 0.0001}$ $\tau_n = 0.280(\sigma_n + 0.0003)^{0.688}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.34\sigma_{3n} + 0.0001}$ $\tau_n = 0.295(\sigma_n + 0.0003)^{0.691}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.50\sigma_{3n} + 0.0001}$ $\tau_n = 0.346(\sigma_n + 0.0002)^{0.700}$
POOR QUALITY ROCK MASS <i>Numerous weathered joints spaced at 30 to 50mm with some gouge filling / clean waste rock</i> CSIR rating 23, NGI rating 0.1	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.04\sigma_{3n} + 0.00001}$ $\tau_n = 0.115(\sigma_n + 0.0002)^{0.646}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.05\sigma_{3n} + 0.00001}$ $\tau_n = 0.129(\sigma_n + 0.0002)^{0.655}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.08\sigma_{3n} + 0.00001}$ $\tau_n = 0.162(\sigma_n + 0.0001)^{0.672}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.09\sigma_{3n} + 0.00001}$ $\tau_n = 0.172(\sigma_n + 0.0001)^{0.676}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.13\sigma_{3n} + 0.00001}$ $\tau_n = 0.203(\sigma_n + 0.0001)^{0.686}$
VERY POOR QUALITY ROCK MASS <i>Numerous heavily weathered joints spaced less than 50mm with gouge filling / waste rock with fines</i> CSIR rating 3, NGI rating 0.01	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.007\sigma_{3n} + 0}$ $\tau_n = 0.042(\sigma_n)^{0.534}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.010\sigma_{3n} + 0}$ $\tau_n = 0.050(\sigma_n)^{0.539}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.015\sigma_{3n} + 0}$ $\tau_n = 0.061(\sigma_n)^{0.546}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.017\sigma_{3n} + 0}$ $\tau_n = 0.065(\sigma_n)^{0.548}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.025\sigma_{3n} + 0}$ $\tau_n = 0.078(\sigma_n)^{0.556}$

de discontinuidad. Pero la roca intacta no es representativa de la realidad del macizo rocoso que está afectado por distintos tipos de discontinuidad como ya hemos visto. La presencia de discontinuidades comporta una pérdida de resistencia en el macizo lo cual, a nivel tensional constante, supone un acercamiento a la plastificación.

Como han puesto de manifiesto HOEK y BROWN (1.980) Fig. Nº 33, el paso de la roca intacta al macizo rocoso está determinado por un importante efecto de escala.

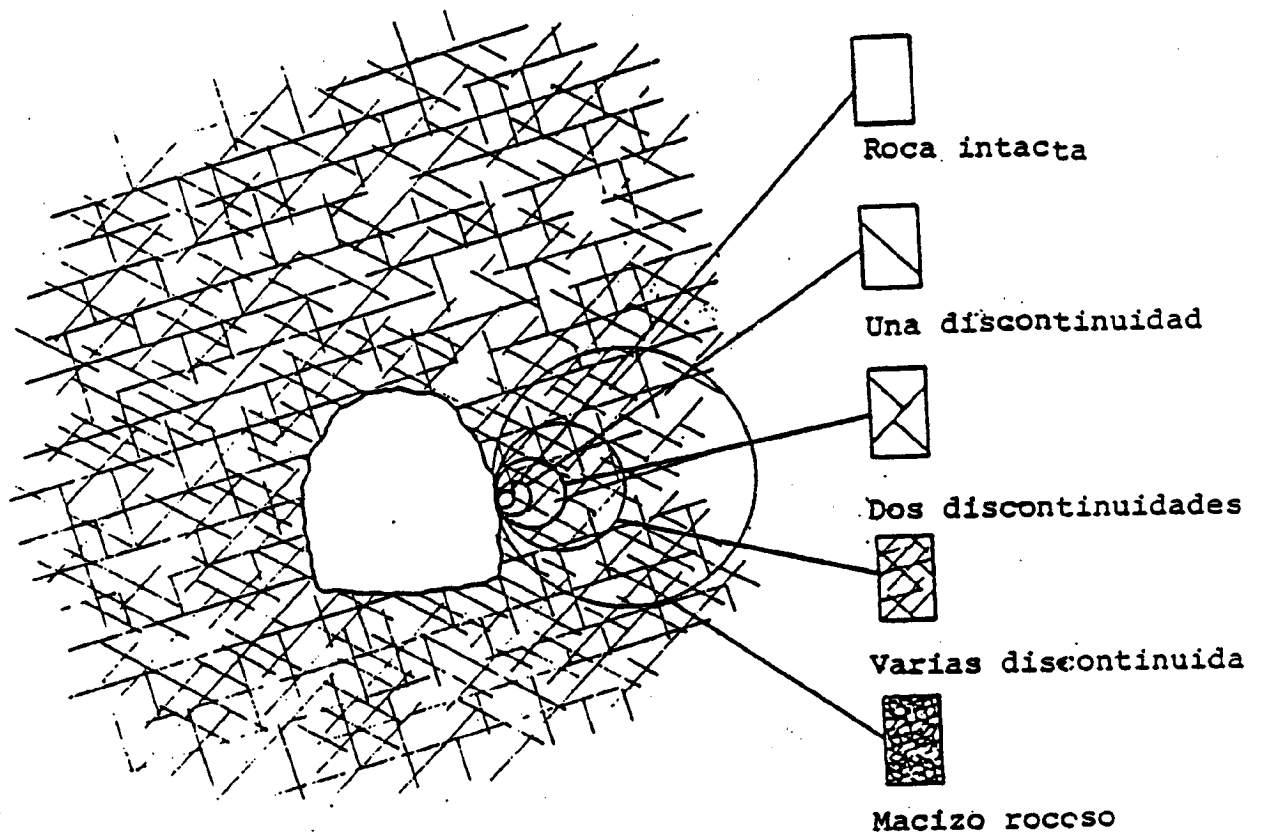


FIG. Nº 33 TRANSICION DE ROCA INTACTA A MACIZO ROCOSO.

(HOEK Y BROWN, 1.980)

Esta circunstancia ha sido estudiada por muchos investigadores y siempre se han encontrado que al aumentar el tamaño de la excavación disminuye la resistencia del macizo rocoso y por lo tanto su estabilidad es más problemática favoreciéndose el inicio de la plastificación.

WILSON (1.980) propone obtener la resistencia a compresión del macizo rocoso minorando la resistencia obtenida en un ensayo a compresión simple realizado en el laboratorio, empleando los coeficientes que se incluyen en la Tabla XIV.

CARACTERISTICAS DEL MACIZO ROCOSO	COEFICIENTE DE MINORACION PARA LA RESISTENCIA A COMPRESION
Roca masiva sin discontinuidades (Hormigón)	1
Discontinuidades muy separadas en roca resistente.	2
Discontinuidades apreciables en roca resistente.	3
Discontinuidades muy próximas en roca normal.	4
Discontinuidades muy próximas en roca blanda.	5
Rocas muy fragmentadas o zonas de fallas.	6 - 7

TABLA XIV COEFICIENTES DE MINORACION PROPUESTOS POR WILSON PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A COMPRESION DEL MACIZO ROCOSO.

Por otro lado podemos manejar el concepto de DEFORMACION CRITICA, ϵ_{CR} , definida por la expresión:

$$\epsilon_{CR} = \frac{\sigma_{CR}}{E_R} \quad (16)$$

Donde σ_{CR} es la resistencia a compresión simple del macizo rocoso y E_R su módulo de Young.

De acuerdo con lo anterior

$$\sigma_{CR} = \frac{\sigma_c}{f} \quad (17)$$

y de la misma forma para el módulo de Young se cumplirá que

$$E_R = \frac{E}{F} \quad (18)$$

Donde F es otro coeficiente de minoración que no tiene que coincidir necesariamente con f.

Entrando con (17) y (18) en (16) queda

$$\epsilon_{CR} = \frac{\sigma_c/f}{E/F} = \frac{F}{f} \cdot \frac{\sigma_c}{E} = \frac{F}{f} \cdot \epsilon_c \quad (19)$$

Según SAKURAI (1.983) la relación F/f suele ser aproximadamente igual a 2 lo cual quiere decir que los macizos rocosos suelen presentar una deformación crítica que es el doble de la que presentan las rocas ensayadas en el laboratorio.

3.3.1.3 Interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento.

La excavación de una galería consiste de hecho en la eliminación de un núcleo rocoso, normalmente muy rígido, reemplazándolo por una estructura portante, en general mucho menos rígida que el macizo rocoso original. Esta operación no puede ser realizada sin que el macizo rocoso no sufra ciertas modificaciones en la distribución de tensiones y por lo tanto sin que aparezcan estas deformaciones.

Entendemos por interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento el conjunto de acciones mutuas que se producen desde el momento de la colocación del sostenimiento hasta su completa estabilización.

3.3.1.3.1 Curvas características del terreno.

Cuando se avanza una galería se modifica el estado natural de las tensiones preexistentes en el terreno de tal forma que la periferia de la galería se libera de tensiones que, como consecuencia, se acumulan en el macizo rocoso próximo a la galería.

Para analizar el proceso de relajación de tensiones alrededor de una obra subterránea supongamos que, instantáneamente, reemplazamos el núcleo de roca a arrancar por una membrana elástica sometida a una presión interna igual a las tensiones naturales del terreno. Por definición en este instante la deformación es nula. Si gradualmente reducimos la presión en el interior de la membrana, permitiremos que se cree una cierta deformación radial que, en cada instante se corresponderá con la presión de la membrana. La representación de la disminución de presión frente al aumento de deformación se conoce como línea característica.

Este proceso de relajación de tensiones depende sobre todo de las características mecánicas del macizo rocoso en que está excavada la galería. En la Fig. 34A está representado el proceso de relajación de las tensiones radiales en el perímetro de una galería excavada en un macizo rocoso de comportamiento elástico. Consecuentemente con la teoría de la elasticidad debe haber una relación lineal entre tensiones y deformaciones con lo cual la curva característica del proceso de relajación debe ser una línea recta. La deformación final dentro del estado elástico, D_{fe} , será muy pequeña y el perímetro de la galería, una vez alcanzada la deformación final D_{fe} no estará sometida a ninguna tensión y, por lo tanto, será estable sin necesidad de colocar sostenimiento de ningún tipo.

En el caso de una galería de sección circular con un campo hidroestático de tensión se puede aplicar las fórmulas establecidas por KIRSCH en 1.898 a partir de las cuales se puede determinar la curva característica que resulta ser

$$U_R = R (\sigma_o - \sigma_i) \frac{1+\nu}{E} \quad (20)$$

Donde

U_R = Desplazamiento radial alrededor de la galería.

R = Radio de la galería.

σ_i = Tensión radial aplicada en el perímetro de la galería.

σ_o = Tensión de campo, que es uniforme en todas las direcciones.

ν = Coeficiente de Poisson.

E = Módulo de Young.

En muchos casos el macizo rocoso está sometido a presiones elevadas, comparativamente respecto a su propia resistencia, de tal forma que las deformaciones que necesita asumir en el proceso

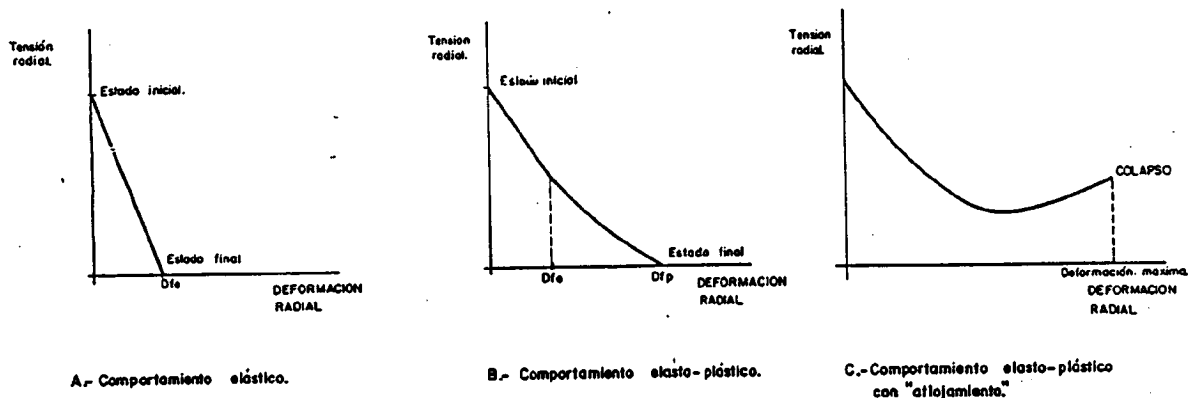


FIG. Nº 34 CURVAS CARACTERISTICAS DEL TERRENO.

de relajación de tensiones son más elevadas que la deformación elástica y el macizo rocoso se agrieta o plastifica apareciendo deformaciones irreversibles. En este caso, tal como se muestra en la Fig. 34B, la curva característica que inicialmente era una recta, por ser un proceso elástico, deja de serlo y se convierte en una línea curva. Al final del proceso de relajación de tensiones la deformación que sufre el perímetro de la galería, D_{fp} , es mucho mayor que la correspondiente al caso elástico. En esta situación final tampoco hace falta sostenimiento, ya que no hay tensiones en la periferia de la galería, pero hace falta que la galería admita el elevado nivel de deformación que corresponde a D_{fp} .

El problema de una cavidad cilíndrica sometida a un campo uniforme de tensiones fue resuelto por FENNER en 1.929 y a partir de las fórmulas por él establecidas se puede determinar la expresión de la curva característica según sea el comportamiento a la rotura del macizo rocoso.

Si el terreno tiene un comportamiento elasto-plástico siguiendo la ley de normalidad, que implica

$$\frac{\epsilon_r}{\frac{\partial f}{\partial \sigma_r}} = \frac{\epsilon_o}{\frac{\partial f}{\partial \sigma_o}} \quad (21)$$

Donde

ϵ_r = Deformación unitaria en sentido radial.

ϵ_o = Deformación unitaria en sentido tangencial.

$f = f(\sigma_r, \sigma_o)$ criterio de rotura, que adopta la expresión

$$\sigma_o = \lambda \sigma_r + \sigma_c \quad (22)$$

ya que $\sigma_1 = \sigma_o$ y $\sigma_3 = \sigma_r$

La ecuación de la curva característica resulta ser

$$U_R = R \left\{ \frac{\sigma_c + \sigma_o (\lambda - 1)}{1 + \lambda} \cdot \frac{1 + \nu}{E} \cdot \left[\frac{2}{\lambda + 1} \cdot \frac{\sigma_c + \sigma_o (\lambda - 1)}{\sigma_c + \sigma_i (\lambda - 1)} \right]^{\frac{\lambda + 1}{\lambda - 1}} \right\} \quad (23)$$

Si el terreno tiene un comportamiento elasto-plástico pero se deforma a volumen constante, lo cual implica que

$$\epsilon_r + \epsilon_o = 0 \quad (24)$$

La ecuación de la curva característica resulta ser

$$U_R = R \left\{ \frac{\sigma_c + \sigma_o (\lambda-1)}{1 + \lambda} \cdot \frac{1+\nu}{E} \left[\frac{2}{\lambda+1} \frac{\sigma_c + \sigma_o (\lambda-1)}{\sigma_c + \sigma_i (\lambda-1)} \right]^{\frac{2}{\lambda-1}} \right\} \quad (25)$$

Por otro lado si el terreno tiene un comportamiento de tipo elasto-plástico-frágil admitiendo que en la zona elástica se cumple el criterio de COULOMB dado por (8) y que en la zona plastificada el criterio de rotura está expresado por (11), admitiendo que el proceso de rotura se producirá siempre con un cierto grado de dilatación, α , es decir con aumento de volumen lo cual implica que

$$\epsilon_r + \alpha \cdot \epsilon_o = 0 \quad (26)$$

La ecuación de la curva característica resulta ser

$$U_R = R \left\{ \frac{\sigma_c + \sigma_o (\lambda-1)}{1 + \lambda} \cdot \frac{1+\nu}{E} \left[\frac{2 \sigma_o - \sigma_c}{\sigma_i (\lambda+1)} \right]^{\frac{\alpha+1}{\lambda-1}} \right\} \quad (27)$$

Si el proceso de rotura se hace a volumen constante, es decir $\alpha = 1$, la ecuación de la curva característica resulta ser

$$U_R = R \left\{ \frac{\sigma_c + \sigma_o (\lambda-1)}{1 + \lambda} \cdot \frac{1+\nu}{E} \left[\frac{2 \sigma_o - \sigma_c}{\sigma_i (\lambda+1)} \right]^{\frac{1}{\lambda-1}} \right\} \quad (28)$$

En casos distintos a la sección circular y al régimen uniforme de carga la curva característica puede determinarse, por puntos, utilizando métodos numéricos de cálculo como el de los elementos finitos o mediante medidas de convergencia y presión radial en el perímetro de la galería.

Cuando la plastificación es muy intensa los distintos bloques de roca que se individualizan pueden separarse entre sí, ayudados por la fuerza de la gravedad, por la presencia de corrientes de agua, por efecto de vibraciones o por cualquier otro agente externo. En este caso se produce un "aflojamiento" del terreno que trae como consecuencia, Fig. N° 34C unas deformaciones mucho mayores y que la presión radial no sólo no se anule sino que crezca hasta que se produzca el colapso, cuando las rocas no pueden deformarse más sin perder su integridad.

Este es el caso de las rocas situadas en la bóveda de una galería excavada en un terreno que ha sufrido una intensa plastificación que siempre necesitará de una presión interior, σ_i , para mantener el equilibrio.

3.3.1.3.2 Curvas características del sostenimiento.

La capacidad resistente de la entibación puede ser reflejada por medio de la curva que relaciona la tensión que puede aceptar el soporte y las deformaciones que sufre a cambio. La curva características de un sostenimiento puede determinarse, con suficiente exactitud, a partir de su densidad de colocación y de ensayos, de compresión o tracción, realizados en el laboratorio sobre los elementos de sostenimiento.

Las entibaciones que actualmente existen en el mercado pueden clasificarse en dos grandes grupos: las que tienen un comportamiento elástico y las que admiten una deformación plástica sin perder la carga. En la Fig. N° 35 se ilustran las dos curvas características típicas. Entre las que son elásticas cabe señalar los cuadros rígidos, de madera o metálicos y el hormigón proyectado.

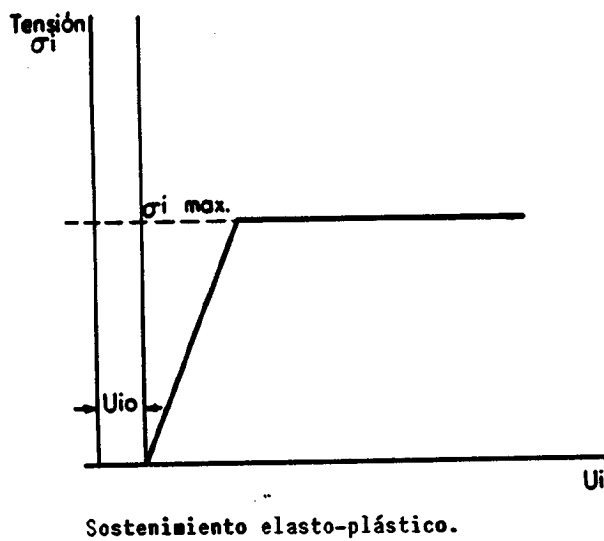
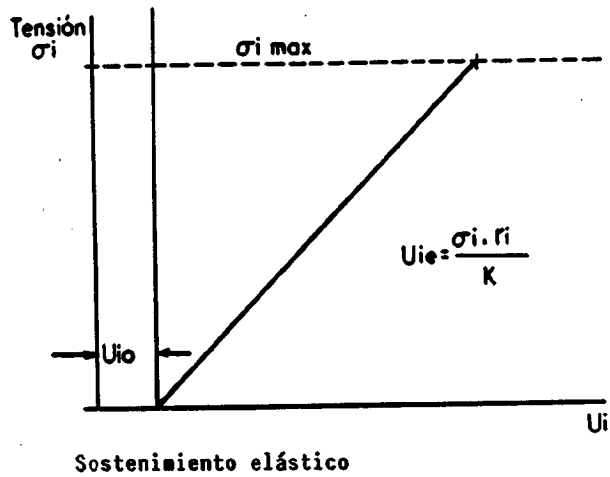


FIG. Nº 35 CURVAS CARACTERISTICAS DEL SOSTENIMIENTO.

Entre los sostenimientos elasto-plásticos hay que citar los cuadros metálicos deslizantes que admiten deformaciones importantes.

La curva característica de los sostenimientos habituales pueden evaluarse utilizando los criterios que se indican a continuación.

En la Fig. N° 35 se ilustra claramente el hecho de que cuando se coloca un sostenimiento en una galería el perímetro excavado ya ha sufrido una cierta deformación inicial, U_{i0} , si el sostenimiento tiene un módulo de deformación K la presión radial que puede aportar estará dada por

$$\sigma_i = K \cdot \frac{U_{ie}}{R} \quad (29)$$

donde

U_{ie} = Deformación elástica del sostenimiento.

R = Radio de la excavación.

Así pues, supuesto que el sostenimiento trabaje exclusivamente en régimen elástico, la deformación total del sostenimiento referida al mismo origen que la del perímetro de la galería vale

$$U_i = U_{i0} + \frac{\sigma_i \cdot R}{K} \quad (30)$$

que es la curva característica del sostenimiento.

Si se utilizan dos sostenimientos, colocados sensiblemente en el mismo tiempo, que tienen como módulos respectivos de deformación K_1 y K_2 el módulo de deformación del conjunto K , para calcular la curva característica del sostenimiento según la ecuación (30), vale

$$K = K_1 + K_2 \quad (31)$$

3.3.1.3.2.1 Hormigón proyectado.

De acuerdo con HOEK y BROWN (1.980) el módulo de deformación de un sostenimiento a base de hormigón proyectado puede evaluarse mediante la expresión:

$$K_{HP} = \frac{E_{HP} \left\{ R^2 - (R - t_{HP})^2 \right\}}{(1 + \nu_{HP}) \left\{ (1 - 2 \nu_{HP}) R^2 + (R - t_{HP})^2 \right\}} \quad (32)$$

Donde

E_{HP} = Módulo elástico del hormigón proyectado.

R = Radio de la excavación.

t_{HP} = Espesor del hormigón proyectado.

ν_{HP} = Coeficiente de Poisson del hormigón proyectado.

Es necesario resaltar que la ecuación (32) no tiene en cuenta el efecto del mallazo que habitualmente se coloca con el hormigón proyectado. Según HOEK y BROWN (1.980) la utilización de un mallazo metálico es muy beneficiosa para el comportamiento mecánico del macizo rocoso pero no influye sustancialmente en su deformabilidad. Sin embargo si se utiliza un sostenimiento combinado, a base de bulones o cuadros metálicos, para reforzar el hormigón proyectado será necesario evaluar el módulo de deformación conjunto de acuerdo con la ecuación (31).

Por otra parte también se supone que el hormigón proyectado es permeable o está drenado de tal forma que no se pueda generar presiones de agua en el trasdós.

La máxima presión que puede ser aportada por un sostenimiento a base de hormigón proyectado, σ_{iHP} , está dada por:

$$\sigma_{iHP} = \frac{1}{2} \sigma_{CHP} \left[1 - \frac{(R - t_{HP})^2}{R^2} \right] \quad (33)$$

donde

σ_{CHP} = Resistencia a compresión simple del hormigón proyectado.

3.3.1.3.2.2 Bulones de anclaje puntual.

Según HOEK y BROWN (1.980) el módulo de deformación de un bulón de anclaje puntual puede evaluarse a partir de ensayos a tracción realizados "in situ" que suelen arrojar un resultado similar al mostrado en la Fig. N° 36 debida a FRANKLIN y WOODFIELD (1.971).

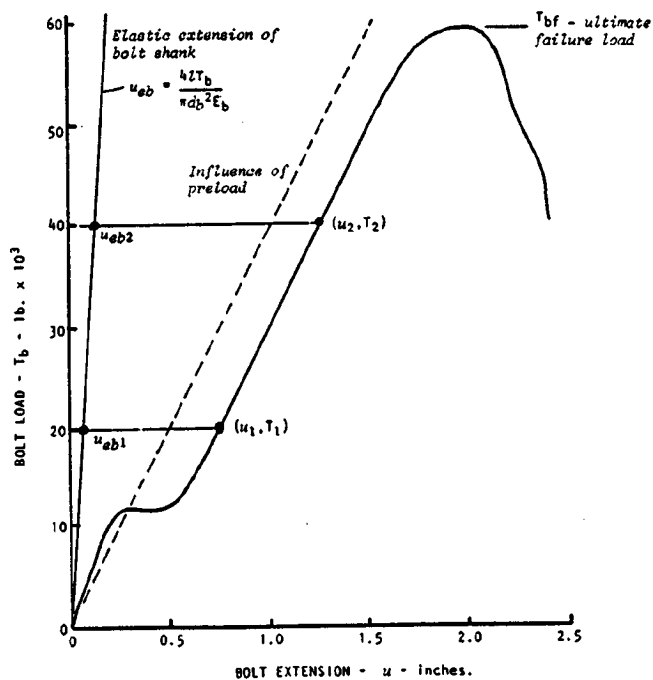


FIG. N° 36 CURVA TIPICA DE UN ENSAYO DE TRACCION SOBRE UN PERNO.

El desplazamiento elástico, U_{eb} , del bulón está dado por la expresión

$$U_{eb} = \frac{4 \cdot l \cdot T_b}{\pi \cdot d_b^2 \cdot E_b} \quad (34)$$

Donde

l = Longitud libre del bulón entre el anclaje y la placa de reparto.

d_b = Diámetro del bulón.

E_b = Módulo de Young del bulón.

T_b = Fuerza axial ejercida sobre el bulón.

A esta cantidad hay que añadir la deformación, U_{ab} , debida al anclaje y a la placa de reparto que puede evaluarse mediante la ecuación:

$$U_{ab} = Q \cdot T_b \quad (35)$$

donde Q puede determinarse a partir de un ensayo de tracción "in situ", Fig. N° 36, por la expresión:

$$Q = \frac{(U_2 - U_{eb2}) - (U_1 - U_{eb1})}{T_2 - T_1} \quad (36)$$

donde $(U_1 \text{ " } T_1)$ y $(U_2 \text{ " } T_2)$ son dos puntos situados en la parte lineal de la curva del ensayo.

El módulo de deformación, K_b , de un bulón de anclaje puntual puede calcularse por medio de la expresión:

$$\frac{1}{K_{bp}} = \frac{S_T \cdot S_L}{R} \left[\frac{4 \cdot l}{\pi \cdot d_b^2 \cdot E_b} + Q \right] \quad (37)$$

Donde

S_T = Espaciado transversal de los bulones.

S_L = Espaciado longitudinal de los bulones.

La máxima presión que puede aportar el bulonaje está dada por

$$\sigma_{ib} = \frac{T_{bf}}{S_T \cdot S_L} \quad (38)$$

Donde

T_{bf} = Carga de rotura del bulón.

3.3.1.3.2.3 Bulones de anclaje repartido.

Los bulones anclados con resina o cemento presentan un comportamiento tan complejo que no puede dissociarse el bulón anclado del terreno donde está colocado.

Para determinar el módulo de deformación de este tipo de bulones se pueden utilizar los datos aportados por CELADA (1.984) sobre las deformaciones unitarias que se pueden admitir en diversos tipos de terrenos sostenidos con bulones de anclaje repartido que son las incluidas en la Tabla XV.

TIPO DE MACIZO ROCOSO	DEFORMACION UNITARIA ADMISIBLE ϵ_{CR} (mm/m)
ROCAS FRAGILES (Granitos, Areniscas bien cementadas, calizas potentes.)	< 10
PIZARRAS SEDIMENTARIAS	20 - 30
EVAPORITAS (Yeso, halita, silvinita)	60 - 90

TABLA XV DEFORMACIONES UNITARIAS ADMISIBLES EN TERRENOS SOSTENIDOS CON BULONES DE ANCLAJE REPARTIDO. CELADA (1.984)

En este tipo de bulones se puede suponer que no existirá alargamiento elástico de la parte no anclada del perno ya que la longitud libre es de pocos centímetros o incluso inexistente; en estas condiciones la expresión (37) se reduce a

$$\frac{1}{K_{br}} = \frac{S_T \cdot S_L}{R} \cdot Q \quad (39)$$

Por otro lado la parte no lineal en los ensayos a tracción efectuados sobre estos pernos es prácticamente inexistente, CELADA (1.973), por lo que el valor de Q según la expresión (36) convierte en

$$Q = \frac{U_2 - U_{eb2}}{T_2} \quad (40)$$

Si ϵ_{CR} es la deformación unitaria máxima, dada en la Tabla XV, y L la longitud del perno resulta que

$$U_2 = \epsilon_{CR} \cdot L \quad (41)$$

y por otro lado

$$U_{eb} = \frac{4 \cdot L \cdot T_{bf}}{\pi \cdot d_b^2 \cdot E_b} \quad (42)$$

Entrando con (41) y (42) en (40) resulta

$$Q = \frac{\epsilon_{CR} \cdot L - \frac{4 \cdot L \cdot T_{bf}}{\pi \cdot d_b^2 \cdot E_b}}{T_{bf}} \quad (43)$$

y entrando con (43) en (39) resulta finalmente

$$\frac{1}{K_{br}} = \frac{S_T \cdot SL}{R} \cdot \frac{1}{I_{bf}} \left[\epsilon_{CR} L - \frac{4 \cdot L \cdot T_{bf}}{\pi \cdot d_b^2 \cdot E_b} \right] \quad (44)$$

que sirve para calcular el módulo de deformación, K_{br} , de un bulón de anclaje repartido.

Para calcular la presión que puede aportar el bulonaje debe emplearse la expresión (38).

3.3.1.3.3 Presión de equilibrio.

En el proceso de relajación de tensiones en la construcción de un túnel o una galería el equilibrio sólo se alcanzará después de que se manifiesten unas deformaciones, que se modifican lentamente, alrededor del frente de la obra. Todo cuerpo extraño, por ejemplo un sostenimiento, que se encuentre en las inmediaciones del frente puede influenciar el estado de tensiones y deformaciones; pero, a cambio sufrirá unos empujes que se corresponden con la presión de los terrenos que resulte del estado de equilibrio creado.

De lo anterior se deduce que los movimientos del terreno después de la colocación del sostenimiento son la única causa verdadera de las sollicitaciones a que éste se va a ver sometido. En otros términos y brevemente podemos afirmar que SI NO HAY DEFORMACIONES DEL TERRENO NO PUEDE HABER PRESIONES SOBRE EL SOSTENIMIENTO.

La presión de equilibrio de un sostenimiento que está colocado en un túnel o galería puede determinarse superponiendo su curva característica a la del macizo rocoso.

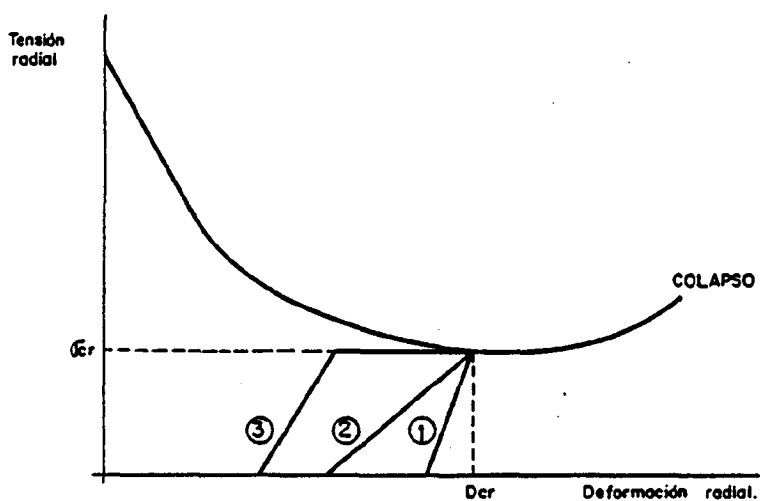
La intersección entre las curvas características del macizo y del sostenimiento nos dará la presión de equilibrio y la deformación que va a sufrir la galería. En la Fig. N° 37 se muestran algunas situaciones que son correctas y otras que deben ser evitadas. Con un comportamiento elasto-plástico con aflojamiento, el óptimo en cuanto a las presiones se logra cuando la presión de equilibrio coincide con la presión mínima, Fig. N° 37A, pues esto permitirá emplear la menor densidad de sostenimiento. A esta situación se puede llegar con varios sostenimientos: elástico muy rígido (1); elástico flexible (2) o elasto-plástico (3). Para conseguir esto basta con colocar el sostenimiento en el momento apropiado. En la Fig. N° 37B se representan dos casos que no son correctos. Si se utiliza un sostenimiento elástico-rígido (1) que se coloca demasiado pronto el equilibrio se alcanzará con una presión σ_{ci} que será mayor que la presión crítica, σ_{cr} , conduciendo a una situación económica desventajosa.

Si, por el contrario, se emplea una entibación elástico-flexible, (2), que se coloca demasiado tarde no se alcanzará nunca el equilibrio y se provocará el colapso de la galería.

De lo anterior debemos deducir que el mantenimiento de una obra subterránea en condiciones óptimas de seguridad y economía es posible casi con cualquier tipo de entibación siempre que se coloque en el momento adecuado. En estas condiciones la operatividad de colocación de cada tipo de entibación será un factor decisivo para, respetando las exigencias teóricas antes expuestas, llegar a conseguir el coste óptimo en cada caso.

Debe quedar bien claro que cuando una galería va a estar sometida a un proceso de deformación importante no es recomendable una política de colocar todo el sostenimiento en el frente ya

que con esto sólo se conseguirá sobrecargar innecesariamente el sostenimiento. Por el contrario la política más adecuada consistirá en colocar en el frente el mínimo sostenimiento, compatible con unas buenas condiciones de seguridad y completar el sostenimiento por detrás del frente cuando ya hayan cesado las deformaciones más importantes.



A.- Situación en la que la presión de trabajo es la mínima.

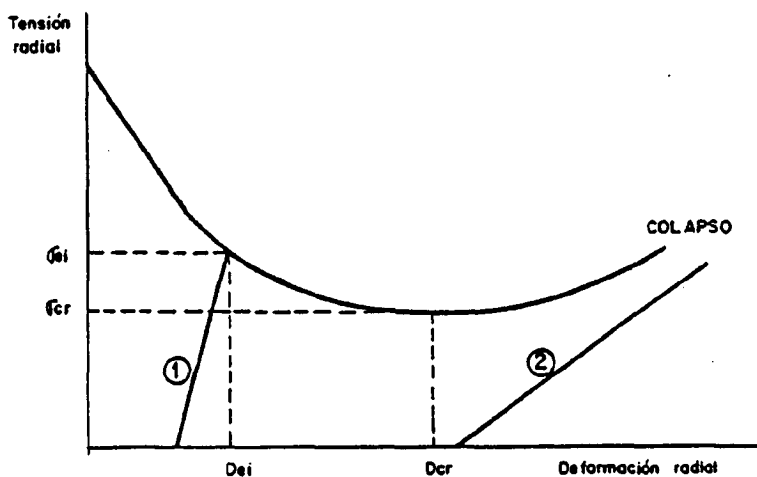


FIG. Nº 37 PRESION DE EQUILIBRIO EN EL PROCESO DE INTERACCION ENTRE EL SOSTENIMIENTO Y EL MACIZO ROCOSO.

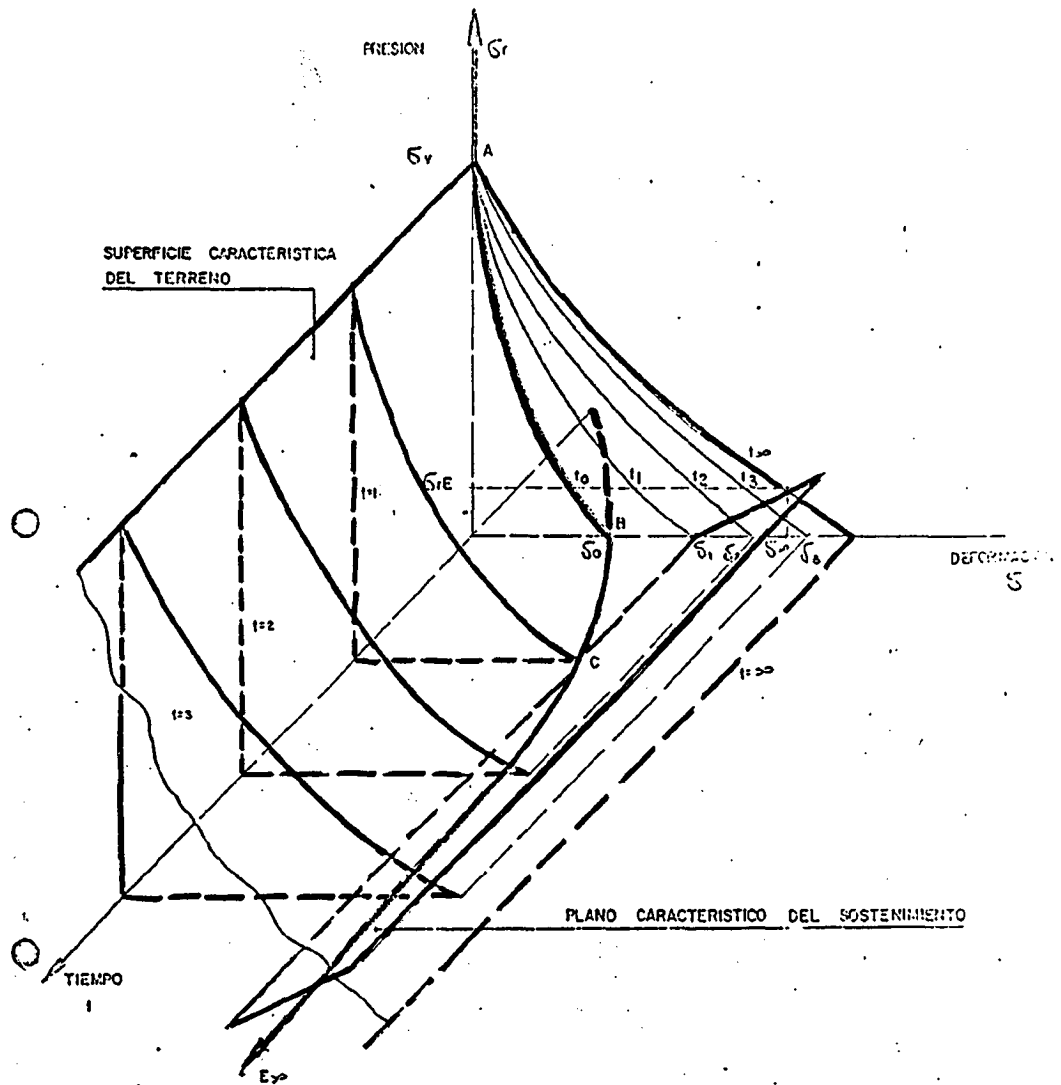
3.3.1.3.4 Efecto del tiempo.

Hasta ahora hemos despreciado el efecto del tiempo; es decir el comportamiento reológico del macizo rocoso, o simplificando, su viscosidad. Hemos admitido que el proceso de relajación de tensiones es instantáneo lo cual sólo es absolutamente cierto en macizos rocosos muy resistentes poco solicitados. En general será necesario tener en cuenta el comportamiento viscoso del macizo rocoso para lo cual pueden emplearse modelos reológicos en los que, habitualmente, las constantes de tiempo son del orden de días, semanas, meses e incluso años.

Si consideramos la variable tiempo la representación del proceso de relajación de tensiones es tridimensional conforme se indica en la Fig. N° 38. En esta figura se muestra el proceso de deformación de una galería que está sin sostener un tiempo t_1 pasando de la deformación inicial δ_0 a δ_1 , y a partir de este estado se alcanza el equilibrio con una deformación a tiempo infinito $\delta_{1\infty}$.

De hecho este proceso se traduce en que la curva característica del terreno se desplaza en el plano (σ, δ) alejándose de los ejes $\overline{0\sigma}$ y $\overline{0\delta}$. Este proceso será tanto más acusado cuanto mayor sea la degradación de las propiedades mecánicas del macizo rocoso con el paso del tiempo.

Por otro lado la curva característica del sostenimiento también puede variar a lo largo del tiempo, por ejemplo si el sostenimiento se realiza con hormigón proyectado, con lo cual para modelizar su comportamiento real habrá que ir variando la rigidez del sostenimiento para modelizar el proceso de fraguado del hormigón proyectado.



- AB : EXCAVACION INSTANTANEA SIN SOSTENIMIENTO (0,0, δ_0)
- BC : DEFORMACION HASTA EL SOSTENIMIENTO (0,1, δ_1)
- CE : DEFORMACION HASTA ESTABILIZACION ($\sigma_r E_{\infty}, t_{\infty}, \delta_{\infty}$)

FIG. Nº 38 INTERACCION DE UNA GALERIA TRAZADA EN UN TERRENO VISCO-ELASTO-PLASTICO.

Por último conviene señalar que por delante del frente ya se ha producido una deformación importante que, en el caso de una galería circular excavada en un terreno elástico sometido a un estado de tensión uniformemente repartido, vale la tercera parte de la deformación final. Por ello, cuando las dimensiones de la excavación sean importantes será necesario analizar la estabilidad del propio frente de avance.

3.3.1.4 Criterios de sostenimiento.

Una vez que se han establecido las líneas generales que describen el comportamiento del macizo rocoso en el proceso de relajación de tensiones posterior a la realización de una excavación se pueden plantear los criterios generales que deben seguirse en el diseño del sostenimiento en los casos más típicos.

3.3.1.4.1 Sostenimiento de terrenos elásticos.

Un comportamiento elástico del terreno implica que se puede alcanzar un estado de equilibrio con presión radial nula y con un desplazamiento muy pequeño de las paredes de excavación. En términos prácticos esto quiere decir que el macizo rocoso va a ser capaz de asumir las tensiones a las que va a estar sometido y que por lo tanto no será necesario colocar ningún tipo de sostenimiento.

En todo caso puede pensarse en colocar un sostenimiento que tendrá como única función la de impedir la caída de bloques de roca de la bóveda de la excavación. El fenómeno de la caída de bloques está ligado al espaciamiento de las discontinuidades y a las dimensiones de la excavación realizada; si el terreno tiene un comportamiento elástico la densidad de discontinuidades será pequeña lo cual, unido a las moderadas dimensiones de las excavaciones mineras, hace que el sostenimiento que se debe aplicar en terrenos elásticos para impedir la caída de bloques pueda ser poco resistente aunque convendrá que sea lo más rígido posible para asegurarse que entra en carga.

3.3.1.4.2 Sostenimiento de terrenos elasto-plásticos.

Cuando el macizo rocoso tiene un comportamiento elasto-plástico los desplazamientos del perímetro de la excavación son mucho más importantes que en el caso elástico y, en general, será necesario colocar un sostenimiento que garantice una cierta presión radial para conseguir el equilibrio.

En el apartado 3.3.1.3.3 se ha puesto de manifiesto que la presión de equilibrio, que será a la que estará sometido el sostenimiento, depende notablemente del momento de colocación del sostenimiento. Como criterio general debe tenerse claro que los sostenimientos colocados muy cerca del frente de avance se cargarán notablemente durante el proceso de relajación de tensiones. De acuerdo con esto sería conveniente colocar el sostenimiento lo más lejos posible del frente de avance; pero esto está claramente limitado por la necesidad de garantizar la seguridad del personal en el frente y por la conveniencia de no tener reducciones muy importantes en la sección excavada. Por ello para llegar a un compromiso de carácter práctico que satisfaga ambas exigencias lo usual es colocar el sostenimiento en dos etapas. Lo más cerca posible del frente se deberá colocar un sostenimiento que garantice la seguridad del personal y que, en razón de las grandes deformaciones que va a sufrir, deberá ser lo más flexible posible y cuando se haya producido la mayor parte de las deformaciones se podrá colocar el sostenimiento definitivo. Como cifra meramente orientativa se puede indicar que el sostenimiento definitivo se debe colocar a una distancia del frente de avance comprendida entre 3 y 6 veces el ancho de la excavación.

En este tipo de terrenos tanto el bulonaje como el hormigón proyectado resultan muy indicados. El bulonaje actúa en la primera etapa gracias a su flexibilidad mientras que, posteriormente, el hormigón proyectado aporta la portancia definitiva.

3.3.1.4.3 Sostenimiento de las galerías de explotación.

Los terrenos alrededor de las galerías de explotación se ven sometidas a tres procesos bien diferenciados:

- + Procesos de relajación de tensiones al avanzar las galerías.
- + Proceso de incremento de tensiones al acercarse la explotación.
- + Proceso de incremento de desplazamientos provocado por el hueco creado por la explotación.

De estas tres acciones la primera de ellas ya ha sido tratada conceptualmente en los apartados 3.3.1.3.1 a 3.3.1.3.3; la segunda puede evaluarse empíricamente y la tercera exige un tratamiento específico en cada caso.

De acuerdo con la bibliografía disponible se sabe que el acercamiento de una explotación hacia una galería supone que sobre esta las presiones que actúan se incrementen entre 3 y 7 veces dependiendo, fundamentalmente, de las características del mineral arrancado y de la velocidad de avance de la explotación. En la práctica este factor se puede determinar con relativa sencillez, en cada caso, mediante medidas relativas de presión. Una vez conocido el factor de incremento de tensiones en una mina determinada y para un método de explotación dado, se puede plantear el adecuado análisis de estabilidad de la galería en esta fase.

El alejamiento de la explotación respecto una galería cuyo sostenimiento se quiere dimensionar provoca unos desplazamientos, que pueden ser muy importantes, y cuyos efectos deben tenerse en cuenta para poder dimensionar adecuadamente el sostenimiento.

La magnitud de estos desplazamientos está relacionada con la magnitud del hueco creado, con la estratigrafía del techo de la explotación y con las características del elemento de protección de la galería frente a la explotación que puede ser natural o artificial.

Los elementos naturales de protección están constituidos por pilares de mineral abandonados en la capa explotada mientras que los elementos artificiales están contenidos habitualmente por llaves de madera y más recientemente por muros construidos con anhidrita. La elección entre un sistema u otro no es fácil porque ambos presentan ventajas e inconvenientes. Los macizos naturales presentan la ventaja de poder tener una rigidez adecuada y de tener una fácil construcción por el contrario suponen una pérdida de reservas, dificultan en muchos casos el acceso a las explotaciones lo cual disminuye los rendimientos y su dimensionado correcto no siempre resulta fácil de hacer.

Los medios de protección artificiales suponen un coste importante, en el caso de tajos de alta producción pueden suponer un freno notable para el avance y difícilmente logran tener la rigidez necesaria para impedir que la galería se vea afectada por bruscos movimientos tras el paso del taller.

Por todo ello hay que tener presente que las galerías de los tajos van a sufrir, con toda probabilidad, importantes movimientos ligados con la aproximación del frente de explotación. Esto hace que el hormigón proyectado no se utilice nunca en las galerías de explotación ya que, una vez fraguado, se comportará con una rigidez incompatible ante los desplazamientos a que va a estar sometido. El bulonaje puede utilizarse, y de hecho se utiliza con profusión en algunos yacimientos sedimentarios

subhorizontales, pero cuando sea necesario conservar la galería tras el paso del taller será conveniente, en muchos casos, utilizar un sostenimiento portante transitorio que avanzará de acuerdo con el frente en explotación CELADA (1.978).

3.3.2 Efectos del bulonaje.

Una vez que han sido expuestos los conceptos que aclaran el comportamiento del sostenimiento en las excavaciones subterráneas a continuación se van a exponer los efectos resistentes que pueden conseguirse con la utilización del bulonaje.

3.3.2.1 Rigidez del bulonaje.

Los bulones suelen estar constituidos por un redondo de acero que se solidariza al macizo rocoso a sostener. En general la deformabilidad del acero es mucho menor que la de los macizos rocosos de tal forma que en numerosas aplicaciones la rigidez del bulonaje desempeña un papel muy importante. Por ello a continuación se contemplan los principales aspectos relacionados con esta cuestión.

3.3.2.1.1 Rigidez axial.

Se entiende por rigidez axial, K_A , de un bulón la relación entre la fuerza axial aplicada, F , en su extremo y el desplazamiento que se produce, δ . Según esto

$$K_A = \frac{F}{\delta} \quad (45)$$

En el caso de un bulón de anclaje puntual como la barra de acero tiene un alargamiento libre, a lo largo de toda su longitud L, se cumple que:

$$\sigma = \epsilon \cdot E = \frac{\delta}{L} \cdot E \quad (46)$$

y por lo tanto como $F = \sigma \cdot A$

$$F = \frac{\delta}{L} \cdot E \cdot A \quad (47)$$

donde E es el módulo de elasticidad del acero y A el área de la barra.

Entrando con (46) y (47) en (45) resulta que:

$$K = \frac{E \cdot A}{L} \quad (48)$$

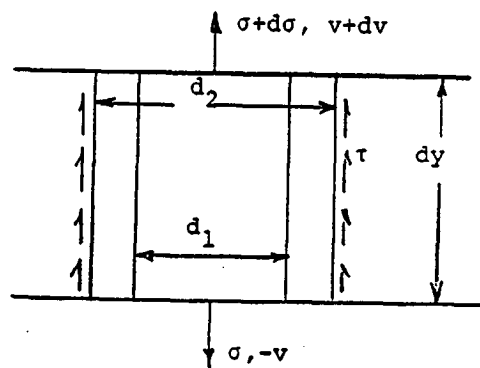
En el caso de un bulón de anclaje repartido GERDEEN y otros (1.977) afirman que en muchos casos el anclaje que se logra es imperfecto, por lo que la tensión de corte en la interfaz mortero-roca se concentra en zonas relativamente pequeñas del bulón. De acuerdo con esto en la Fig. N° 39A se muestra el esquema de trabajo de una parte de bulón y considerando que la resistencia al corte en la interfaz mortero-roca es constante (τ_0), para que exista equilibrio es necesario que

$$\frac{d\sigma}{dy} + \frac{4\tau_0}{d_1} \left(\frac{d_2}{d_1} \right) = 0 \quad (49)$$

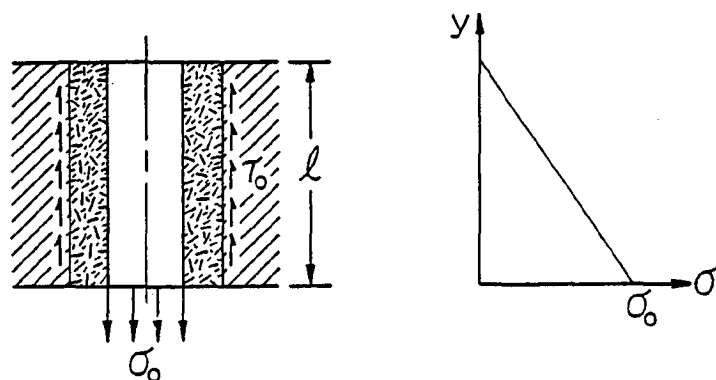
ecuación diferencial que tiene como solución:

$$\sigma = \frac{4 \tau_0}{d_1} \left[\frac{d_2}{d_1} \right] (1-y) \quad (50)$$

y que está representado en la Fig. N° 39B.



A.- Esquema estático.



B.- Distribución de tensiones en un bulón.

FIG. N° 39 RIGIDEZ AXIAL DE UN BULON DE ANCLAJE REPARTIDO.

La ecuación (50) puede aplicarse al caso en que el bulón sólo esté trabajando en el contacto con un estrato de espesor t y en este caso $l = t$. También puede aplicarse cuando se considera que el bulón sólo está trabajando una longitud l suficiente para transmitir los esfuerzos constantes del mortero a la roca. En este caso $l < t$. Esta longitud de anclaje se denomina longitud de transferencia y será calculada posteriormente. Por último también puede ser aplicada cuando en el bulón está trabajando una longitud de anclaje mayor que el espesor de un estrato determinado y en este caso $l > t$.

Para calcular la rigidez del bulón hace falta conocer el desplazamiento del extremo del bulón; por definición se tiene que

$$\frac{d_1}{dy} = \epsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (51)$$

es decir

$$u = \int_0^1 \frac{\sigma}{E} dy \quad (52)$$

y a partir de (50) resulta que

$$u = - \frac{4 \tau_0}{E \cdot d_1} \left[\frac{d_2}{d_1} \right] \int_0^1 (1-y) dy \quad (53)$$

es decir

$$u = - \frac{4 \tau_0}{E \cdot d_1} \left[\frac{d_2}{d_1} \right] \frac{(1-y)^2}{2} \quad (54)$$

El desplazamiento en el extremo del bulón, δ , vale $\delta = -u(0)$ con lo cual

$$\delta = \frac{2 \tau_0 \cdot l^2}{E \cdot d_1} \left[\frac{d_2}{d_1} \right] \quad (55)$$

La fuerza en el final del bulón, de acuerdo con la Fig. N° 40B, vale

$$F = \sigma_0 \frac{\pi \cdot d_1^2}{4} = \tau_0 \cdot \pi \cdot l \cdot d_2 \quad (56)$$

Por lo tanto la rigidez axial del bulón vale

$$K_A = \frac{F}{\delta} = \frac{2 \cdot A \cdot E}{l} \quad (57)$$

Dado que $L \geq 1$ resulta comparando (57) con (48) que la rigidez axial de los bulones de anclaje repartido es mayor que la de los bulones de anclaje puntual. Según GERDEEN y otros (1.977) por término medio se puede estimar que los bulones de anclaje repartido son seis veces más rígidos que los bulones de anclaje puntual.

A partir de estos conceptos se puede analizar la influencia del mortero de anclaje sobre la rigidez de los pernos siguiendo el esquema que se incluye en la Fig. N° 40.

El equilibrio de fuerzas de la Fig. N° 40A exige que se cumpla:

$$\frac{d\sigma}{dy} + \frac{4\tau}{d_1} = 0 \quad (58)$$

La tensión de corte τ puede relacionarse con la rigidez del mortero, K, mediante la expresión:

$$\tau \cdot d_y = K \cdot d_v = K \cdot \epsilon \cdot d_y = K \cdot \frac{\sigma}{E_B} \cdot d_y \quad (59)$$

Donde

v = Desplazamientos del bulón en la dirección OY

E_B = Módulo de elasticidad del acero del bulón.

Eliminando τ de (58) mediante (59) resulta

$$\frac{d\sigma}{dy} + \alpha \sigma = 0 \quad (60)$$

siendo

$$\alpha = \frac{4.K}{E_B \cdot d_1} \quad (61)$$

La solución de (60) es $\sigma = \sigma_0 \cdot e^{-\alpha y}$ (62)

Falta conocer la rigidez K lo cual puede conseguirse imponiendo que el desplazamiento producido por la tensión de corte en la resina es de la siguiente forma:

$$v = \frac{2 \cdot v_0 \cdot e^{-\alpha y}}{(d_1 - d_2)} \left(r - \frac{d_2}{2} \right) \text{ para } \frac{d_1}{2} \leq r \leq \frac{d_2}{2} \quad (63)$$

En la Fig. Nº 40B se muestra que cuando $r = \frac{d_1}{2}$ se cumple $v = v_0 \cdot e^{-\alpha y}$ y cuando $r = \frac{d_2}{2}$ resulta $v = 0$. Esto supone que la roca es suficientemente rígida y que el relleno de mortero es total cuando $r = \frac{d_2}{2}$.

La deformación al corte producida en la resina vale:

$$\gamma = \frac{dv}{dr} = \frac{2 \cdot v_0 \cdot e^{-\alpha y}}{(d_1 - d_2)} \quad (64)$$

Si G_R es el módulo de rigidez del mortero se cumple $\tau = G_R \cdot \gamma$ por definición. Entrando con (64) en (59), utilizando (62) y sabiendo que

$$v = \int \epsilon \cdot dy = -\frac{\dot{\epsilon}_0}{\alpha} \cdot e^{-\alpha y}; \text{ con lo cual } v_0 = -\frac{\epsilon_0}{\alpha}$$

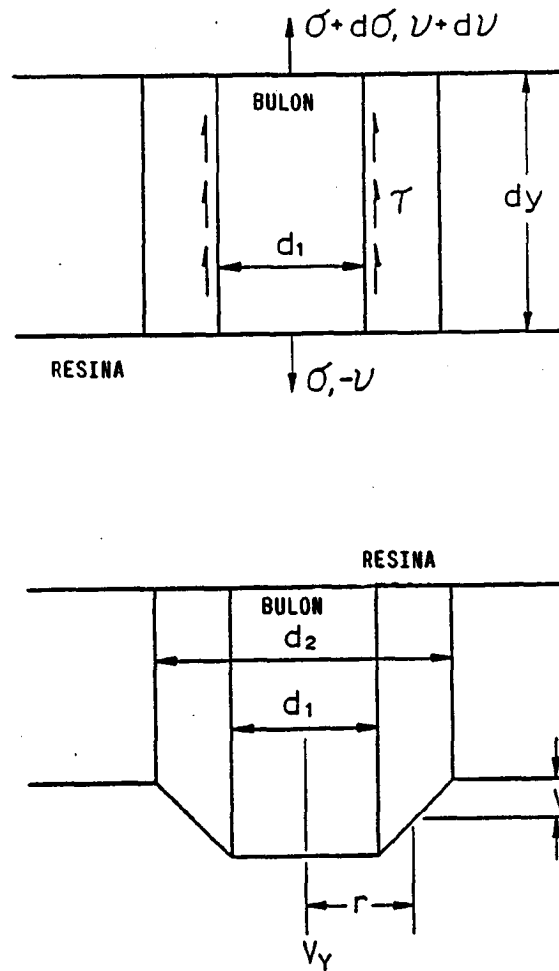


FIG. Nº 40 INFLUENCIA DEL MORTERO DE ANCLAJE SOBRE LA RIGIDEZ DE LOS PERNOS.

se tiene que

$$K = \left[\left(\frac{1}{2} \right) \cdot G_R \cdot E_B / (d_2/d_1 - 1) \right]^{1/2} \quad (65)$$

donde

$$G_R = \frac{E_R}{2(1 + \mu_R)} \quad (66)$$

de acuerdo con la teoría de la elasticidad.

Según esto la rigidez axial del bulón vale

$$K_A = \frac{P}{-\nu_0} = - \frac{\sigma_0 \cdot \pi \cdot d_1^2}{4 \cdot \nu_0} = \pi \cdot K \cdot d_1 \quad (67)$$

y sustituyendo (65) en (67) resulta finalmente

$$K_A = \pi \cdot d_1 \left[\left(\frac{1}{2} \right) G_R \cdot E_B / (d_2/d_1 - 1) \right]^{1/2} \quad (68)$$

La tensión de corte en la interfaz roca/mortero está dada por

$$\tau_2 = \tau \frac{d_1}{d_2} \quad (69)$$

GERDEEN et al. (1.977) han realizado una comparación entre los resultados proporcionados por (68) y (69) con los obtenidos mediante el método de los elementos finitos para los siguientes valores

$$\mu_R = 0,21 \quad " \quad d_1 = 0,75 \text{ pulgadas} \quad d_2 = 1,125 \text{ pulgadas}$$

obteniendo una importante coincidencia en los valores obtenidos por ambos métodos tal como se muestra en la Tabla XVI.

MODULO DE ELASTICIDAD DEL MORTERO E_R (p.s.i.)	RIGIDEZ AXIAL, K_A , (libras/pulgada)		TENSION DE CORTE EN LA INTERFAZ ROCA-MORTERO τ_2 (Ksi)	
	ELEMENTOS FINITOS	ECUACION (68)	ELEMENTOS FINITOS	ECUACION (69)
$0,5 \cdot 10^6$	$5,66 \cdot 10^6$	$5,87 \cdot 10^6$	1,30	1,24
$1,0 \cdot 10^6$	$7,30 \cdot 10^6$	$8,29 \cdot 10^6$	1,56	1,77
$1,5 \cdot 10^6$	$8,34 \cdot 10^6$	$10,16 \cdot 10^6$	1,72	2,16

TABLA XVI COMPARACION ENTRE LOS VALORES DE K_A Y τ_2 OBTENIDOS MEDIANTE LAS FORMULAS (68) y (69) Y EL METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.

De la ecuación (68) pueden deducirse tres conclusiones importantes:

- * Cuanto menor sea la deformabilidad del mortero, E_B deberá ser mayor, la rigidez axial del bulón.
- * Cuanto mayor sea el diámetro del taladro, d_2 , en el que está alojado el perno, la rigidez axial será menor.
- * Cuanto mayor sea el diámetro del perno, d_1 , mayor será la rigidez axial.

De acuerdo con estas tres conclusiones en terrenos sometidos a grandes deformaciones será conveniente que la rigidez axial sea la menor posible y para ello habrá que utilizar pernos del menor diámetro posible alojados en taladros del mayor diámetro que sea compatible con la tecnología disponible.

En terrenos con deformaciones pequeñas resultará conveniente utilizar pernos de gran diámetro alojados en taladros con el menor diámetro posible.

3.3.2.1.2 Rigidez al corte.

La rigidez al corte de los bulones es una importante propiedad cuando se trata de que los terrenos bulonados ofrezcan una resistencia a movimientos transversales a través de planos de estratificación o cualquier otro tipo de discontinuidades.

En este caso, en razón de la diferencia importante entre el diámetro de la varilla del perno y el del taladro donde está alojado, los pernos de anclaje puntual son totalmente desaconsejables y sólo se deben emplear los pernos de anclaje repartido.

Por ello se tratará exclusivamente de la rigidez de los pernos de anclaje repartido.

Se supone que un bulón de anclaje repartido sometido a una deformación transversal puede modelizarse como una viga sobre una cimentación elástica siendo la viga la barra de acero del bulón y la cimentación el mortero de anclaje. La ecuación diferencial de la deformada vale:

$$EI \frac{d^4 u}{d y^4} + Ku = 0 \quad (70)$$

Donde E es el módulo de elasticidad del bulón, I su momento de inercia, u es el desplazamiento del bulón según la dirección OX de la Fig. Nº 41, y es la coordenada vertical y K es el módulo de reacción del mortero.

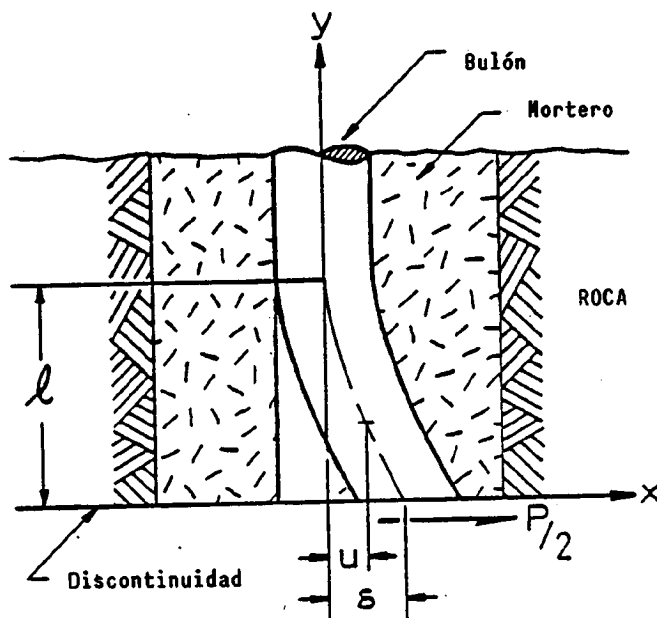


FIG. Nº 41 RIGIDEZ AL CORTE DE UN BULON DE ANCLAJE REPARTIDO.

La solución de la ecuación (70) es del tipo

$$u = e^{-\beta y} (C \cdot \cos \beta y + d \cdot \operatorname{sen} \beta y) \quad (71)$$

Como condiciones de contorno hay que considerar que el momento M es nulo y la tensión de corte igual a P para $y = 0$. Con estas condiciones se tiene:

$$C = \frac{P}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3} \quad " \quad D = 0 \quad (72)$$

siendo

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}} \quad (73)$$

Para estimar el valor de K para el mortero puede utilizarse la situación descrita en la Fig. N° 42, considerando que la varilla de acero del perno ejerce sobre la resina una tensión de compresión media σ sobre una anchura d_1 . Con esto

$$P = K \cdot u \approx \sigma \cdot d_1 = E_R \cdot \epsilon_R \cdot d_1 = E_R \cdot \frac{u}{t} \cdot d_1 = \frac{2E_R \cdot d_1 \cdot u}{d_1 - d_2} \quad (74)$$

por lo tanto

$$K = \frac{2 E_R \cdot d_1}{d_1 - d_2} \quad (75)$$

La rigidez al corte valdrá de esta forma:

$$K_s = \frac{P}{2 \cdot \delta} \quad (76)$$

donde δ es el desplazamiento de la mitad del bulón, de acuerdo con la Fig. N° 41, para $y = 0$. Con esto resulta que la rigidez al corte se puede calcular por la expresión

$$K_s = E \cdot I \cdot \beta^3 \quad (77)$$

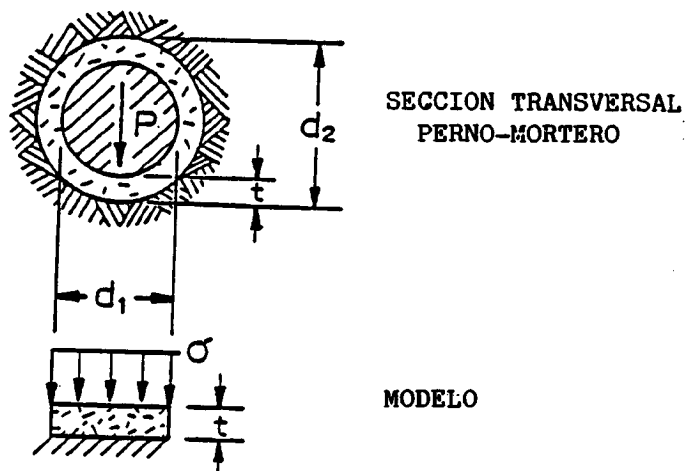


FIG. Nº 42 ESQUEMA ESTATICO SIMPLIFICADO PARA DETERMINAR LA RIGIDEZ DEL MORTERO DE ANCLAJE.

Los desarrollos anteriores permiten calcular la "longitud de transferencia", l , que se define como la longitud de anclaje necesaria para que el acero del perno se ponga en contacto con la roca y transmita a ésta la tensión de corte.

Considerando $\gamma = 1$ con un desplazamiento del 5% del valor mínimo resulta que

$$e^{-\beta l} = 0,05 \quad (78)$$

es decir

$$1 = \frac{3}{\beta} \quad (79)$$

SCHWAB (1.976) ha hecho un análisis más riguroso considerando no sólo la mitad del mortero, como se ha tenido en cuenta en la hipótesis de la Fig. N° 41, sino considerando un anillo circular de 360° y ha llegado a unas expresiones que dan aproximadamente una rigidez del orden del doble de la que proporciona la expresión (77). En la Fig. N° 43 se muestra la influencia del espesor del anillo de mortero sobre la rigidez al corte tanto para la expresión (77) como para la expresión más exacta de SCHWAB. En ambos casos resulta evidente que cuando se quiere obtener una rigidez elevada al corte el anillo de mortero debe tener un espesor inferior a 5,08 mm. En general puede admitirse que la rigidez al corte de los bulones es unas 15 veces menor que su rigidez axial. En cuanto a la longitud de transferencia, e, GERDEEN (1.977) indica que los valores habituales están comprendidos entre 10 y 20 cm.

3.3.2.2 Suspensión de terrenos.

La suspensión de un terreno poco resistente de otro competente es el efecto del bulonaje que se comprende con mayor facilidad y es históricamente la idea que permitió el desarrollo del bulonaje. De hecho durante mucho tiempo el bulonaje se conocía en Francia, hace años, como SOSTENIMIENTO SUSPENDIDO.

Hay que tener en cuenta que cuando se quiere conseguir el efecto de suspensión los bulones deben trabajar exclusivamente a tracción soportando exclusivamente el peso de los terrenos suspendidos que es transferido a los terrenos competentes.

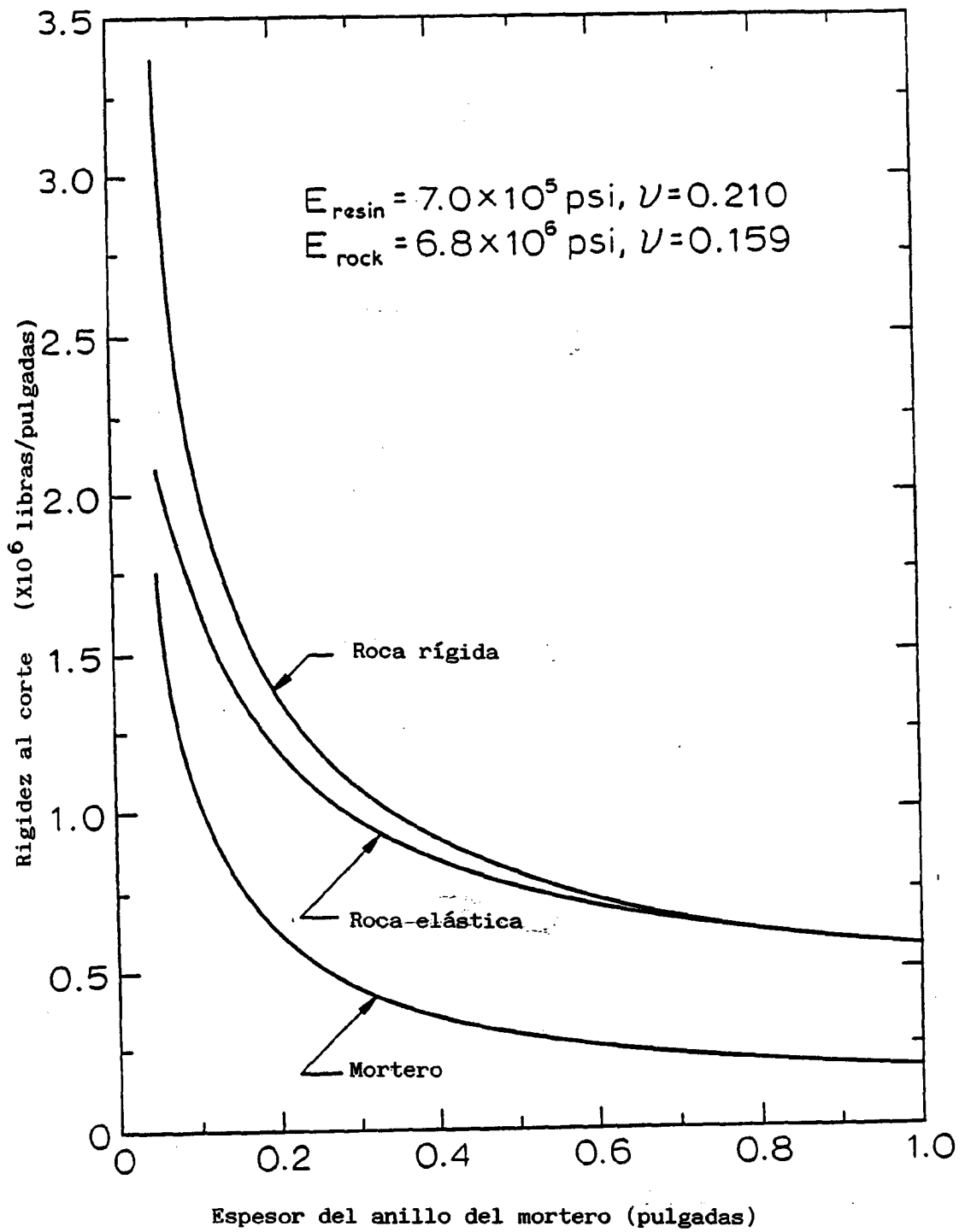


FIG. Nº 43 EFECTO DEL ANILLO DE MORTERO SOBRE LA RIGIDEZ AL CORTE.

Aunque pueda pensarse que este efecto es típico exclusivamente de las galerías que se trazan en las explotaciones por cámaras y pilares en capas subhorizontales, la realidad es que existen numerosas aplicaciones del efecto suspensión tal como están ilustradas en la Fig. Nº 44 y 45.

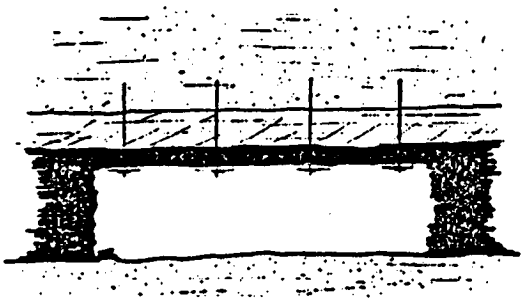
El efecto clásico de suspensión se muestra en la Fig. Nº 44A en donde se ilustra la suspensión de un estrato de roca poco competente, protegiéndolo de la intemperización mediante una delgada capa de carbón abandonado llamado TOP COAL, cuyo peso está transferido por el bulonaje.

En las Figs. 44B, C y D se muestran tres ocasiones en las que puede lograrse el efecto de suspensión incluso en rocas homogéneas: cuando se daña las rocas por unas voladuras no muy cuidadas, cuando se produce una zona de tracciones en el centro de la galería y cuando dentro del mismo nivel rocoso existen algunas discontinuidades fósiles.

También puede ser necesario realizar un efecto de suspensión en una roca con estratificación muy fina en la que se forma una campana de terrenos sueltos por flexión de los bancos individuales, Fig. Nº 45A.

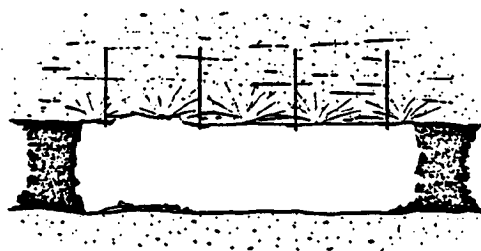
Igualmente en una roca masiva pero que se degrada debido a la acción de la humedad es posible realizar un efecto de suspensión de la zona degradada más superficial transfiriendo su carga a la roca sana no alterada tal como se ilustra en la Fig. Nº 45B.

Cuando el esquema estructural alrededor de una galería es el llamado "arco de presión" el bulonaje ejerce también un efecto de suspensión, Fig. Nº 45C, pues la zona de roca fracturada se solidariza a la roca sometida a compresión que está estabilizada.



A.- Suspensión de un estrato poco competente y alterable utilizando la práctica del "top coal".

B.- Suspensión de una roca fragmentada por las vibraciones producidas por voladuras.



C.- Suspensión de una zona de roca rota por tracciones.

D.- Suspensión de un nivel de roca con discontinuidades fósiles.

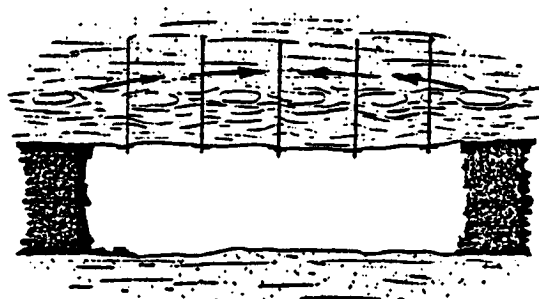
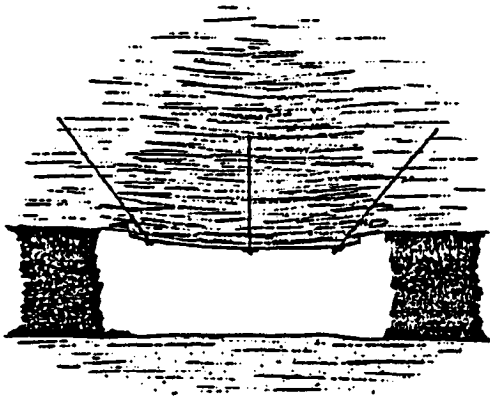
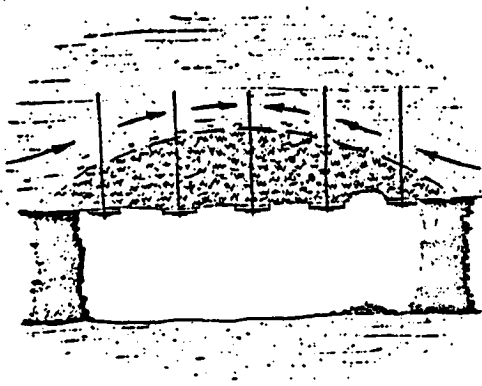
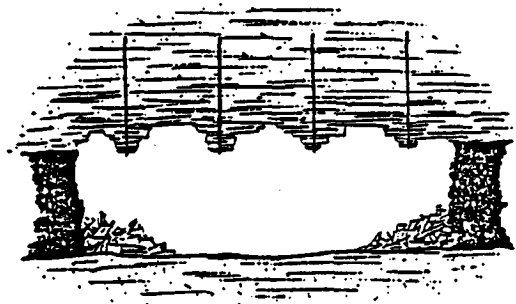


FIG. Nº 44 ALGUNOS EFECTOS TÍPICOS DE SUSPENSION DE TERRENOS.
(GERDEEN 1.977)



A.- Suspensión de una roca finamente estratificada rota por tracciones producidas por el trabajo a flexión.

B.- Suspensión de una parte de un macizo rocoso que se degrada por efectos ambientales.



C.- Suspensión de una zona de roca rota de otra sometida a compresión (Aro de presión).

D.- Suspensión de una roca poco competente y fracturada de otra competente debido al efecto de confinamiento.

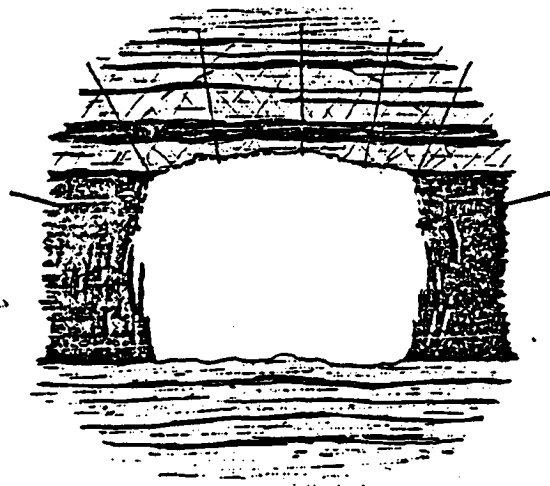


FIG. Nº 45 ALGUNOS EFECTOS TÍPICOS DE SUSPENSIÓN DE TERRENOS.
(GERDEEN, 1.977)

Por último también se confía en un efecto de suspensión cuando se pretende que el bulonaje aporte un mayor confinamiento al macizo rocoso, Fig. N° 45D, lo cual supone mejorar la resistencia real de las rocas; pues en este caso se confía en el anclaje en los terrenos más profundos con mejores propiedades mecánicas.

En general cuando se intenta lograr un efecto de suspensión el problema se resolverá, con cualquier tipo de bulón, dimensionando el anclaje para que éste soporte el peso de los terrenos suspendidos. Sin embargo en el caso de que se trate de suspender terrenos estratificados, que inicialmente no están rotos, a continuación se expondrá la importancia que tiene la rigidez axial del bulonaje empleado.

Considerando el esquema de la Fig. N° 46 en el que se representa unos estratos del bajo techo, asimilables a una viga, suspendidos de una roca competente, la deformación en el centro de la viga suspendida vale

$$\delta = \frac{W \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} - \frac{P \cdot L^3}{192 \cdot E \cdot I} \quad (80)$$

Donde

W = Carga debida al peso de los terrenos suspendidos.

L = Ancho de la galería.

I = Momento de inercia de la viga suspendida.

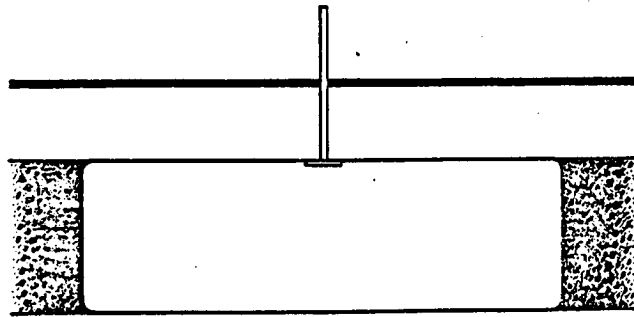
E = Módulo de elasticidad de la viga suspendida.

P = Fuerza de suspensión ejercida por el bulón.

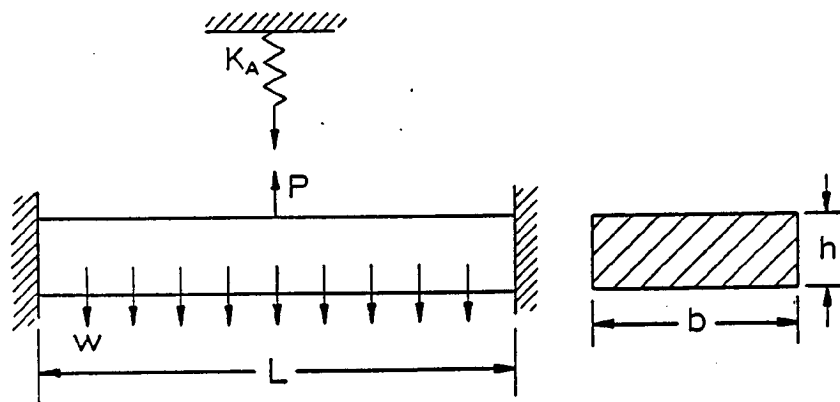
La fuerza realizada por el bulonaje deberá cumplir que

$$P = K_A \cdot \delta \quad (81)$$

siendo K_A la rigidez axial del bulón definida en 3.3.2.1.1.



(a) Suspensión del techo.



(b) Modelo

FIG. Nº 46 MODELIZACION DE LA SUSPENSION DE ESTRATOS.

Entrando con (81) en (80) y operando resulta

$$\frac{\delta}{\delta_{\text{máx}}} = \frac{1}{1 + \alpha} \quad (82)$$

siendo $\delta_{\text{máx}}$ el valor dado por (80) para $P = 0$ y

$$\alpha = \frac{K_A \cdot L^3}{192 \cdot E \cdot I} \quad (83)$$

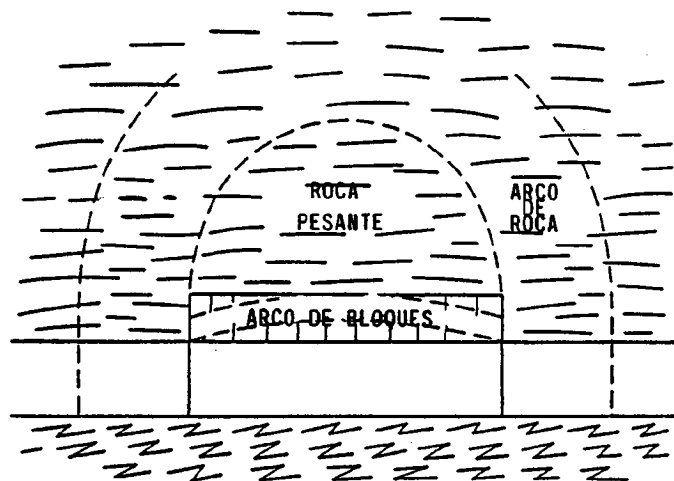
De la expresión (82) se deduce que la deformación en el centro de la galería será tanto mayor cuanto menor sea α , es decir, de acuerdo con (83), cuanto menos rígido sea el bulonaje. De esto se deduce que cuando se quiera lograr un efecto de suspensión se debe utilizar un bulonaje lo más rígido posible.

Teniendo en cuenta los valores habituales que se obtienen en el caso de la rigidez axial de un perno de anclaje puntual o de anclaje repartido, se puede afirmar que cuando se quiere lograr un efecto de suspensión los bulones de anclaje repartido son unas cinco veces más eficaces que los de anclaje puntual.

3.3.2.3 Formación de un arco con dovelas.

Se admite habitualmente que por el hecho de realizar una excavación se modifica la distribución de tensiones existentes en el macizo virgen de tal forma que en las inmediaciones del hueco las tensiones son notablemente menores que las iniciales mientras que los terrenos circundantes más profundos se ven sometidos a presiones superiores a las iniciales. El límite entre ambas zonas lo constituye el radio de plastificación que ha sido definido en el apartado 3.3.1.3.1.

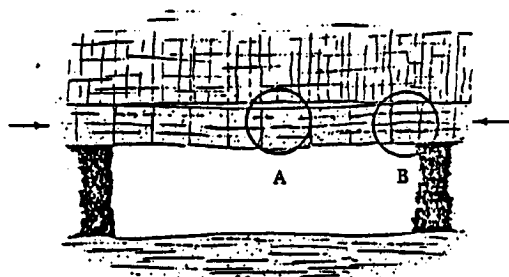
Esta situación puede modelizarse recurriendo a un modelo estructural que se denomina arco de dovelas que está ilustrado en la Fig. N° 47A. De acuerdo con este esquema puede admitirse que entre la galería y los terrenos sometidos a compresión existen unas rocas rotas que son las que cargan sobre un arco casi plano constituido por bloques de roca encajados entre sí.



A.- Modelo.



B.- Bloques del techo.



C.- Acuñaientos de bloques.

FIG. Nº 47 EFECTO DEL ARCO DE DOVELAS. (GERDEEN, 1.977)

Para que el arco de dovelas tenga sentido físico es necesario que el techo inmediato se fragmente en grandes bloques de tal forma que sea posible su acuñaiento según se ilustra en las Figs. Nº 47B y 47C. Esto exige según GERDEEN (1.977) dos condiciones: que el techo inmediato esté constituido por un material de comportamiento frágil, capaz de producir grandes bloques en su rotura, como las calizas y que los terrenos estén sometidos a tensiones horizontales pequeñas. Si el techo inmediato no está constituido por estratos de espe-

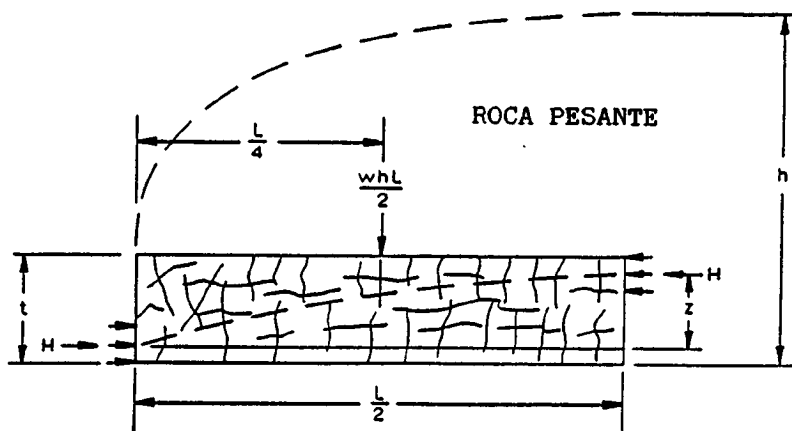
sor suficiente como para producir bloques que justifiquen el modelo del techo con dovelas el bulonaje puede permitir soslayar esta dificultad.

Para esclarecer las condiciones en que puede formarse un arco con dovelas se presentará en primer lugar las conclusiones de un estudio aproximado realizado mediante el método de los elementos finitos para exponer a continuación los aspectos teóricos de la cuestión.

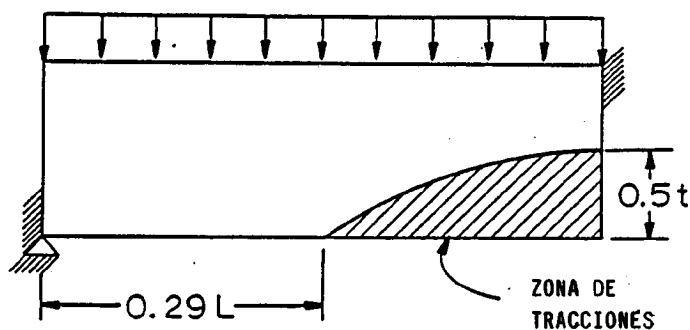
3.3.2.3.1 Estudio aproximado por elementos finitos.

Para poder definir detalladamente el mecanismo que gobierna la formación de un arco con dovelas, GERDEEN et al. (1.977) hicieron un estudio previo utilizando el método de los elementos finitos en un modelo bidimensional con el objetivo de determinar la geometría del arco que garantizaba el equilibrio con objeto de determinar los terrenos debajo del arco que debían ser reforzados.

Inicialmente se resolvió un modelo en el cual no se consideraban cargas horizontales gravitatorias y el único empuje horizontal, H, según se especifica en la Fig. N° 48A corresponde a la reacción de apoyo del arco. Las dimensiones del modelo de la Fig. N° 48A que se utilizaron en los cálculos fueron las siguientes: L = 24 pies; t = 4 pies; densidad de la roca 0,1 libras/pulgada³, presión sobre el arco de dovelas igual a 10 psi (7 toneladas/m², lo cual supone una altura de roca de unos 3 m). Los resultados obtenidos en el cálculo se muestran en la Fig. N° 48B en la que puede apreciarse que, de acuerdo con lo que cabría esperar, la mitad central del arco de dovelas está sometida a tracción hasta una profundidad igual a la mitad del canto.



A.- Modelo.



B.- Resultado del análisis por FEM (GERDEEN, 1.977)

FIG. N° 48 MODELIZACION DEL EFECTO DE UN ARCO DE DOVELAS.

Posteriormente se hicieron nuevos cálculos considerando que actuaban presiones laterales crecientes de 20, 200, 400 y 800 psi. Los resultados se representan en la Fig. N° 49 en la que claramente se aprecia que, como es lógico, al aumentar la presión lateral la zona de tracciones disminuye rápidamente hasta hacerse prácticamente nulas para una presión horizontal de unos 800 psi (5,6 MPa).

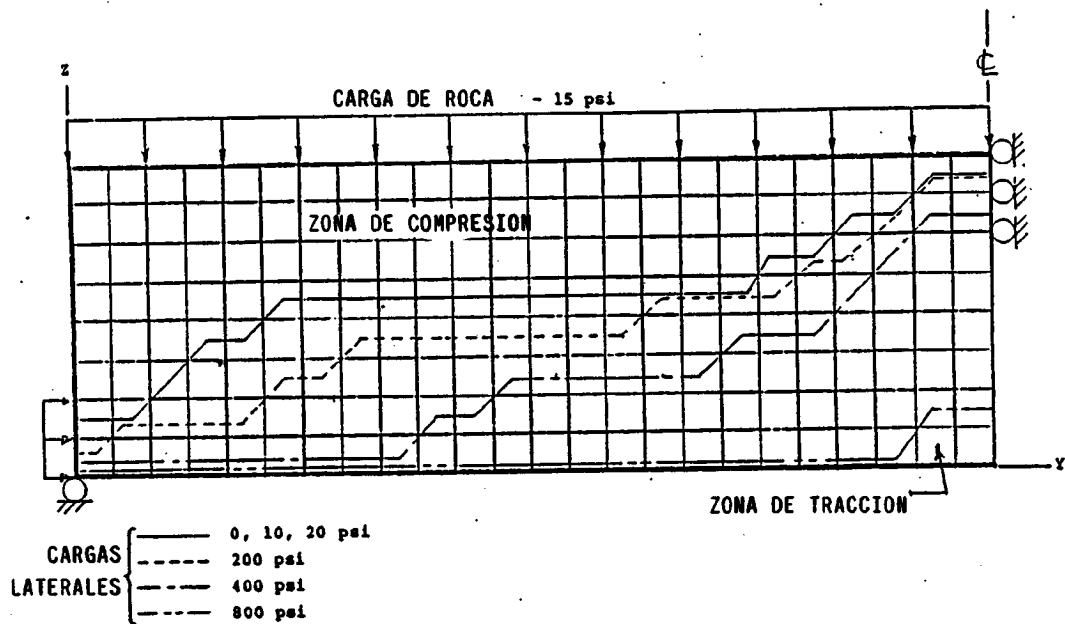


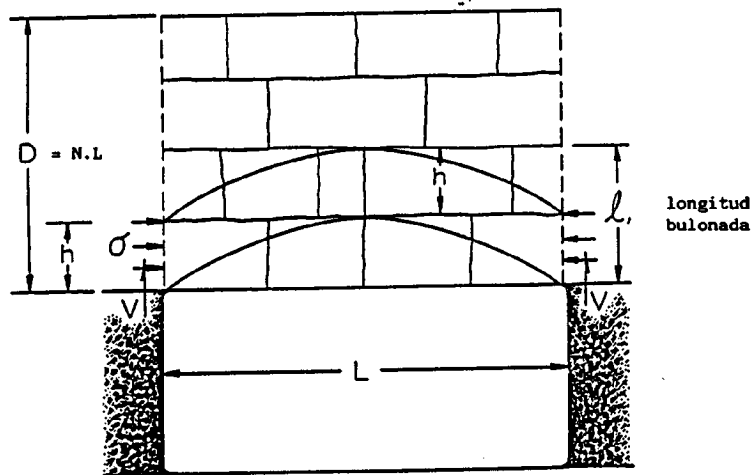
FIG. N° 49 RESULTADOS DE TENSION-COMPRESION EN UN ARCO DE DOVELAS PARA VARIAS PRESIONES LATERALES. (GERDEEN, 1.977)

Estos resultados son muy importantes ya que debe concluirse que un arco de dovelas, exentas de tracciones, es perfectamente estable para presiones horizontales moderadas que son frecuentes en la mayor parte de los yacimientos sedimentarios.

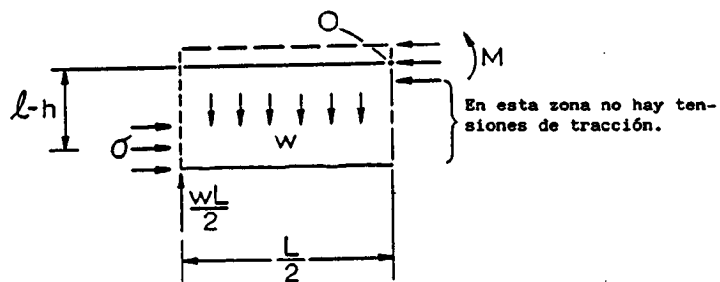
Por último se hicieron cálculos de sensibilidad variando el módulo de elasticidad de las rocas para valores de $E = 0,5; 2,0;$ y $40 \cdot 10 \text{ p.s.i.}$ (3.500; 14.000 y 28.000 MPa) encontrándose que este parámetro no influirá apreciablemente en los resultados finales.

3.3.2.3.2 Teoría de la estabilidad de un arco de dovelas bulonado.

GERDEEN et alt. (1.977) han desarrollado una teoría de la estabilidad de un arco de dovelas bulonado admitiendo que en el trasdos de las dovelas de roca no existen tracciones lo cual implica que el arco de dovelas trabaja exclusivamente a compresión sin que existan momentos flectores positivos. El esquema estructural de este modelo se ilustra en la Fig. Nº 50.



a/ Arco de dovelas.



b/ Modelo

FIG. Nº 50 ESQUEMA ESTRUCTURAL DE UN ARCO DE DOVELAS SEGUN GERDEEN.

Se supone que el arco soporta una altura de roca que vale $N.l$, donde l es la longitud de los bulones o la altura del arco bulonado y N suele tomar valores comprendidos entre 2 y 4. Los otros parámetros que intervienen en el modelo son: la tensión horizontal σ , el canto del arco bulonado h , la carga vertical por unidad longitudinal w , la densidad de la roca ρ y L la anchura de la galería.

De la Fig. Nº 50 el momento en 0 se calcula mediante la expresión

$$M_0 = \frac{w \cdot L}{2} \left(\frac{L}{2} \right) - \frac{w \cdot L}{2} \left(\frac{L}{4} \right) - \sigma(1 - h) h \quad (84)$$

Hay que resaltar que para que la carga w actúe sobre el arco es preciso que los bulones realicen el efecto de suspensión de la masa de roca situada por debajo del arco.

Considerando que

$$w = \rho \cdot N \cdot L \quad (85)$$

e imponiendo que $M_0 \leq 0$ resulta

$$\rho N \cdot l \cdot \frac{L^2}{8} - \sigma(1 - h) h \leq 0 \quad (86)$$

Si expresamos la distancia h como una fracción de la longitud del bulón, l , resulta

$$h = \alpha \cdot l \quad (87)$$

y con esto la longitud de los bulones necesaria para que haya estabilidad es:

$$l \geq \frac{\rho \cdot N \cdot L^2}{8 \cdot \sigma(1 - \sigma)} \quad (88)$$

La longitud mínima de bulonaje, que se obtiene diferenciando (88) respecto α resulta para $\alpha = \frac{1}{2}$ es decir $l = 2h$. De esto se deduce que la longitud de los bulones debe ser al menos el doble del canto del arco.

De la expresión (884) se deduce que cuando la presión lateral es elevada, $\sigma \gg 0$, la longitud de los bulones no es relevante y de hecho basta con la presión lateral para asegurar la estabilidad del arco.

Sin embargo existe un límite mínimo para la tensión horizontal, σ , ya que el apoyo del arco es capaz de admitir un cortante máximo v , tal como se ilustra en la Fig. N° 50 (a) que vale

$$v = \rho \cdot N \cdot l \cdot \frac{L}{2} \quad (89)$$

y debe cumplirse que

$$v \leq \mu \cdot \sigma \cdot h \quad \text{y de aquí resulta} \quad (90)$$

$$\sigma_{\min} \geq \frac{\rho \cdot N \cdot L}{2 \cdot \mu \cdot \alpha} \quad (91)$$

Donde μ es el coeficiente de fricción. Cuando la tensión horizontal sea inferior a σ_{\min} será necesario colocar bulones inclinados sobre los parámetros para poder absorber el cortante que se produce

Si se utiliza el valor de σ_{\min} dado por (91) en (88) resulta que

$$l \geq \frac{\mu \cdot L}{4(1-\alpha)} \quad (92)$$

por ejemplo para $\mu = 0,5$ y $\alpha = 0,625$ resulta

$$l \geq \frac{L}{3} \quad (93)$$

que es un criterio habitualmente utilizado para dimensionar la longitud de los bulones en función de la anchura de la galería.

Una vez definida la longitud de los bulones a emplear el resto de las características de los bulones, fundamentalmente su resistencia y la densidad de bulonaje, se determina considerando que los terrenos situados por debajo del arco deben ser soportados enteramente por los bulones realizando un efecto de suspensión.

En condiciones óptimas se ha determinado que $\alpha = \frac{1}{2}$ es decir, según (87), $h = \frac{1}{2}$; con lo cual la cantidad de roca suspendida bajo el arco del canto h es $\frac{1}{2}$. El volumen de roca suspendida en el centro de la galería, que es la situación más desfavorable, vale $b^2 \cdot \frac{1}{2}$ si b es el espaciado de los bulones en sentido longitudinal y transversal. De acuerdo con esto la fuerza que deben soportar los bulones se calcula por la expresión

$$T = \rho \cdot b^2 \cdot \frac{1}{2} \quad (94)$$

3.3.2.3.3 Bulonaje cerca de los paramentos.

Si la condición que expresa la ecuación (91) no se cumple ya sea porque la tensión lateral, σ , es demasiado baja o por que el coeficiente de rozamiento, μ , también es pequeño es preciso aportar una resistencia a cortante suplementaria para que el arco de dovelas sea estable.

La fuerza que debe estar presente para resistir los cortantes vale, de acuerdo con el esquema de la Fig. N° 50,

$$v = \rho \cdot N \cdot l \cdot \frac{L}{2} \cdot b' \quad (95)$$

En este caso b' es el espaciado longitudinal de los bulones próximos al paramento tal como se ilustra en la Fig. N° 51.

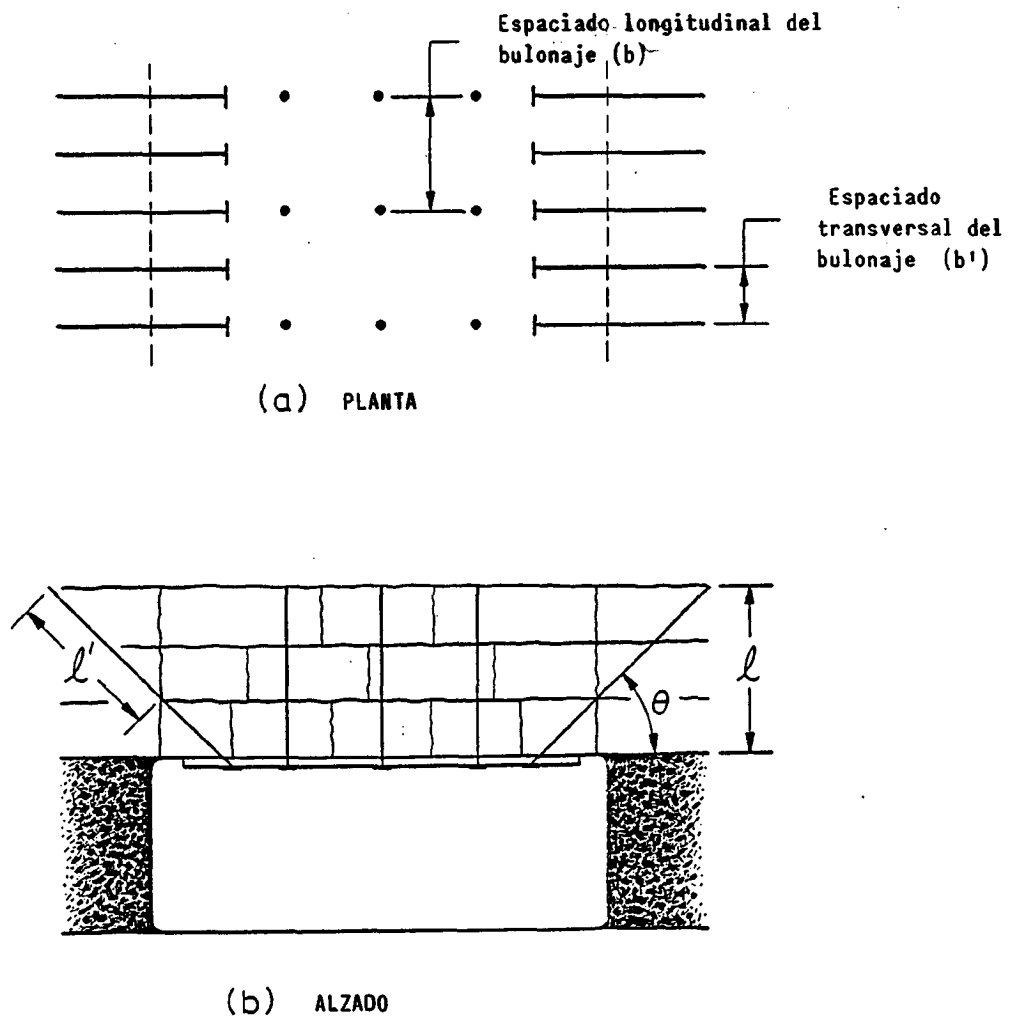


FIG. N° 51 ESPACIADO DEL BULONAJE.

La fuerza, T, que debe resistir cada bulón vale, en este caso,

$$T = v \cdot \text{sen } \theta \quad (96)$$

y a partir de (95) y (96), el espaciado longitudinal de los bulones vale

$$b' = \frac{2T}{\rho \cdot N \cdot l \cdot L \cdot \text{sen } \theta} \quad (97)$$

3.3.2.4 Formación de vigas resistentes.

La formación de vigas resistentes es otro de los efectos que puede conseguirse mediante la utilización del bulonaje, sobre todo en los medios estratificados con inclinación subhorizontal. En todos los casos se admite que el canto de la viga que se forma coincide con la longitud de los bulones y el bulonaje pretende aprovechar la fuerza de rozamiento que se genera entre los estratos. A continuación dos aspectos que definen la utilización del bulonaje en este concepto: la evaluación del refuerzo obtenido y el pandeo de estratos.

3.3.2.4.1 Evaluación del refuerzo del techo.

SINGH et al. (1.973) han propuesto para evaluar el refuerzo del techo al formar una viga bulonada el FACTOR DE REFUERZO, FR, definido por la expresión:

$$FR = \frac{R \cdot n^3 \cdot I_0 - n \cdot I_0}{n \cdot I_0 - R \cdot n^3 \cdot I/n^2} = \frac{R \cdot n^2 - 1}{1 - R} \quad (98)$$

Donde

$$R = \frac{I}{n^3 \cdot I_0} \leq 1 \quad (99)$$

I = Momento de inercia de la viga bulonada.

n = Numero de estratos solidarizados.

I_0 = Momento de inercia de un estrato individual.

Si no existe bulonaje alguno

$$I = n \cdot I_0 \quad (100)$$

con lo cual $R = \frac{1}{n^2}$ y según (98) $FR = 0$

Para una viga monolítica cuyo espesor sea igual a la suma de n estratos $I = n^3 \cdot I_0$, con lo cual $R = 1$ y por lo tanto $FR = \infty$.

A efectos del cálculo de tensiones si no existe bulonaje alguno la tensión de tracción en el centro de la viga vale

$$\sigma_t = \frac{3 \cdot l^2}{4 \cdot L^2} \cdot P \quad (101)$$

Siendo l la anchura de la galería, L la longitud de los bulones y P la presión vertical ejercida sobre la viga.

Si la viga está constituida por n estratos bulonados la tensión pasa a valer

$$\sigma_{t(n)} = \frac{3}{4} \cdot \frac{l^2}{n^2 \cdot L^2} \cdot P \quad (102)$$

donde se aprecia una clara reducción de las tensiones actuantes si el anclaje es perfecto.

GERDEEN et al. (1.977) realizaron una simulación por ordenador del refuerzo que se podría obtener en una viga estratificada en la que no existiera resistencia alguna entre los planos de estratificación y en la que los estratos flexen bajo su propio peso y se encontró la siguiente correlación

$$FR = \frac{L}{b} \cdot N \cdot n^{1/5} \cdot f \quad (103)$$

donde

L = Ancho de la galería.

b = Espaciado del bulonaje.

N = Número de bulones en una línea transversal.

n = Número de estratos solidarizados.

f = Función de la rigidez al corte de los bulones (Ks), del módulo de elasticidad de un estrato (E) y del espesor del estrato (t) que está representada en la Fig. N° 52.

De acuerdo con la Fig. N° 52 para una relación óptima de rigideces $\frac{Ks}{E \cdot t} = 1$ el valor de f es 0,1. Con este valor se puede calcular, por medio de (103) el valor de FR y a partir de (98) se puede calcular R que tiene un campo de variación más reducido que FR pues, como ya se ha indicado, varía entre $\frac{1}{n^2}$ y 1.

De acuerdo con lo anterior se tiene que

$$R = \frac{FR + 1}{FR + n^2} \quad (104) \quad \text{y} \quad FR = 0,1 \cdot \frac{L}{b} \cdot N \cdot n^{1/5} \quad (105)$$

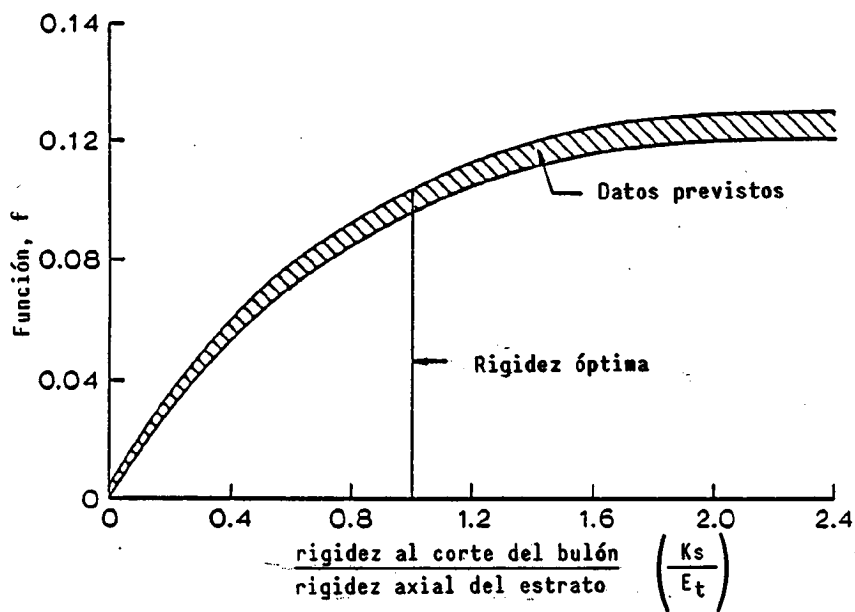


FIG. Nº 52 CORRELACION TEORICA ENTRE f y $\left(\frac{K_s}{E_t}\right)$
(GERDEEN, 1.977)

En la Fig. Nº 53 se han representado los valores de R en función del número de estratos para los siguientes valores $L = 5$ m, $b = 1,2$ m, $N = 5$ bulones y $f = 0,1$. Como puede verse para $n = 2$ el valor de R es el 50% pero para $n = 6$ R sólo vale el 10%. De esto se deduce claramente que cuanto mayor sea el número de estratos del techo el refuerzo conseguido por el bulonaje es tanto menor.

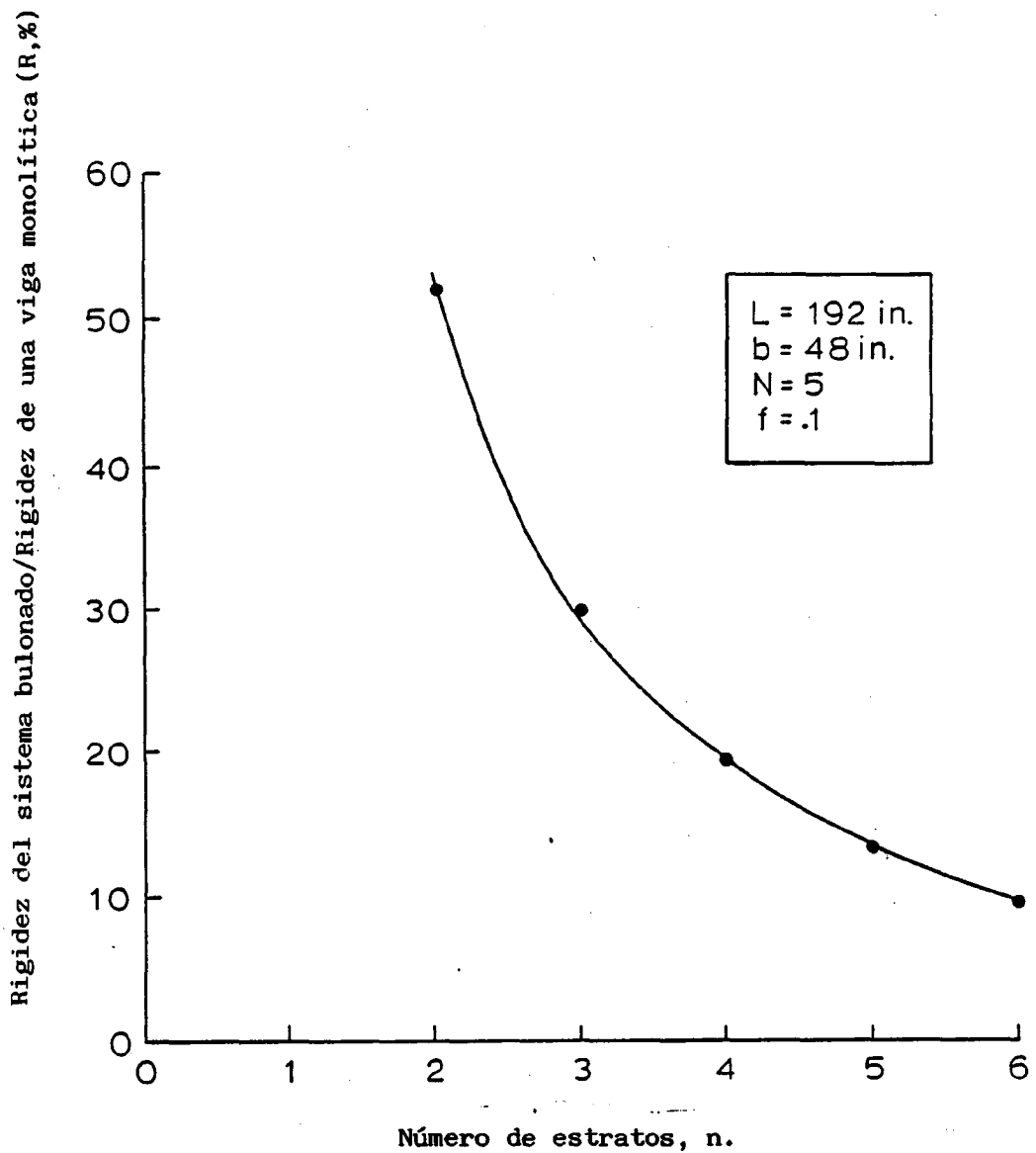


FIG. Nº 53 PORCENTAJE DE REFUERZO DE UN TECHO ESTRATIFICADO RESPECTO A UNA VIGA MONOLITICA. (GERDEEN, 1.977)

Hay que recordar que el modelo desarrollado por GERDEEN (1.977) se basa en que los estratos están individualizados, sin fuerzas de fricción entre ellos y sometidos a su propio peso. En la realidad en los planos de estratificación se genera una importante resistencia al corte, al menos cuando el macizo rocoso no está expansionado, con lo cual la situación real puede ser notablemente diferente.

3.3.2.4.2 Pandeo de estratos.

En los medios estratificados, con espesores pequeños de estratos, el pandeo es uno de los mecanismos de rotura más habituales.

En el caso de que un techo estratificado sometido a tensiones horizontales elevadas con pandeo generalizado o bien el gradiente de tensiones producido por la flexión puede provocar el pandeo de los estratos inmediatos del techo, con el uso del bulonaje puede limitarse drásticamente la longitud de pandeo pues, tal como se ilustra en la Fig. Nº 54, esta pasa de valer el ancho de la galería al espaciado de los bulones.

La tensión crítica de pandeo de una viga de luz L empotrada en sus extremos vale

$$\sigma_{CR} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \quad (106)$$

Donde

E = Módulo de Young de la viga.

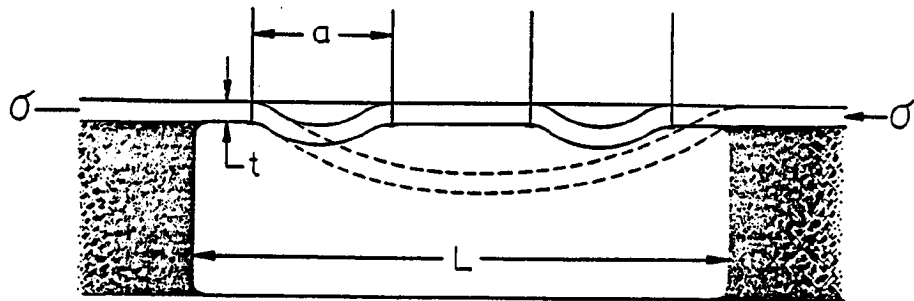
r = Radio de giro de la viga (Para secciones rectangulares $r^2 = \frac{t^2}{12}$)

En el caso de que la longitud crítica de pandeo se reduzca al valor "a" la tensión crítica de pandeo pasa a ser:

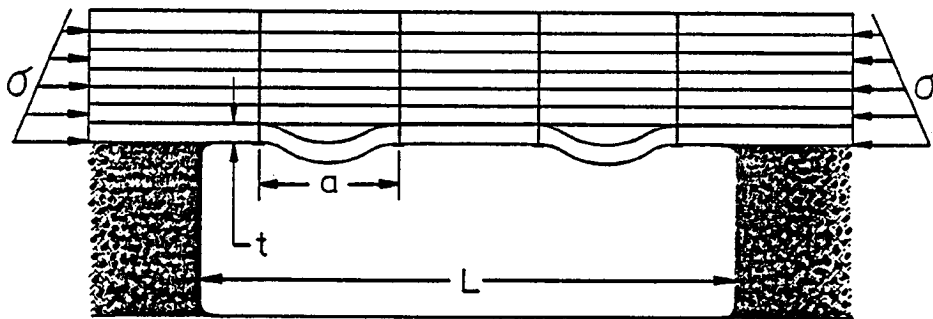
$$\sigma'_{CR} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{a}{r}\right)^2} \quad (107)$$

A partir de (106) y (107) se tiene que

$$\frac{\sigma'_{CR}}{\sigma_{CR}} = \left(\frac{L}{a}\right)^2 \quad (108)$$



(a) Luces críticas de pandeo (la línea de trazos corresponde a la galería sin bulonar).



(b) Gradiente de tensiones.

FIG. Nº 54 PANDEO DE UNA VIGA ESTRATIFICADA Y BULONADA.
(GERDEEN, 1.977)

Si los bulones se colocan a una distancia $\frac{a}{2}$ del paramento $\frac{L}{a} = N$. Si los bulones se colocan a una distancia "a" del paramento $\frac{L}{a} = N + 1$

En cualquier caso se aprecia que con la utilización del bulonaje las tensiones críticas de pandeo disminuyen drásticamente.

El criterio para diseñar un sostenimiento por bulonaje en un techo con posibilidades de pandeo es reducir el espaciado del bulonaje de acuerdo con la ecuación (107) de tal forma que la tensión crítica de pandeo se aproxime a un valor igual o mayor que la componente horizontal de la tensión natural. Tal como se muestra en la Fig. N° 55 para cocientes elevados entre la anchura de la galería L y el radio de giro r la rotura del techo se produce por pandeo y para cocientes suficientemente pequeños entre el espaciado del bulonaje, a, y el radio de giro la rotura se produce porque se supera la resistencia a compresión simple de las rocas σ_u .

Si σ_u es muy grande y la tensión de campo baja puede no ser práctico disminuir la relación $\frac{a}{r}$ hasta valores tan bajos que permitan la rotura por compresión simple. En estos casos basta con llegar a ratios $\frac{a}{r}$ suficientemente bajos para que σ'_{CR} se mayor que σ_H . De acuerdo con esto se tiene que

$$\sigma'_{CR} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{a}{r}\right)^2} \geq \sigma_H \quad (109)$$

Para una viga rectangular, empotrada en los dos extremos, se cumple $r^2 = \frac{t^2}{12}$ con lo cual a partir de (109) queda:

$$a^2 \leq \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{3 \cdot \sigma_H} \quad (110)$$

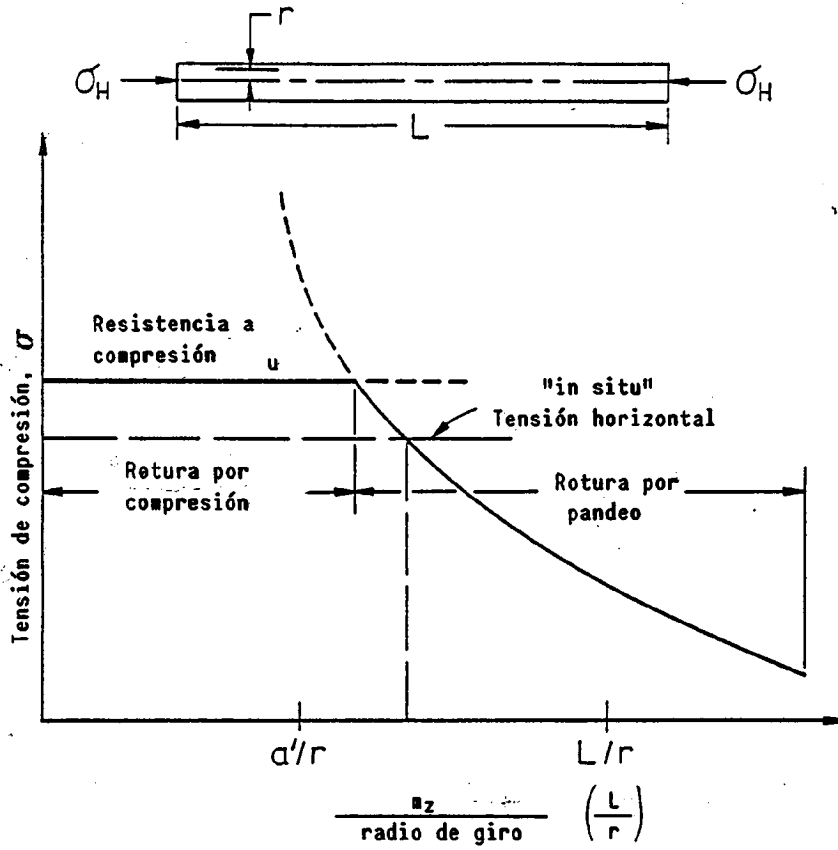


FIG. Nº 55 TIPOS DE ROTURA DE UNA VIGA COLUMNAR EN COMPRESION.
(GERDEEN, 1.977)

De acuerdo con (110) el espaciado de los bulones depende del cociente $\frac{E}{\sigma_H}$.

En la Tabla XVII se muestran los espaciados mínimos entre bulones que deben utilizarse para prevenir el pandeo de estratos considerando una tensión horizontal "in situ" $\sigma_H = 14$ MPa.

RATIO E/σ_H	ESPEJOR DE LOS ESTRATOS t (mm)	ESPACIADO MINIMO DEL BULONAJE (cm)
200 (Carbón)	12,7	33
	25,4	66
	50,7	132
	101,6	264
350 (Pizarra blanda)	12,7	43
	25,4	86
	50,8	172
	101,6	345
800 (Pizarra dura)	12,7	63
	25,4	129
	50,8	259
	101,6	518

TABLA XVII ESPACIADO DEL BULONAJE PARA IMPEDIR DEL PANDEO.

Habitualmente el espaciado del bulonaje es del orden de 1. m. con lo cual, a la vista de los datos contenidos en la Tabla XVII, con esta disposición no se garantiza la ausencia de pandeo en la mayoría de las rocas sedimentarias muy blandas y en gran parte de las pizarras blandas.

El disminuir el espaciado de los bulones por debajo de 60 cm. no suele resultar económico y por ello cuando se trate de impedir el pandeo de rocas sedimentarias blandas y finamente estratificadas la mejor medida es emplear placas de reparto anchas y tensar los bulones. De esta forma, tal como se ilustra en la Fig. N° 56, la longitud de pandeo se reduce notablemente.

3.3.2.5 Sujeción de bloques.

Una de las aplicaciones más frecuentes del bulonaje consiste en el refuerzo de bloques que se individualizan a través de discontinuidades existentes en la masa rocosa. En estos casos el bulonaje

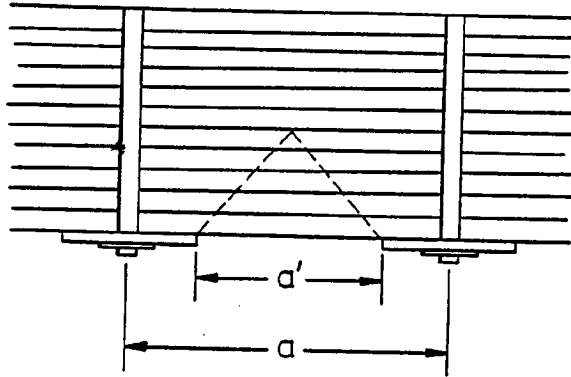


FIG. Nº 56 DISMINUCION DE LA LUZ DE PANDEO UTILIZANDO PLACAS DE REPARTO ADECUADAS.

debe proporcionar una fuerza mínima para que el coeficiente de seguridad del bloque esté comprendido entre 1,5 y 2. Una vez definida la capacidad de anclaje se puede calcular la longitud de perno que debe anclarse en la roca sana para que el perno no deslice.

En la Fig. Nº 57 se muestran las fuerzas que actúan en el equilibrio de un bloque sometido a su propio peso, a la acción de empujes hidroestáticos y el efecto de un bulón que aporta una fuerza T por metro de bloque. Admitiendo el principio del equilibrio límite el factor de seguridad del bloque está dado por:

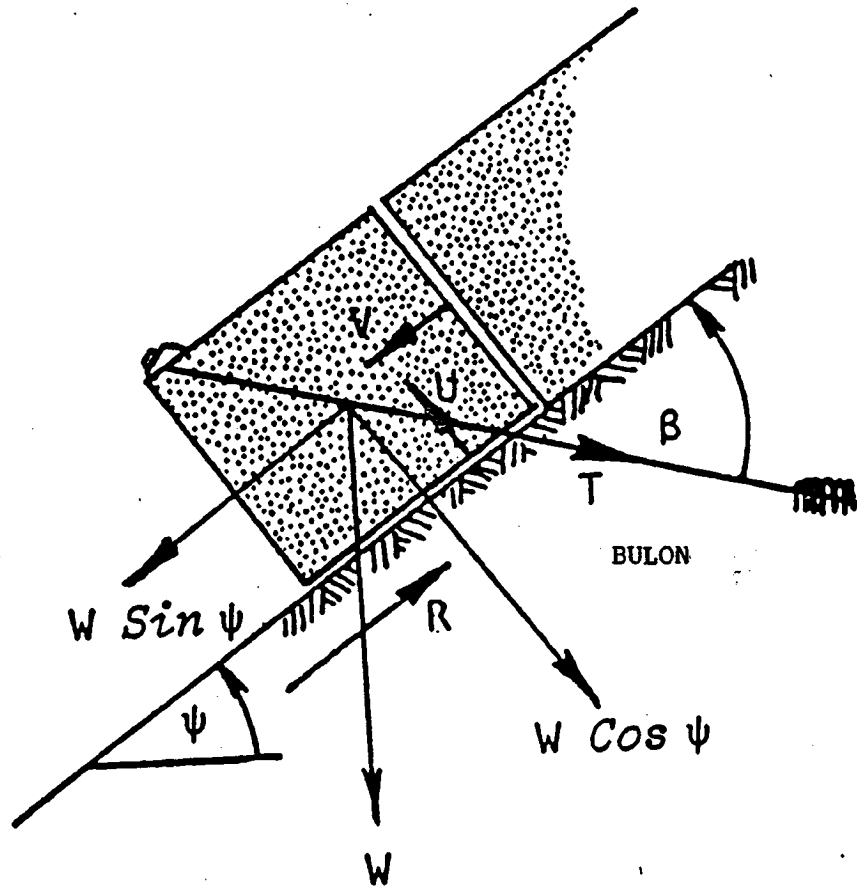


FIG. Nº 57 ESQUEMA ESTÁTICO DE LA SUJECCION DE BLOQUES CON BULONES.

$$F = \frac{c \cdot A + (W \cdot \cos \psi - u + T \cdot \sin \beta)}{N \cdot \sin \psi + v - T \cos \beta} \operatorname{tg} \varphi \quad (111)$$

donde

c = Cohesión en el plano de deslizamiento.

A = Longitud de contacto en el plano de deslizamiento.

W = Peso del bloque.

ψ = Ángulo de inclinación de la cara sobre la que se desliza.

u = Componente hidrostática normal al plano de deslizamiento.

v = Componente hidrostática paralela al plano de deslizamiento.

T = Fuerza proporcionada por el bulón.

β = Ángulo de inclinación del bulón:

φ = Ángulo de rozamiento en la superficie de deslizamiento.

En general hay que calcular T para que el coeficiente de seguridad F esté comprendido entre 1,5 y 2.

3.3.2.5.1 Resistencia al corte de las discontinuidades bulonadas.

GERDEEN et al. (1.977) han estudiado con gran detalle el efecto del bulonaje sobre las discontinuidades existentes en la caliza de Indiana (USA). Tal como puede apreciarse en los datos de la Tabla XVIII cuanto más pequeña es la presión que actúa normalmente a la discontinuidad, σ_n , mayor es la eficacia del bulonaje. en este caso los bulones tenían un diámetro de 22 mm., estaban anclados con resina en toda su longitud y la distancia entre centros de bulones era de 60 cm. El diámetro de los taladros en los que se colocaron los pernos era de 35 mm.

TENSION NORMAL A LA DISCONTINUIDAD σ_n (KPa)	TENSION DE CORTE MAXIMA 2 (KPa)			
	SUPERFICIE NATURAL		SUPERFICIE ARTIFICIAL	
	CON BULONAJE	SIN BULONAJE	CON BULONAJE	SIN BULONAJE
175	427	777	196	749
1750	2793	2835	1673	2170

TABLA XVIII TENSION DE CORTE EN DISCONTINUIDADES BULONADAS EN FUNCION DE LA TENSION NORMAL.

Cuando la presión que actúa normalmente a la discontinuidad es elevada el efecto del bulonaje sobre la resistencia al corte de la discontinuidad es despreciable, debido a que la fuerza aportada por el bulón es de un orden de magnitud inferior a la que resulta de aplicar la tensión normal a la gran superficie de la discontinuidad.

Los datos anteriores se refieren al bulonaje de discontinuidades existentes en rocas resistentes; pero, en el caso de rocas poco resistentes, puede preverse que la roca se rompa alrededor del bulón debido a los esfuerzos cortantes. Para considerar esta posibilidad basta con analizar el esquema que se presenta en la Fig. Nº 58.

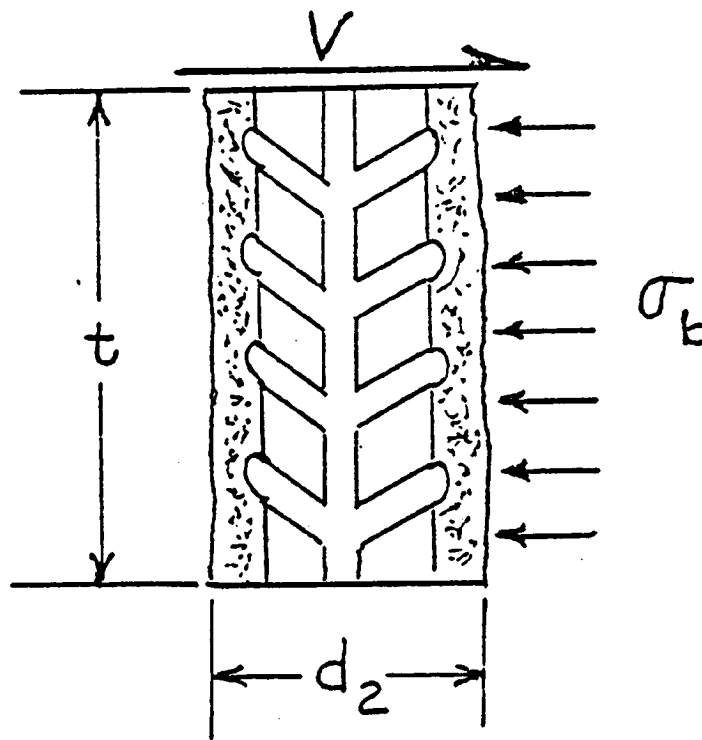


FIG. Nº 58 ESFUERZOS CORTANTES SOBRE EL MORTERO DE UN PERNO.

En el equilibrio se tiene que cumplir que:

$$\sigma_b \cdot t \cdot d_2 = v \quad (112)$$

Donde t es el espesor de los estratos, d_2 es el diámetro del taladro y σ_b es la resistencia a compresión entre el bulón y la resina.

La resistencia media a compresión del cilindro de resina debe igualarse con la resistencia media al corte de la discontinuidad, es decir:

$$\tau \cdot b^2 = v = \sigma_b \cdot t \cdot d_2 \quad (113)$$

donde b es el espaciado del bulonaje que se considera igual en todas las direcciones. Despejando σ_b de (113) se tiene

$$\sigma_b = \frac{\tau \cdot b^2}{d_2 \cdot t} \quad (114)$$

A partir de los datos de la Tabla XVIII se tiene que para $n = 175$ KPa resulta $\tau = 777$ Kpa y como $d_2 = 38$ mm considerando que $t = 30$ cm. resulta

$$\sigma_b = \frac{777 \cdot (60)^2}{3,8 \cdot 30} = 24536,8 \text{ KPa} = 24,5 \text{ MPa}$$

σ_b es inferior a la resistencia a compresión de la caliza de Indiana, que es del orden de 70 MPa, y por lo tanto no hay peligro de rotura.

En cambio para rocas más blandas puede producirse la rotura en la interfaz roca-resina y esto limita la aportación del bulonaje al esfuerzo cortante de las discontinuidades. A la vista de lo anterior queda claro que el trabajo del bulonaje en el refuerzo de una discontinuidad no está limitado por la calidad del acero sino por la resistencia a compresión simple de la roca.

3.3.2.5.2 Orientación óptima de los bulones.

GAZIEV y LAPIN (1.983) ha realizado un detallado estudio sobre la resistencia al corte de las discontinuidades bulonadas y de él se pueden extraer importantes conclusiones.

La resistencia al corte de las discontinuidades puede estimarse mediante la expresión:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \left[i_0 \left(1 - \frac{\sigma}{\text{JCS}} \right)^{10} + \varphi_0 \right] \quad (115)$$

donde

τ = Tensión de corte.

σ = Tensión normal.

i_0 = Angulo inicial de las asperezas de la discontinuidad.

JCS = Resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad.

φ_0 = Angulo de rozamiento residual.

Si se coloca un bulón que está inclinado un ángulo β respecto al plano de discontinuidad se incrementan tanto la tensión normal como tangencial en los siguientes valores:

$$\begin{array}{l} \Delta \sigma = m \cdot \sigma_a \cdot \operatorname{sen} \beta \\ \Delta \tau = m \cdot \sigma_a \cdot \operatorname{cos} \beta \end{array} \quad (116)$$

Donde m es la sección relativa de acero en el perno de σ_a es la tensión en el acero del perno.

Por lo tanto los nuevos valores de las tensiones serán:

$$\begin{array}{l} \sigma' = \sigma + \Delta\sigma \\ \tau' = \tau - \Delta\tau \end{array} \quad \left| \quad (117)\right.$$

y sustituyendo (117) en (115) resulta

$$\tau - m \cdot \sigma_a \cos \beta = (\sigma + m \sigma_a \sin \beta) \operatorname{tg} \left[i_o \left(1 - \frac{\sigma + \Delta\sigma}{JCS} \right)^{10} + \varphi_o \right] \quad (118)$$

En la mayoría de las aplicaciones el factor

$$\left[1 - \frac{\sigma - \Delta\sigma}{JCS} \right]^{10} \text{ es despreciable por lo que la expresión (118)}$$

se convierte en

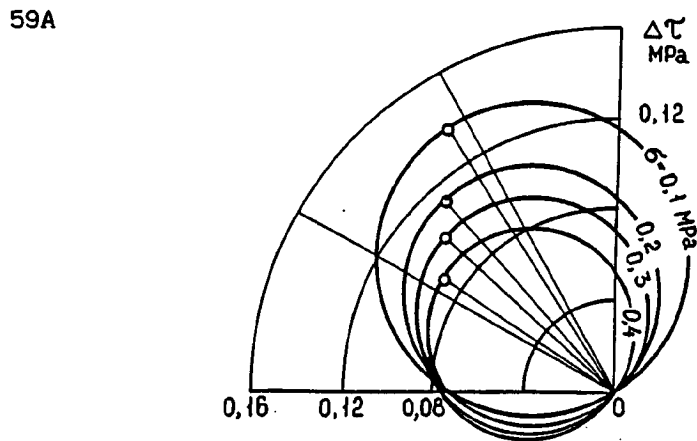
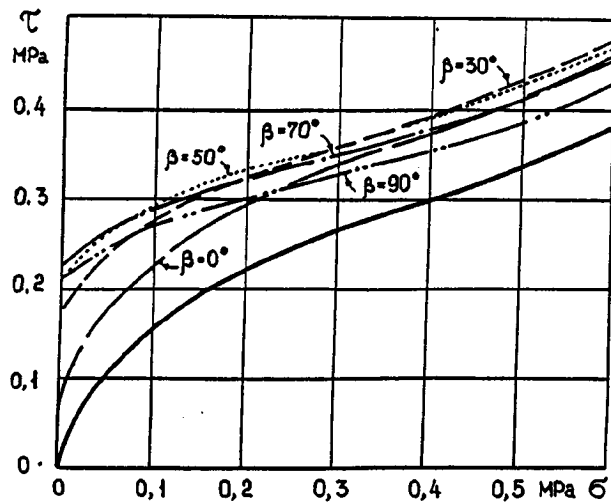
$$\begin{aligned} \tau - \sigma \cdot \operatorname{tg} \left[i_o \left(1 - \frac{\sigma}{JCS} \right)^{10} + \varphi_o \right] &= m \cdot \sigma_a \left\{ \cos \beta + \sin \beta \cdot \right. \\ &\left. \cdot \operatorname{tg} \left[i_o \left(1 - \frac{\sigma}{JCS} \right)^{10} + \varphi_o \right] \right\} \end{aligned} \quad (119)$$

Para determinar el ángulo óptimo de anclaje se debe diferenciar la expresión (119) con lo cual se determina que

$$\beta_{\text{opt}} = i_o \left(1 - \frac{\sigma}{JCS} \right)^{10} + \varphi_o \quad (120)$$

En la Fig. N° 59A se muestra la curva de resistencia de una discontinuidad con los siguientes parámetros:

$i_0 = 40^\circ$
 $\varphi_0 = 30^\circ$
 JSC = 2,5 MPa



59B

FIG. Nº 59 VARIACION DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE UNA DISCONTINUIDAD SEGUN LA ORIENTACION DE LOS PERNOS.

Así mismo se incluyen las curvas de resistencia que se obtienen en la misma discontinuidad para un anclaje definido por

$\sigma_a = 190 \text{ MPa}$
 $m = 0,0004 \text{ m}^2$

considerando ángulos de inclinación $\beta = 0; 30; 50; 70$ y 90° . Puede observarse que los valores más elevados de la resistencia al corte se consiguen para el rango de inclinación de $30-60^\circ$.

La influencia del ángulo de inclinación del anclaje en este ejemplo se pone mejor en evidencia en la Fig. N° 59A en la que se ha representado la resistencia al corte en función de la resistencia del anclaje para distintos valores de la tensión normal dependiendo de la inclinación del anclaje.

3.3.2.6 Confinamiento de terrenos.

Ya sea porque el bulón ha sido sometido a una tensión inicial, inmediatamente después de su colocación, o simplemente porque se ponga pasivamente a la expansión de los terrenos bulonados, el bulonaje puede realizar un efecto de confinamiento que, en ciertos casos, puede representar el papel más importante en el refuerzo del macizo rocoso.

En general se puede hablar de dos tipos de efecto de confinamiento: superficial y profundo que se aclaran a continuación.

3.3.2.6.1 Confinamiento superficial.

Este fenómeno se produce cuando el bulonaje se utiliza en un terreno estable de forma natural pero que puede sufrir una notable expansión superficial, provocando la caída de costeros, si no se coloca ningún tipo de sostenimiento.

En este caso el bulón, que trabaja a tracción, ejerce una compresión sobre los terrenos que sólo se manifiesta perceptiblemente en la extremidad menos profunda del bulón y sólo puede impedir la caída de costeros superficiales. Los trabajos realizados por DEJEAN y RAFFOUX (1.978) han puesto de manifiesto que, en estos casos, la longitud de los bulones no tiene una gran importancia y que la tela metálica de guarnecido que se suele colocar tampoco ejerce un papel primordial hasta que se produce la rotura del techo inmediato.

En este caso el efecto de confinamiento que se logre será tanto más importante cuanto mayor sea la rigidez del bulón, es decir cuando el acero que se emplee tenga un módulo de alargamiento elevado y un diámetro lo mayor posible.

3.3.2.6.2 Confinamiento profundo.

En este caso el papel del bulonaje consiste en ejercer una presión superficial relativamente débil, entre 0,05 y 0,1 MPa, tal como se ilustra en la Fig. Nº 60. Esta pequeña presión superficial actúa sobre la corona de terrenos distendidos alrededor de la galería ejerciendo un importante efecto de confinamiento debido al rozamiento mutuo de los terrenos afectados. En el caso que se ilustra en la Fig. Nº 60 se ha supuesto que la roca distendida tiene un ángulo de rozamiento interno de 45° y con la presión proporcionada por el bulonaje, que es de 0,05 MPa, se alcanza el equilibrio de los terrenos con un radio de plastificación de 1,3 veces el radio del hueco creado. En este caso se ha supuesto que los terrenos están sometidos a una carga hidroestática de 10 MPa.

Terreno elástico sometido a un
campo hidroestático con $P = 10 \text{ MPa}$

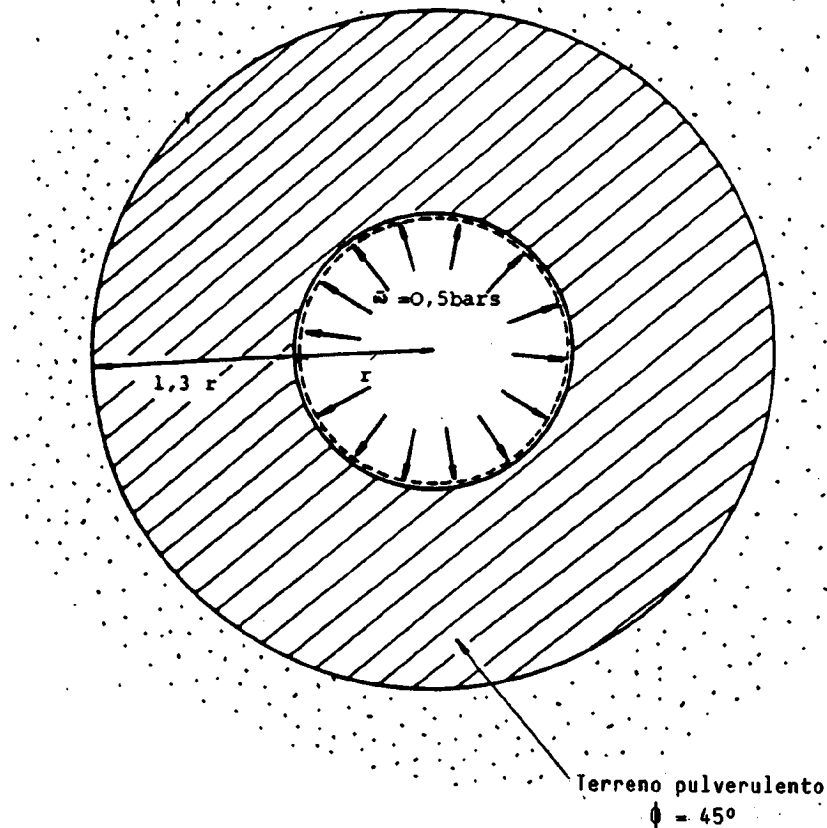


FIG. Nº 60 EFECTO DE CONFINAMIENTO DE UN BULON.

Evidentemente el efecto de confinamiento profundo sólo puede darse en rocas que se hayan plastificado y en este caso el guarnecido tiene una gran importancia pues debe ser muy resistente y duradero para que no se pierda el efecto de confinamiento.

Por otro lado no hay que olvidar que frecuentemente la plastificación supone un importante aumento de volumen razón por la cual tanto el bulonaje empleado como la tela, o mejor el mallazo, metálico de guarnecido deben ser capaces de soportar esas deformaciones.

3.3.3 Efectos del hormigón proyectado.

Si los efectos que pueden conseguirse con el bulonaje son muy variados, con el hormigón proyectado no sucede lo mismo, ya que esencialmente son tres los efectos que pueden lograrse: refuerzo estructural, preservar la integridad del macizo rocoso y aprovechar la dilatación.

3.3.3.1 Refuerzo estructural.

Ya se ha indicado que el hormigón proyectado se caracteriza esencialmente por su gran compacidad y una excelente relación agua/cemento. Consecuentemente es relativamente fácil lograr con el hormigón proyectado resistencias a compresión elevadas, por ejemplo del orden de 35 MPa a los 28 días.

En la Tabla XIX se muestran las características de algunos tipos de sostenimiento según se empleen en túneles de radio comprendido entre 1 y 10 m. En la Fig. Nº 61 se muestra la representación de los datos contenidos en la Tabla XIX y en ella puede apreciarse claramente que un sostenimiento a base sólo de 5 cm. de hormigón proyectado ofrece una resistencia superior a la de la mayoría de los cuadros metálicos que se pueden utilizar. En el caso concreto de un túnel de 5 m. de diámetro, con la capa de hormigón proyectado de 5 cm. de espesor se consigue una presión radial de 0,68 MPa que es un valor muy elevado.

Hay otro aspecto importante que explica el buen comportamiento que suelen tener las galerías sostenidas con hormigón proyectado que es el excelente contacto que se logra entre el sostenimiento y el terreno lo cual evita la aparición de cargas concentradas. En

TIPO DE SOSTENIMIENTO	RADIO DEL TUNEL			
	1 m	2,5 m	5 m	10 m
A.- Hormigón proyectado de 5 cm. de espesor $\sigma_c = 14$ MPa a 1 día	0,65 MPa	0,27 MPa	0,14 MPa	0,07 MPa
B.- Hormigón proyectado de 5 cm. de espesor $\sigma_c = 35$ MPa a 28 días	1,63 MPa	0,68 MPa	0,34 MPa	0,17 MPa
C.- Hormigón bombeado de 30 cm. de espesor $\sigma_c = 35$ MPa a 28 días	7,14 MPa	3,55 MPa	1,93 MPa	1,0 MPa
D.- Hormigón bombeado de 50 cm. de espesor $\sigma_c = 35$ MPa a 28 días	9,72 MPa	5,35 MPa	3,04 MPa	1,63 MPa
E.- Perfil rígido de 150 mm. de canto colocados a 2 m. entre ejes	0,61 MPa	0,18 MPa	0,07 MPa	0,02 MPa
F.- Perfil rígido de 200 mm. de canto colocados a 1,5 m. entre ejes	1,59 MPa	0,50 MPa	0,18 MPa	0,06 MPa
G.- Perfil rígido de 300 mm. de canto colocados a 1 m. entre ejes	7,28 MPa	2,53 MPa	1,04 MPa	0,38 MPa
H.- Bulonaje muy ligero ϕ 16 mm. colocados a 2,5 m. de malla. Ancl.mec.	0,02 MPa	0,02 MPa	0,02 MPa	0,02 MPa
I.- Bulonaje ligero ϕ 19 mm. colocados a 2 m. de malla. Anclaje mecánico	0,045 MPa	0,045 MPa	0,045 MPa	0,045 MPa
J.- Bulonaje de tipo medio ϕ 25 mm. colocados a 1,5 m entre ejes. Ancl.mec.	0,12 MPa	0,12 MPa	0,12 MPa	0,12 MPa
K.- Bulonaje pesado ϕ 34 mm colocados a 1 m entre ejes. Anclaje mecánico	0,34 MPa	0,34 MPa	0,34 MPa	0,34 MPa

TABLA XIX PRESIONES RADIALES PROPORCIONADAS POR ALGUNOS SOSTENIMIENTOS.
(HOEK Y BROWN, 1.980)

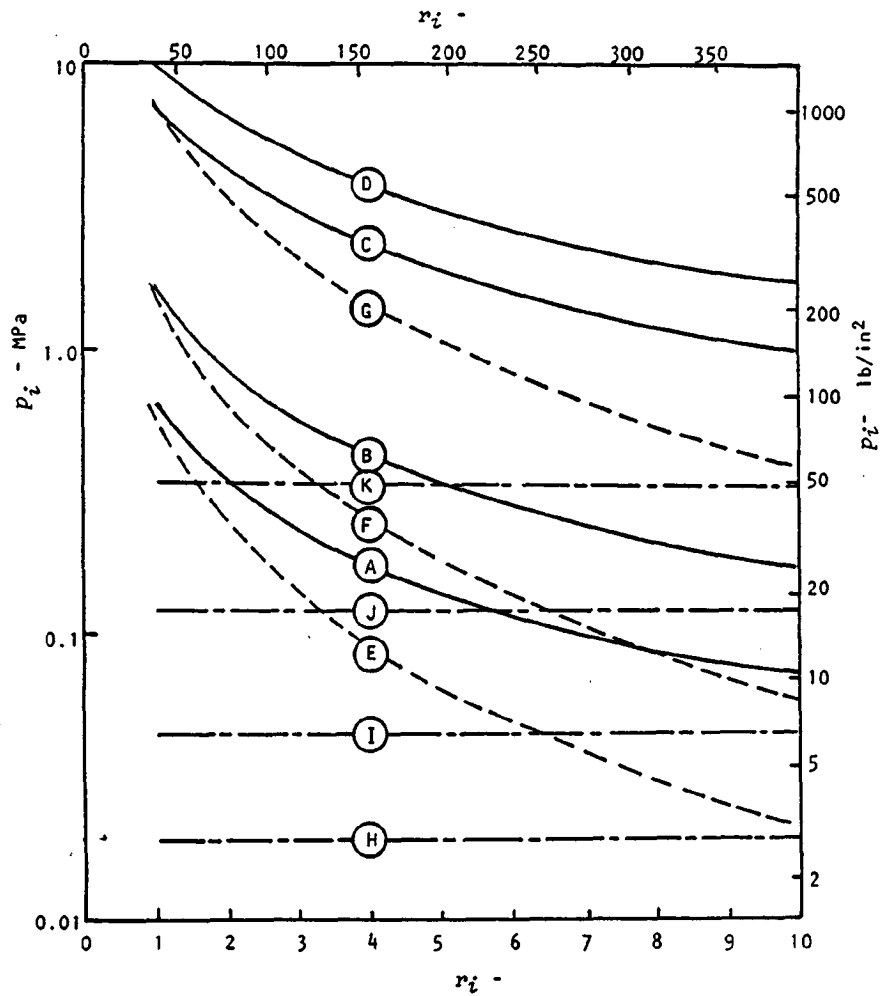


FIG. N° 61 REPRESENTACION DE LAS PRESIONES PROPORCIONADAS POR LOS SOSTENIMIENTOS DE LA TABLA XIX. (HOEK Y BROWN, 1.980)

el caso de los cuadros metálicos los trabajos realizados por VAN DUYSE en el INIEX han puesto de manifiesto que una carga concentrada de sólo el 2% de la carga uniformemente repartida que es capaz de soportar un cuadro metálico puede llegar a provocar su ruina.

Por otro lado la ausencia de vacios en el hormigón proyectado garantiza que ante los más mínimos movimientos del terrenos el sostenimiento aportará la reacción necesaria inmediatamente, evitándose los problemas que se crean con el guarnecido de los cuadros metálicos y con los huecos que se produce en el hormigón bombeado si no se realiza una inyección de contacto.

3.3.3.2 Prevención de la intemperización.

Muchos tipos de rocas se ven afectadas por los cambios de humedad respecto a su humedad natural como puede ser el caso de muchas margas que una vez venteadas pierden completamente su cohesión convirtiéndose en materiales absolutamente pulverulentos con una disminución muy importante de su capacidad portante.

Este problema desaparece radicalmente proyectando una ligera capa de hormigón, de espesor inferior a 3 cm., lo antes posible después de la voladura o del avance de los minadores continuos.

3.3.3 Aprovechamiento de la dilatación.

Ya se ha indicado en el apartado 3.3.1.2.2 que en el comportamiento al corte de las rocas se puede encontrar una resistencia de pico y otra residual. La primera está asociada a deformaciones muy pequeñas mientras que la segunda es independiente del efecto de escala. El valor de la resistencia de pico, en el caso de rocas competentes, suele ser varias veces superior al valor de la resistencia residual por lo que, desde un punto de vista estructural, es muy interesante conservar el efecto de la dilatación que produce la resistencia de pico.

La utilización del hormigón proyectado, debido a la ausencia de huecos y al buen contacto entre roca y sostenimiento, garantiza las mejores condiciones para mantener la resistencia de pico y aprovechar, así, la máxima capacidad resistente de las rocas.

3.4 Cálculo del bulonaje y del hormigón proyectado.

En los apartados anteriores se han expuesto los efectos estructurales que se pueden conseguir con el bulonaje y el hormigón proyectado que son sumamente variados. Para poder realizar un cálculo correcto del bulonaje o del hormigón proyectado lo más importante es escoger un modelo de cálculo que sea coherente con el trabajo real a que va a estar sometido el conjunto macizo rocoso-sostenimiento.

Consecuentemente con lo anterior vamos a exponer cuatro modelos básicos de cálculo del bulonaje y uno más generalizado, tanto para el bulonaje como para el hormigón proyectado, basado en el concepto de las curvas características. Para utilizar métodos de cálculo se han puesto a punto los correspondientes programas de ordenador que facilitan notablemente su utilización.

Así mismo se dan, en el apartado correspondiente, los criterios para calcular los parámetros geométricos del bulonaje tales como diámetro, orientación y cantidad de mortero a emplear en los pernos.

3.4.1 Cálculo de los parámetros resistentes.

Los parámetros resistentes del bulonaje son aquellos que definen la portancia del sostenimiento: longitud de los pernos, carga admisible y densidad de bulonaje.

Aunque aparentemente la longitud de los bulones pueda considerarse como un parámetro geométrico, no debe olvidarse que la longitud de los bulones está ligada al canto de la viga que puede crearse con los bulones y por lo tanto a su capacidad resistente.

Para enmarcar el problema del diseño de los parámetros resistentes del bulonaje se pueden dar algunos datos generales. La longitud de los bulones suele ser de orden de un tercio de la anchura del hueco abierto; en galerías de mina los bulones suelen tener una longitud comprendida entre 1,5 y 2,5 m. mientras que en las obras subterráneas la longitud de los bulones suele estar comprendida entre 2,5 y 5 m.

La capacidad resistente de los pernos depende de la calidad del acero empleado y de su diámetro. En general, por evidentes razones técnico-económicas, existe una clara tendencia a utilizar redondos corrugados para fabricar los pernos y, en estos casos, es muy frecuente utilizar aceros de 420 MPa de límite elástico. Por lo que se refiere a los diámetros utilizados prácticamente sólo se usan los de 20, 25 y 32 mm. lo cual, en términos de carga de rotura, supone disponer de 19, 29 y 48 toneladas por perno.

En cuanto a la densidad de colocación habitualmente está comprendida entre 0,7 - 1,5 bulones/m².

3.4.1.1 Métodos de cálculo.

Se han considerado cinco métodos de cálculo de bulonaje: refuerzo de bloques, suspensión de estratos, formación de vigas en terrenos no fisurados, formación de vigas en terrenos fisurados y el métodos de las curvas características. Para cada uno de estos métodos se ha elaborado el correspondiente programa de cálculo por

ordenador que están escritos en lenguaje FORTRAN. En los programas de cálculo en los que no se haya considerado coeficiente de seguridad, se recomienda mayorar los datos de salida aplicando un coeficiente de seguridad de 1,5 como mínimo.

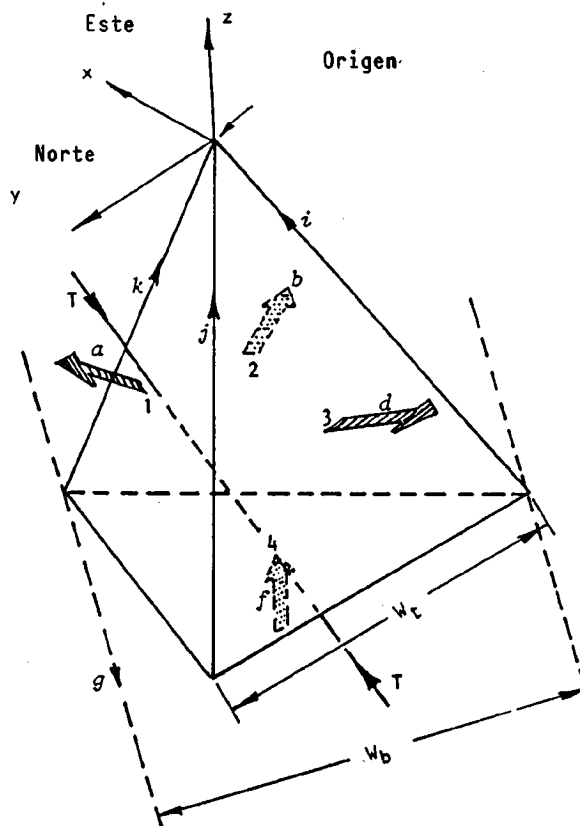
3.4.1.1.1 Refuerzo de bloques.

Para el cálculo del bulonaje que busca reforzar bloques de roca inestables se ha elaborado el programa CABUBLO, cuyo listado se muestra en el Anejo I, y que está basado en un análisis de bloques tridimensional realizado por J.W. BRAY del Imperial College de Londres, modificado por R.D. HAMMETT de Golder Associates y programado por GEOCONTROL, S.A. en 1.984. El desarrollo analítico de los cálculos puede seguirse con todo detalle en el Anejo 6 del libro de HOEK y BROWN (1.980).

El programa CABUBLO necesita una capacidad de memoria de 71,5 K byte y tiene una extensión de 515 sentencias por lo que puede ser utilizado en ordenadores personales que tengan una capacidad de memoria de 127 K y dispongan del lenguaje FORTRAN.

El programa CABUBLO calcula el coeficiente de seguridad (FS) de un bloque de roca potencialmente inestable en función de las discontinuidades que lo definen, de la orientación y fuerza que es capaz de aportar el bulonaje que se considere, y de las características resistentes (cohesión y ángulo de rozamiento) de cada una de las discontinuidades. También es posible considerar una presión de agua que actúe sobre cada una de las discontinuidades.

El bloque de roca puede ser definido por 3 discontinuidades y la cara libre de la excavación, vease Fig. N° 62, en la cual la cara libre de la excavación es el plano 4 del tetraedro definido por las discontinuidades.



- T - Fuerza del bulón.
- γ_r - Densidad de la roca.
- u - Presión hidroestática.
- N, S - Reacciones normales y tangenciales.
- en las caras de contacto.
- c, ϕ - Cohesión y ángulo de fricción.
- F_s - Factor de seguridad.

FIG. Nº 62 ANALISIS DE UN BLOQUE DE ROCA BULONADO.

Al principio del programa CABUBLO, se pide sea especificado de que manera se va a definir el bloque de roca, bien mediante la separación de la cara libre y las aristas del contorno (w_b) o bien mediante la longitud de la traza del plano 3 sobre la cara libre (w_t) de la obra subterránea a sostener.

Para el primer caso cuando se defina el bloque de roca mediante W_b (separación de la cara libre y las aristas del contorno) el programa CABUBLO calcula el bloque de roca de mayores proporciones que puede ser inestable en un paramento de una excavación de altura W_b . Alternativamente, para el segundo caso, el bloque de roca puede definirse indicando además de las discontinuidades, la longitud de la arista W_t que se aprecia en el paramento de la excavación.

Se recomienda inicialmente suponer que no actúa ningún tipo de bulón (para ello, cuando se pida el dato de la fuerza del bulón T intrúzcase 0, así como para la pendiente y dirección del bulón introduzcase $PSI(6) = 0.$ y $ALFA(6) = 0.$). Una vez evaluado el coeficiente de seguridad del bloque. Según el valor de este coeficiente se deben introducir los datos de la resistencia aportada por el bulonaje.

La fuerza del bulón debe tantearse para valores de 100, 200, 300, 500, 1000 KN, invirtiendo posteriormente estos valores en la densidad de bulonaje necesaria en función de las características de los bulones escogidos con un coeficiente de seguridad de 2.

Se recomienda utilizar bulones de 20,25 o 32 mm. de diámetro y densidades de colocación comprendidas entre 1 y 2 bulones/m.²

La orientación del bulón podrá ser optimizada con la utilización de este programa variando los parámetros $PSI(6)$ y $ALFA(6)$, pero se recomienda que inicialmente el perno se coloque sensiblemente perpendicular a la cara del bloque de roca que es activa en el deslizamiento.

El bloque de roca, (vease Fig. Nº 62), está definida por 3 planos de discontinuidades más el plano de la excavación (cara libre del bloque de roca), estando definidas las discontinuidades por los parámetros ALFA y PSI que son:

ALFA: ángulo que forma la proyección horizontal de la línea de máxima pendiente con el norte (RUMBO).

PSI: inclinación de la discontinuidad según la línea de máxima pendiente (BUZAMIENTO).

Si no se da más información, el programa calculará las dos caras del bloque sobre la que se inicie el movimiento, pero si se responde "SI" a la opción 'OVERHANGING se le indica al programa que todas las discontinuidades que definen el bloque menos una están abiertas.

Cuando la reacción $N(I)$ ($I = 1, 2, 3$) sobre una cara sea negativa quiere decirse que la discontinuidad correspondiente está abierta. Si las tres reacciones son negativas el bloque se ha caído y este caso sólo puede darse en un análisis retrospectivo (back-análisis).

Hay que señalar que el programa es en sí autoexplicativo. A continuación se incluyen los datos de entrada y las correspondientes salidas de tres ejemplos de aplicación.

EJEMPLO I

A/ ENTRADA DE DATOS

1.- Opción de definición del bloque de roca

* W_b (separación de la cara libre en las aristas del contorno)

* W_t (longitud de la arista que se aprecia en la excavación)

Elegimos W_b

2.- Entrada de las variables que definen el bloque de roca, los PLANOS DE DISCONTINUIDAD:

Cara 1	PSI (1) = 45
	ALFA (1) = 240
	COHESION (1) = 0
	FI (1) = 30
Cara 2	PSI (2) = 45
	ALFA (2) = 0
	COHESION (2) = 0
	FI (2) = 30
Cara 3	PSI (3) = 45
	ALFA (3) = 0
	COHESION (3) = 0
	FI (3) = 30
Cara libre	PSI (4) = 90
	ALFA (4) = 180

Rumbo y Buzamiento de la arista de cara libre:

PSI (5) = 45
ALFA (5) = 90

3.- Entrada de las características del bulón:

Fuerza T = 0
PSI (6) = 0
ALFA (6) = 0

4.- Presión del Agua en las discontinuidades:

$$U (1) = 0$$

$$U (2) = 0$$

$$U (3) = 0$$

5.- Peso específico de la roca en cuestión:

$$GAMP = 0,027$$

6.- Valor de W_b :

$$W_b = 10$$

7.- ES OVERHANG:

"NO"

B/ SALIDA DE RESULTADOS

$$A_1 = 20.41241$$

$$A_2 = 20.41241$$

$$A_3 = 40.82483$$

donde A son las areas de las caras del bloque de roca. Y el peso de bloque es:

$$W = 1.59099$$

Siendo las reacciones normales:

$$N_1 = 0.9000$$

$$N_2 = 0.9000$$

y la reacción de cizalla

$$S = 0.71151$$

Y el programa concluye:

CONTACTO DE LOS PLANOS 1 Y 2, CON SEPARACION DEL PLANO 3.

FACTOR DE SEGURIDAD $F_s = 1.46059$.

EJEMPLO II DE USO

Idéntica al ejemplo 1 solo que existe overhanging (Sostenimiento inestable del bloque).

Areas:

$$A_1 = 20.41241$$

$$A_2 = 20.41241$$

$$A_3 = 40.82483$$

Peso:

$$W = 1.590099$$

Reacciones:

$$N_3 = 1.125$$

$$S = 1.125$$

CONTACTO DEL PLANO 3, CON SEPARACION DE LOS PLANOS 1 Y 2.

FACTOR DE SEGURIDAD $F_s = 0.57735$.

EJEMPLO III DE USO

Entrada:

* W_b

* PSI (1) = 50 ; ALFA (1) = 290 ; COHESION (1) = 0 ; FI (1) = 30

* PSI (2) = 60 ; ALFA (2) = 345 ; COHESION (2) = 0 ; FI (2) = 30

* PSI (3) = 35 ; ALFA (3) = 140 ; COHESION (3) = 0 ; FI (3) = 30

* PSI (4) = 0 ; ALFA (4) = 180
* PSI (5) = 0 ; ALFA (5) = 353
* T = 0 ; PSI (6) = 0 ; ALFA (6) = 0
* U (1) = 0 , U (2) = 0 ; U (3) = 0
* GAMP = 1
* Wb = 4
* "SI" OVERHANGING.

Salida

$A_1 = 0.89273$; $A_2 = 0.93425$; $A_3 = 2.31098$

$W = 0.54361$

$N_1 = - 0.34943$; $N_2 = - 0.27181$; $N_3 = - 0.44530$

TODAS LAS REACCIONES NORMALES SON NEGATIVAS Y POR LO TANTO EL BLOQUE SE HA CAIDO YA.

3.4.1.1.2 Suspensión de estratos.

Para el cálculo del bulonaje cuando se desea obtener un efecto de suspensión de terrenos se ha elaborado el programa CABUSUS, cuyo listado se muestra en el Anejo II.

El programa CABUSUS tiene una extensión de 114 sentencias y necesita una capacidad de memoria de 36 K bytes.

El programa calcula el esfuerzo portante total del bulonaje, el número de pernos necesario una vez que se da la resistencia de cada uno y la longitud de los pernos que será la de los estratos a suspender aumentada en la longitud necesaria para conseguir el anclaje en los estratos considerados como firmes, tal como se ilustra en la Fig. N° 63.

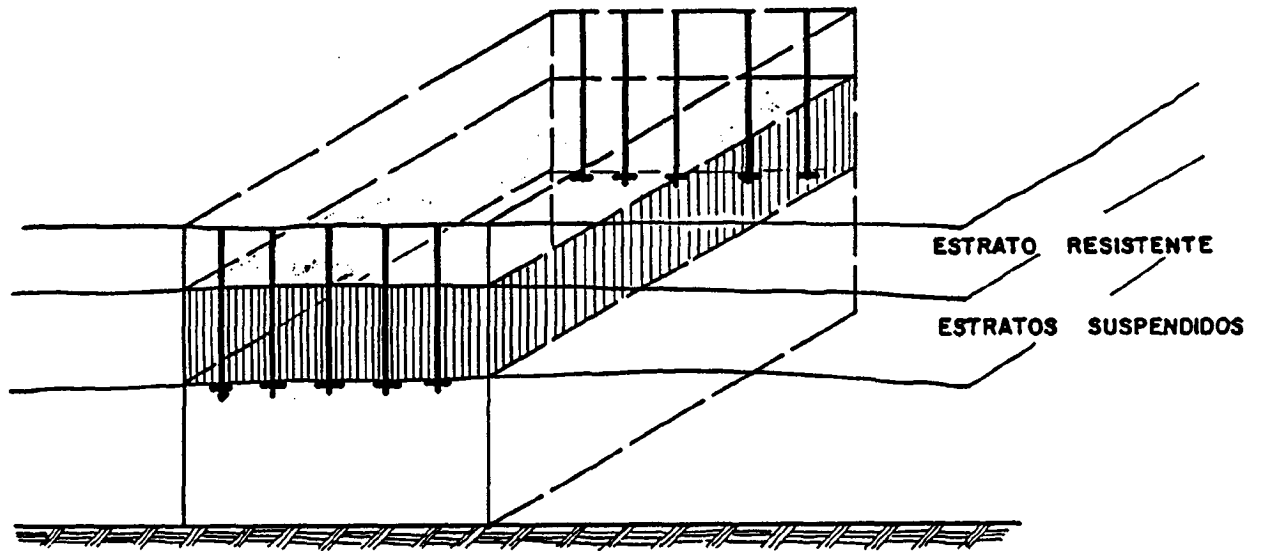


FIG. Nº 63 SUSPENSION DE ESTRATOS.

El esfuerzo resistente de los pernos debe corresponder al peso de los terrenos suspendidos:

$$W = 2b \cdot h \cdot a \cdot \gamma \quad (121)$$

donde

b = semianchura de la galería.

h = altura de terrenos suspendidos.

a = separación entre líneas transversales de bulones.

γ = peso específico de los terrenos.

Si n es el número de pernos de una línea y N la resistencia de un perno se cumplirá:

$$n \cdot N = 2 \cdot b \cdot h \cdot a \cdot \gamma \quad (122)$$

Para definir la longitud del perno hay que calcular la longitud del anclaje en la roca autoportante y se debe cumplir que

$$N = l \cdot \pi \cdot d \cdot \sigma_R \quad (123)$$

siendo

l = longitud del anclaje.

d = diámetro del perno.

σ_R = adherencia entre el perno y el mortero.

La longitud de los pernos, teniendo en cuenta (123) se puede definir como

$$L = h + \frac{N}{\pi \cdot d \cdot \sigma_R} \quad (124)$$

El programa después de pedir los siguientes datos:

b - Semianchura de la galería en m.

h - Altura de los terrenos suspendido en m.

a - Separación entre líneas transversales de bulones en m.

γ - Peso específico de los terrenos en KN/m^3 .

pasará a preguntar el número de pernos por líneas, para lo cual se recomienda dar un mínimo de 3, y acto seguido el programa calcula la resistencia del perno.

Una vez que se ha definido la resistencia de los pernos el programa calcula su longitud para lo cual hay que proporcionarle como datos suplementarios el diámetro de los pernos y el valor de la adherencia entre el mortero y el perno.

Como ejemplo de uso se han dado al programa los siguientes datos de entrada

$$b = 2 \text{ (m)}$$

$$h = 1,2 \text{ (m)}$$

$$\gamma = 25 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$a = 2,20 \text{ (m)}$$

la resistencia de los bulones es de 100 (KN)

Salida: Se precisa $n = 2,64$ bulones por línea, por lo que se tomarán $n = 3$.

Como datos suplementarios se indica que el diámetro de los bulones es de 20 mm. y que la adherencia mortero-perno es de 4 MPa, con lo cual la longitud de los bulones resulta ser $L = 1,80$ m.

3.4.1.1.3 Construcción de vigas en estratos no fisurados.

Este modelo se basa en suponer que el efecto del bulonaje consiste en crear una viga solidarizando distintos estratos horizontales tal como se ilustra en la Fig. N° 64.

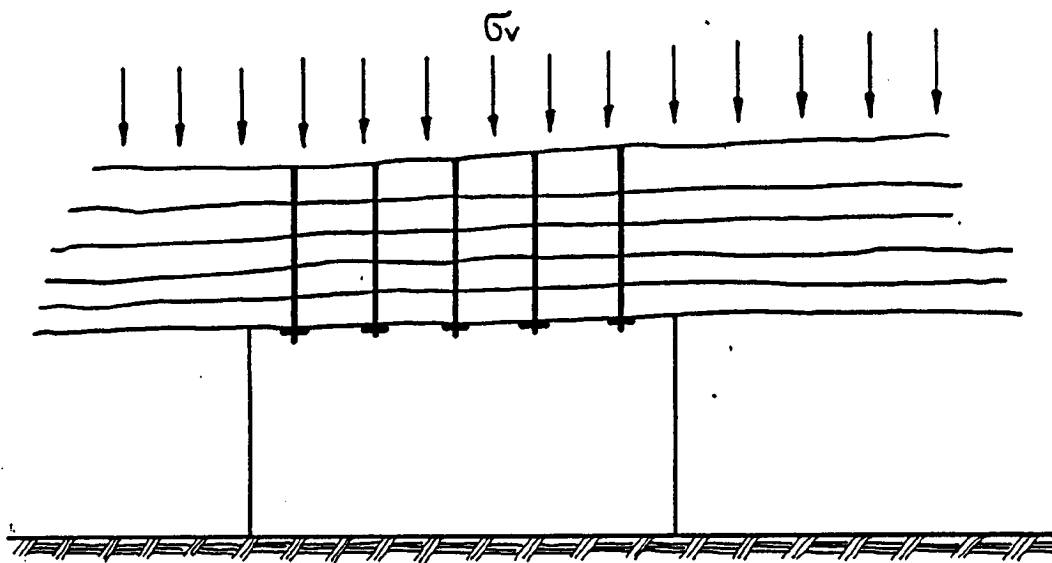


FIG. Nº 64 FORMACION DE VIGAS EN ESTRATOS NO FISURADOS.

Para realizar los cálculos correspondientes se ha puesto a punto el programa CABUVIG que tiene una extensión de 141 sentencias y exige una capacidad de memoria de 45,5 K byte. En el Anejo III se incluye el listado del programa CABUVIG.

La longitud necesaria de los bulones se calcula mediante la expresión

$$L = S \cdot B \sqrt{\frac{3 \cdot SV}{2 \cdot SR}} \quad (125)$$

donde

S = coeficiente de seguridad.

B = semianchura de la galería en metros.

SV = presión vertical sobre el techo en KN/m²

SR = resistencia de la roca a la flexión en KN/m²

En lugar de SV se puede dar como datos la densidad de las rocas de recubrimiento, en KN/m³, y la profundidad de la excavación ya que el programa puede calcular directamente SV con estos datos.

La resistencia de los bulones se calcula por medio de la expresión

$$N = \frac{3 \cdot SV \sqrt{2SR - 4 \cdot C} \cdot \sqrt{3 \cdot SV}}{2 \cdot n \sqrt{3 \cdot SV} \cdot \text{tg}(FI)} \cdot b \cdot s \quad (126)$$

Donde C es la cohesión del terreno en (KN/m²) y FI es el ángulo de fricción expresado en grados y n el número de bulones que se desea colocar en una línea con una separación longitudinal de 1 m.

Para aclarar el uso de este programa se presenta el ejemplo siguiente

Datos de entrada

S = 1,5

B = 2 m.

SR = 3000 KN/m²

$$SV = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$C = 0$$

$$FI = 30^\circ$$

$$n = 4$$

Datos de salida

Longitud de los bulones: 1,15 m.

Resistencia de los bulones: 4829,9 KN

3.4.1.1.4 Construcción de vigas en estratos fisurados.

En la práctica muchos macizos rocosos presentan una fracturación importante además de las discontinuidades producidas por la estratificación y en este caso también puede utilizarse el bulonaje para crear una viga armada que se puede dimensionar siguiendo la teoría de JURCENKO (1.972).

La longitud de los bulones se calcula mediante la expresión

$$L = (XI) \cdot A \sqrt[4]{f} \quad (127)$$

donde

- (XI) parámetro que depende la anchura de la galería y que está definido en la Tabla XX.

ANCHURA DE LA GALERIA (m)	2	3	4	5	6
(XI)	0,333	0,326	0,292	0,258	0,250

TABLA XX DEFINICION DE (XI).

- A es la altura expansionada del techo de la galería (m).
- f coeficiente de Protodiakonov de las rocas que está definido por la expresión.

$$f = \frac{\text{resistencia a compresión simple de Kg/cm}^2}{100}$$

Aparentemente parece que la expresión (127) es falsa ya que podría deducirse de ella que cuanto más ancha es la galería menor debe ser la longitud de los pernos ya que decrece XI según la tabla adjunta. Por otro lado al aumentar la resistencia de las rocas, f aumentará, y los pernos deberán ser mayores. Estas conclusiones son erróneas, ya que al aumentar la anchura de la galería la altura, A, de la zona expandida aumentará rápidamente y al aumentar la resistencia de las rocas disminuirá la expansión del techo.

En cualquier caso A debe ser determinado mediante medidas extensométricas in situ o bien comprobado, mediante ellas, que la hipótesis admitida para el cálculo es correcta.

La densidad de bulonaje puede ser calculada, suponiendo que la carga admisible para cada bulón sea 150 KN, mediante la expresión:

$$D \left(\frac{\text{bulón}}{\text{m}^2} \right) = \frac{\sqrt[3]{2 B (T + 1) \cdot \sqrt{H}}}{2,5 \sqrt[4]{f^3}} \quad (128)$$

donde

B = semianchura de la galería (m)

T = número de fractura por m² de techo.

H = profundidad de la galería (m)

f = coeficiente de Protodiakonov.

Para realizar los cálculos necesarios se ha realizado el programa CABUVIF, cuyo listado se incluye en el Anejo IV, que tiene una extensión de 192 sentencias y exige una capacidad de memoria de 49 K byte.

Como ejemplo de utilización, para comprobar el programa, se aportan los siguientes datos

Datos de entrada

A = 5 m

B = 2 m

H = 600 m

f = 5

T = 5

Datos de salida

Longitud de los bulones: 2,18 m.

Densidad de bulonaje: 1,002 bulones/m²

3.4.1.1.5 Cálculo del bulonaje y del hormigón proyectado por el método de las curvas características.

Los cuatro programas de ordenador anteriores permiten calcular los parámetros de bulonaje en cuatro situaciones bien definidas pero considerando, sólo de forma indirecta, la interacción entre el terreno y el sostenimiento.

Los modernos conceptos del sostenimiento, en minería y obras subterráneas, exigen tener en cuenta la capacidad del macizo rocoso para aportar una parte importante del sostenimiento que es necesario colocar para garantizar la estabilidad de una galería o excavación subterránea. La mejor forma para tener en cuenta la aportación del terreno al sostenimiento es emplear la metodología de cálculo basada en las curvas características, según se ha expuesto en el apartado 3.3.1.3.

Para ello se ha puesto a punto el programa de ordenador denominado CABUCUR que tiene una extensión de 521 sentencias y exige una capacidad de memoria de 73 k byte. En el Anejo V se incluye un listado del programa CABUCUR.

El modelo de cálculo asimila el túnel o la galería a una excavación circular sometida a un campo de tensiones isotropo.

En primer lugar el programa calcula la curva característica de la cavidad que, si el macizo rocoso se mantiene en estado elástico, está dado por

$$\sigma_r = P_o - (P_o - \sigma_{re}) \left(\frac{r_e}{r} \right)^2 \quad (129)$$

Siendo P_o la presión de campo, σ_{re} la tensión radial en la zona elástica, r_e la distancia de un punto del macizo al centro de la galería y r el radio de la galería.

Como criterio de rotura se ha utilizado el de Mohr-Coulomb que en su forma más general está dado por la expresión

$$\sigma_o = 2 \cdot C \frac{\cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} + \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \sigma_r \quad (130)$$

La presión crítica del sostenimiento, por debajo de la cual se produce la plastificación del terreno, está dada por

$$P_{iCR} = P_o - \sigma_c \cdot M_c \quad (131)$$

donde

σ_c = resistencia a compresión de la roca.

$$M_c = \frac{1 + (f_s - 1) P_o / \sigma_c}{(f_s + 1)} \quad (132)$$

siendo

$$f_s = \frac{1 + \text{sen } \varphi_s}{1 - \text{sen } \varphi_s} \quad (133)$$

El subíndice s corresponde a la roca sana.

En el caso de que exista plastificación, el radio de la zona plastificada está dado por

$$r_c = \left(\frac{P_o + H - \sigma_c \cdot M_c}{P_i + H} \right)^{\frac{1}{f-1}} \cdot r_i \quad (134)$$

Donde

$$H = C \cdot \text{ctg } \varphi$$

La curva característica en la zona elástica está dada por

$$\frac{u_i}{r_{io}} = \frac{1 + \nu}{E} (P_o - P_i) \quad (135)$$

En la zona plástica la curva característica está definida por:

$$u_i = r_{io} \left[1 - \left(\frac{1 - e_{av}}{1 + A} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (136)$$

$$e_{av} = \frac{2 \left(\frac{u_e}{r_e} \right) \left(\frac{r_e}{r_i} \right)^2}{\left[\left(\frac{r_e}{r_i} \right)^2 - 1 \right] \left[1 + \frac{1}{R} \right]} \quad (137)$$

El valor de R se aproxima en función del espesor de la zona fracturada de tal forma que

$$\text{Si } \frac{r_e}{r_i} < \sqrt{3} \text{ se puede tomar } R = -2 \text{ sen } \varphi_s \cdot \log \frac{r_e}{r_i}$$

y

$$\text{Si } \frac{r_e}{r_i} > \sqrt{3} \text{ se puede tomar } R = -1,1 \cdot \text{sen } \varphi_s$$

Por último

$$A = \left(2 \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma_c \cdot M_c - e_{av} \right) \left(\frac{P_o + H - \sigma_c \cdot M_c}{P_i + H} \right)^{\frac{2}{f-1}} \quad (138)$$

Cuando el terreno no entra en plastificación el programa CABUCUR indica que no es necesario utilizar sostenimiento y detiene los cálculos. En este caso en vez de un elemento de sostenimiento propiamente dicho se puede colocar un revestimiento si las necesidades funcionales de la obra lo exigen.

Para el caso general en que se plastifica el terreno el programa pasa a preguntar el tipo de sostenimiento que se desea instalar; pudiendo escogerse tres opciones:

- A.- Hormigón proyectado.
- B.- Bulonaje repartido.
- C.- Ambos.

Una vez elegido y dadas las características del sostenimiento el programa calcula la curva característica del sostenimiento y pregunta posteriormente si se desea realizar alguna modificación en los datos o si desea realizar algún cálculo más.

Los datos que se precisan de entrada son:

1/ Características del terreno:

1.1 Roca sana.

- E : Módulo de Young.
- NU : Módulo de Poisson.
- SC : Resistencia a compresión simple en MPa.
- C : Cohesión en MPa.
- FI : Angulo de rozamiento interno en grado.

1.2 Roca plastificada.

- CP : Cohesión en MPa.
- FIP : Angulo de rozamiento interno en grados.

2/ Características del Hueco.

R : Radio de la galería en m.

Po: Tensión natural del macizo rocoso en MPa.

Este último valor se puede introducir directamente o indirectamente donde:

D : Densidad de la roca en Kg/m.³

H : Profundidad de la cavidad en m.

Ante las entradas anteriores el programa responde dando la curva característica por puntos y si se plastifica interroga sobre las características del sostenimiento.

3/ Características del sostenimiento.

Al principio de éste paso se pregunta que tipo de sostenimiento se desea y sus características.

3.1 Hormigón proyectado.

EHP : Módulo de Young en MPa.

NUHP : Módulo de Poisson.

THP : Espesor de hormigón proyectado en m.

SCHP : Resistencia a compresión simple en MPa.

3.2 Bulonaje de anclaje repartido.

ST : Espaciado transversal.

SL : Espaciado longitudinal.

LP : Longitud del perno.

DB : Diámetro del bulón.

TBF : Carga de rotura del bulón en MPa.

EB : Módulo de Young del bulón.

ECR : Deformación unitaria máxima admisible en mm/m

Una vez introducidos los datos característicos del sostenimiento el programa pregunta la deformación inicial de la galería, es decir, en el momento de colocar el sostenimiento:

UIO : Deformación inicial de la galería en m.

Las salidas del programa son:

Antes de introducir los datos del sostenimiento de la curva característica del terreno y después de la entrada de los datos del sostenimiento da el programa la curva característica del sostenimiento que es una recta, y se presentan los resultados mediante la rigidez del sostenimiento que corresponde a la pendiente de la recta y por el punto inicial y final de dicha recta acotada.

A continuación se exponen los datos de entrada y salida en un ejemplo típico de utilización que puede emplearse para comprobar el funcionamiento del programa.

ENTRADA 1:

1.- Características del terreno:

E = 15.000 MPa

NU = 0,25

1.1 Roca sana:

SC = 20 MPa

C = 5 MPa

FI = 35°

1.2 Roca plastificada:

CP = 0,5 MPa

FIP = 33°

2.- Características del hueco:

R = 3 m

D = 2.700 Kg/m³

H = 1.500 m

SALIDA 1:

EL TERRENO SE PLASTIFICA A LA PRESION DE 12,661 MPa CON LA CONVERGENCIA DE 0,006757 m. LA CURVA CARACTERISTICA DEL TERRENO ES:

CONVERGENCIA (m)	PRESION (MPa)
0,0000	39,690
0,0068	12,661
0,0170	9,000
0,0404	5,000
0,1188	2,000
0,1611	1,000
0,2883	0,000

ENTRADA 2-1:

Hormigón proyectado

EHP : 21.000 MPa

NVHP: 0,25

THP : 0,200 m

SCHP: 35 MPa

UIO : 0,030 m

SALIDA 2-1:

Rigidez del sostenimiento: 1579,25

DESPLAZAMIENTO (m)	TENSION (MPa)
0,03000	0,000
0,03419	2,795

ENTRADA 2-3:

Igual que los anteriores sólo que:

TNP : 0,5 m

SALIDA 2-3:

Rigidez del sostenimiento: 4297,67

DESPLAZAMIENTO (m)	TENSION (MPa)
0,03000	0,000
0,03373	5,347

ENTRADA 2-4:

Igual que los anteriores sólo que:

TNP : 1,5 m

SALIDA 2-4:

Rigidez del sostenimiento: 16.800

DESPLAZAMIENTO (m)	TENSION (MPa)
0,03000	0,000
0,03234	13,125

A la vista de las salidas anteriores se pueden dibujar las curvas características del terreno y las de los diferentes sostenimientos calculados como se muestra en la Fig. N° 65, en la cual se ve que el único sostenimiento (de los calculados) que corta a

la curva característica del terreno es el correspondiente al caso 2-4 (espesor de 1,5 m) y aparece calculado el coeficiente de seguridad, que es el cociente entre la tensión máxima del sostenimiento (13.125 MPa) y la tensión de equilibrio entre ambas curvas características (6,6 MPa), que en este caso vale $s = 1,99$.

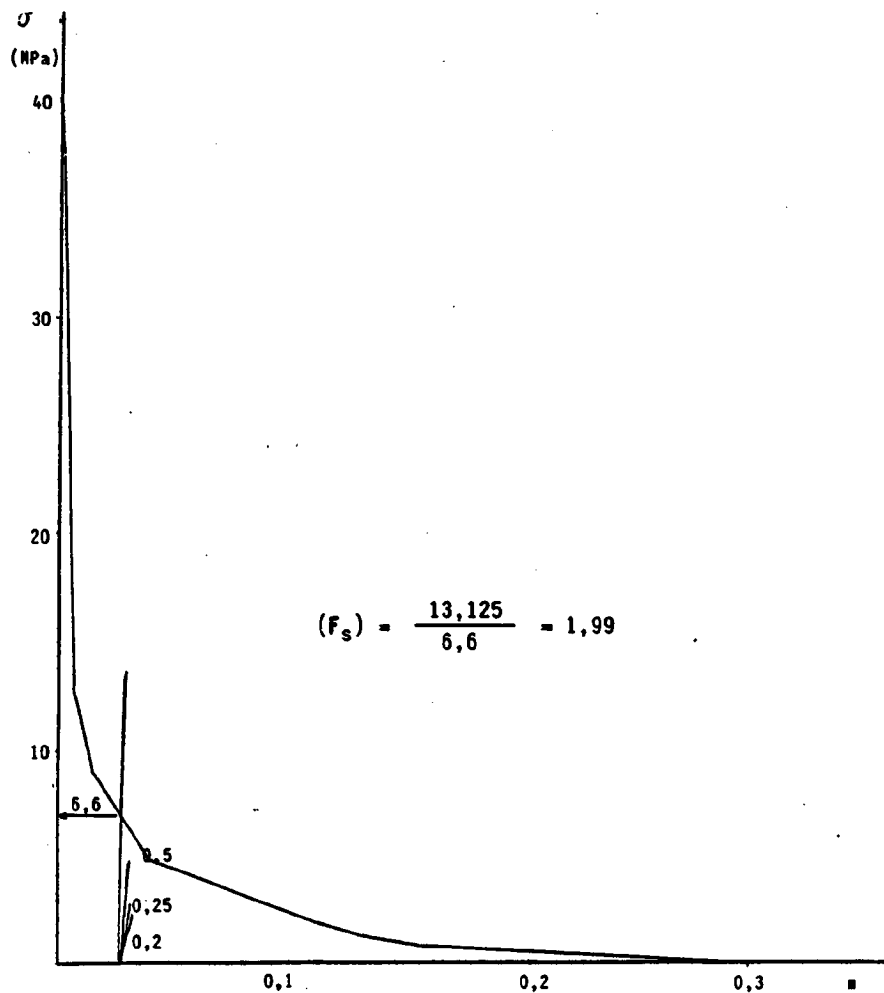


FIG. Nº 65 CURVAS CARACTERISTICAS DEL TERRENO Y HORMIGON CON DIFERENTES ESPESORES PARA EL EJEMPLO DE USO DEL PROGRAMA CABUCUR.

3.4.2 Cálculo de los parámetros geométricos.

Una vez definidos los parámetros resistentes del bulonaje hace falta concretar los parámetros geométricos: orientación de los pernos, cálculo del mortero necesario y diámetro de los taladros. En los apartados siguientes se exponen los criterios que deben seguirse para definir estos parámetros.

3.4.2.1 Orientación de los pernos.

Cuando se trate de reforzar un bloque de roca potencialmente inestable la orientación de los pernos debe calcularse utilizando la expresión que se incluye en el apartado 3.3.2.5.2. Así mismo puede utilizarse el programa CABUBLO para optimizar la orientación de los pernos a colocar en cada caso.

En el caso de que se trate de reforzar mediante el bulonaje una masa rocosa con varias familias de discontinuidades es conveniente utilizar el concepto de cono de influencia de los pernos. Se admite que un perno ejerce influencia sobre el volúmen de roca que está encerrado por dos semiconos rectos, cuyos vértices están en los extremos del bulón. Para obtener una posición adecuada de los pernos basta que los conos de influencia, que en el plano se convierten en cuadrados cuya diagonal en la longitud de perno efectivamente anclada, se solapen unos con otros tal como se muestra en la Fig. N° 66.

Normalmente las galerías alcanzan el colapso por rotura al corte, y si se supone que el techo se comporta como una viga es lógico pensar que los pernos deben colocarse de tal forma que reciban la misma cantidad de esfuerzo cortante cada uno. Esto hace que los pernos deban acercarse más a los paramentos. Para definir la posición de los pernos respecto al eje de la galería GALCZYNSKY y DUDEK (1.978) ofrecen la siguiente expresión:

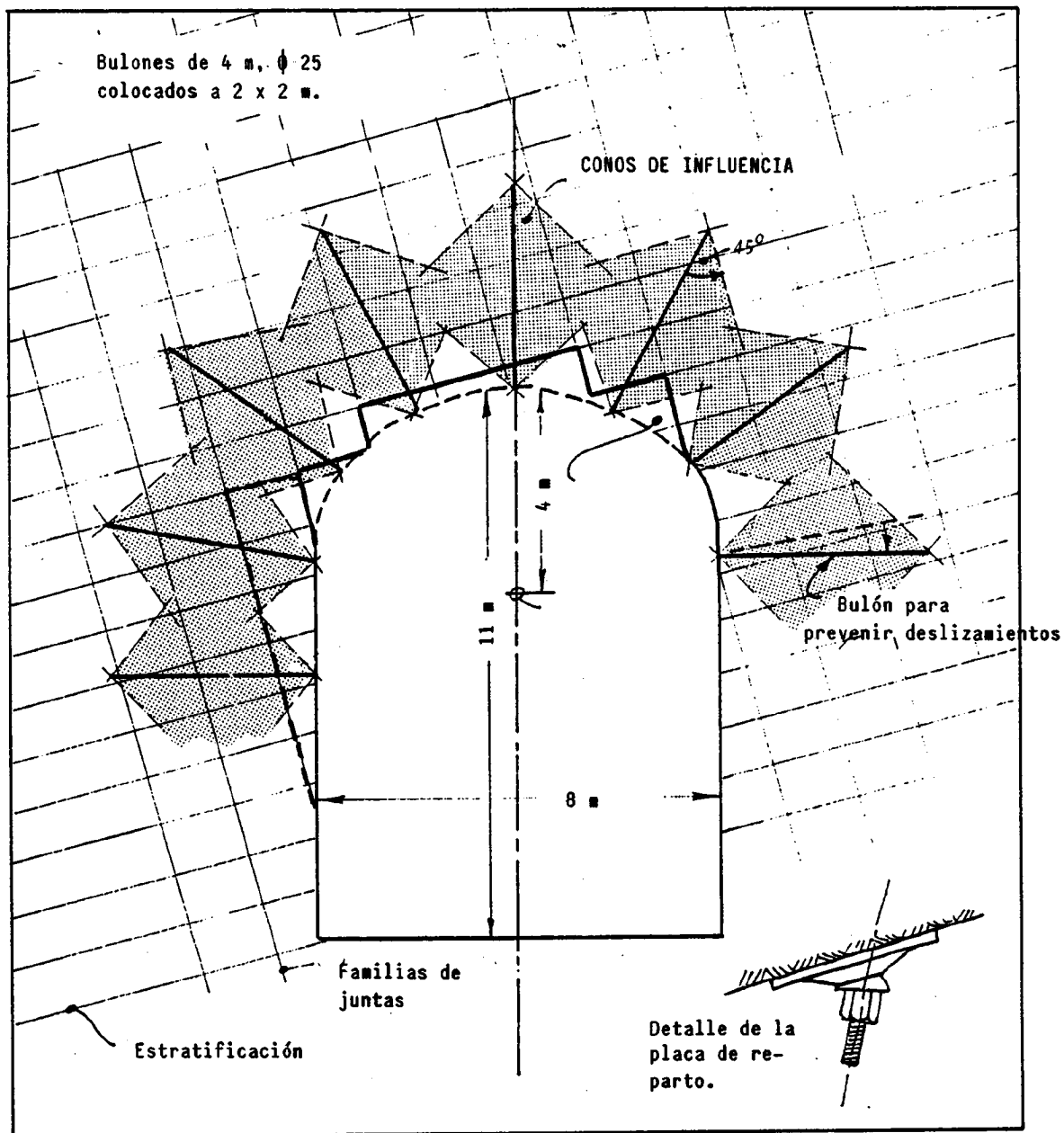


FIG. Nº 65 ESQUEMA TÍPICO DE BULONAJE EN EL QUE SE MUESTRA LA ORIENTACION DE LOS CONOS DE INFLUENCIA. (HOEK Y BROWN, 1.980)

$$x_m = \frac{\sqrt{m-1} + \sqrt{m}}{2\sqrt{n}} \cdot b \quad (139)$$

donde

x_m : distancia del bulón m al eje de la galería ($m = 1, 2, 3 \dots n$)

n : nº de bulonjes colocados en la mitad de la galería.

b : semiancho de la galería.

Supongamos una galería de cuatro metros ($b = 2$ m) en la que colocamos seis bulones ($n = 3$).

$$x_1 = \frac{1}{2\sqrt{3}} \cdot 2 = 0,58 \text{ m.}$$

$$x_2 = \frac{1 + \sqrt{2}}{2\sqrt{3}} \cdot 2 = 1,39 \text{ m.}$$

$$x_3 = \frac{2 + \sqrt{3}}{2\sqrt{3}} \cdot 2 = 1,81 \text{ m.}$$

Por último conviene resaltar que un esquema de bulonaje debe tender a ser plenamente operativo y para conseguirlo una de las condiciones es que la orientación de los bulones esté definida de la forma más sencilla posible. Por ello se recomienda estudiar detalladamente la geometría de la obra a bulonar, la disposición de las discontinuidades y las posibilidades de los equipos de bulonaje para que el esquema de bulonaje resultante satisfaga tanto a los requerimientos teóricos como a la necesidad de que sea fácilmente ejecutable.

3.4.2.2 Diámetro de perforación.

El diámetro de perforación de los taladros para alojar los pernos es un parámetro muy importante que, sin embargo, frecuentemente no recibe la atención necesaria y ello es causa de fracasos importantes.

La regla básica a respetar es que la DIFERENCIA ENTRE EL DIAMETRO DEL BARRENO Y EL DEL PERNO DEBE ESTAR COMPRENDIDA ENTRE 4 y 10 mm. Si los pernos se colocan con un empujador de columna se recomienda una diferencia de diámetros de 8 mm., mientras que si el bulonaje se hace con una máquina que proporcione un empuje adecuado se puede trabajar con una diferencia de diámetros de 5 mm.

Los pernos que se utilizan más frecuentemente tienen 20,25 y 32 mm. de diámetro; con lo cual, de acuerdo con el criterio anterior, en la Tabla XXI se incluyen los diámetros de perforación recomendados para la correcta realización del bulonaje.

MAQUINARIA PARA LA COLOCACION DE LOS PERNOS	DIAMETRO DE LOS PERNOS		
	20	25	32
MANUAL	30	35	42
COLUMNA NEUMATICA	28	33	40
DESLIZADERA	26	31	38
JUMBO DE BULONAJE	24	29	36

TABLA XXI DIAMETROS DE PERFORACION DE TALADROS (mm) RECOMENDADOS EN FUNCION DEL DIAMETRO DE LOS PERNOS Y DE LA MAQUINA DE COLOCACION.

Para poder conseguir los diámetros de perforación adecuados es preciso disponer de las barrenas de perforación idóneas para lo cual, cuando el diámetro de perforación necesaria no coincida con un diámetro normalizado se deberán rebajar con una muela de esmeril hasta conseguir el diámetro adecuado. También se pueden utilizar

para la realización de los taladros de bulonaje barrenas desgastadas en la perforación del frente.

La utilización de un diámetro de perforación inadecuado puede producir importantes variaciones en la rigidez del bulón tal como se ha indicado en el apartado 3.3.2.1.; puede llegar a producir serios problemas en la consecución del anclaje, particularmente si se utilizan cargas de resina, y, en cualquier caso, implica un gasto innecesario de mortero.

3.4.2.3 Cálculo del mortero.

En el caso de los pernos de anclaje repartido resulta esencial calcular correctamente el mortero que debe ser utilizado ya que en caso contrario el anclaje puede ser absolutamente ineficaz.

El volúmen de mortero necesario es el que resulta del cálculo del espacio anular entre perno y taladro mayorado en un 15%. Para prevenir pérdidas por grietas existentes en el terreno o simplemente debidas a una operación incorrecta. Por lo tanto el volúmen de mortero necesario se calcula por la expresión:

$$V = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \cdot L \cdot 1,15 \quad (140)$$

Donde

D = diámetro de perforación del barreno.

d = diámetro del perno.

L = longitud del anclaje.

Como fórmula simplificada se puede utilizar

$$V = 0,9 \cdot (D + d) \cdot (D \cdot d) \cdot L \quad (141)$$

La cifra resultante del cálculo deberá convertirse, por exceso, en unidades de cargas comerciales.

3.5 Control del bulonaje y del hormigón proyectado.

Cualquier proyecto de sostenimiento que se realice en minería y obras subterráneas debe ser objeto del adecuado control para comprobar que se cumplen las condiciones supuestas en los cálculos de diseño y que por lo tanto que está garantizada la estabilidad de la excavación que se desea sostener.

En el caso de los sostenimiento activos esto es particularmente necesario por cuanto la utilización de este tipo de sostenimientos implica, en la gran mayoría de los casos, contar con la colaboración del terreno como parte importante del propio sostenimiento y esto exige controlar adecuadamente la interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento, particularmente, durante la realización de la obra y en otros casos a lo largo del tiempo en que va a ser utilizada.

En los apartados siguientes se expone la metodología que debe seguirse para realizar el adecuado control del bulonaje y del hormigón proyectado.

3.5.1 Control del bulonaje.

Para la correcta utilización del bulonaje deben controlarse los siguientes aspectos: materiales empleados, realización del esquema de bulonaje e interacción entre el bulonaje y el macizo rocoso.

3.5.1.1 Control de materiales.

Los materiales que deben ser objeto de control en la utilización del bulonaje son el propio perno a colocar y el mortero que se utiliza. En el caso de los pernos sin dimensiones son fácilmente comprobables pero hay que prestar especial atención a la calidad del acero utilizado ya que de ella depende la resistencia del perno.

3.5.1.1.1 Calidad del acero.

La calidad de los aceros con que se construyen los pernos debe ser controlada regularmente haciendo ensayos de tracción con probetas fabricadas a partir de los pernos que se quieren controlar o, con menor fiabilidad, realizando ensayos con un esclerómetro.

Este problema puede minimizarse notablemente si se emplean pernos hechos con acero corrugados ya que estos llevan unas marcas de fabricación que permite su identificación y conocer las calidades mínimas garantizadas por el fabricante.

Por otro lado la utilización de perfiles corrugados facilita la mezcla de los componentes, si se utilizan cargas de resina, y con pernos anclados con cargas de cemento se mejora notablemente la adherencia del mortero.

A la vista de todo lo anterior, tanto por facilidad del control como por mejores condiciones de utilización, deberían utilizarse exclusivamente pernos fabricados con redondos corrugados.

3.5.1.1.2 Calidad del mortero.

El mortero de anclaje, bien sea a base de cemento o de resinas de poliéster, debe tener una adherencia mínima para garantizar la transmisión de cargas del terreno a la barra de acero del bulón. En la mayoría de los casos la tensión de adherencia entre el mortero y el perno supera fácilmente el valor de 3 MPa que es más que suficiente. Sin embargo es muy conveniente realizar ensayos "in situ" para comprobar la calidad del mortero y para ello basta con realizar ensayos de tracción con un gato hidráulico, en las condiciones que se exponen en el apartado 3.5.1.2.4, con pernos de la longitud adecuada.

Para determinar la longitud de los pernos que permita hacer un ensayo de adherencia del mortero, se admite en primer lugar que el deslizamiento se lleva a cabo en la interfase perno-mortero que es la de menor superficie y la longitud de los pernos se determina tal como se indica a continuación.

Si D es el diámetro del perno y σ_A la resistencia a tracción del acero, la fuerza que acepta el perno vale

$$F = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \sigma_A \quad (142)$$

Si L es la longitud del anclaje y σ_R la adherencia del mortero con el acero, la resistencia de adherencia acero-resina vale

$$F = \pi \cdot D \cdot L \cdot \sigma_R \quad (143)$$

Igualando (142) y (143) y despejando L resulta:

$$L = \frac{D \cdot \sigma_A}{4 \cdot \sigma_R} \quad (144)$$

Considerando un perno de 20 mm. de diámetro ($D = 0,02$) un acero de 420 MPa de límite elástico ($\sigma_A = 420$) y que el mortero a controlar pueda tener una adherencia de 4 MPa ($\sigma_R = 4$) resulta que la longitud de los pernos de ensayo debe ser menor que

$$L = \frac{0,02 \cdot 420}{4 \cdot 4} = 1,05$$

En este caso convendría realizar el ensayo con pernos que tuvieran una longitud de anclaje de 80 cm. para estar seguros de agotar la resistencia de adherencia del mortero.

3.5.1.2 Control del esquema de bulonaje.

En la realización práctica del esquema de bulonaje se deben controlar periódicamente los siguientes aspectos: perforación, orientación de los bulones, volumen del mortero, densidad de bulonaje y capacidad portante.

3.5.1.2.1 Perforación.

Debe controlarse periódicamente la longitud de los barrenos para alojar los pernos y su diámetro. Ambos parámetros son muy fáciles de controlar y tienen una importancia primordial a la hora de conseguir un anclaje adecuado.

La longitud de los taladros debe ser igual a la longitud del anclaje que se desea conseguir. Si los taladros tienen una longitud menor los pernos sobresaldrán del paramento bulonado creando dificultades. Si, por el contrario la longitud de los taladros fuera mayor que la de los pernos se acumularía el mortero en el fondo del taladro haciendo muy difícil conseguir un correcto anclaje.

En el apartado 3.4.2.2 se ha especificado los diámetros de perforación que son más recomendables en función del diámetro de los pernos y de la maquinaria disponible por colocarlos.

Debe controlarse estrictamente que, en la práctica, se sigan estas recomendaciones que son esenciales para conseguir un anclaje correcto.

3.5.1.2.2 Orientación de los bulones.

Diariamente debe inspeccionarse la colocación de los bulones para comprobar que las condiciones de la obra se corresponden con las del proyecto y para constatar que los bulones se colocan conforme estaba previsto.

Hay que prestar especial atención a las familias de discontinuidades que mayor incidencia puedan tener en la estabilidad de la excavación y modificar el esquema de bulonaje si aparece alguna discontinuidad importante no prevista.

En el caso de las galerías rectangulares hay que controlar cuidadosamente que los pernos colocados en las proximidades de los paramentos estén inclinados hacia el interior del macizo rocoso.

3.5.1.2.3 Volúmen del mortero.

El volúmen del mortero utilizado debe controlarse en cada perno que se coloca. Esto es una operación muy simple de realizar pero que puede tener una gran trascendencia en la eficacia del bulonaje.

Como regla general hay que exigir que una vez colocado el perno aparezca por el extremo libre de este; sin que para ello, en el caso de que el perno se coloque con una perforadora rotativa, sea necesario mantener el perno en rotación más de 10-20 segundos a partir del momento en que se ha introducido totalmente en el taladro.

Paralelamente, debe controlarse que la longitud de los taladros es correcta, lo cual se puede hacer de forma muy simple introduciendo un perno en un taladro ya perforado.

También se debe instruir al personal encargado del bulonaje para que detecte la presencia de grietas durante la perforación ya que, en este caso, será necesario aumentar el volumen de mortero a introducir.

3.5.1.2.4 Capacidad portante.

La capacidad portante de los pernos debe ser comprobada mediante ensayos "in situ" con un gato hidráulico. Los ensayos pueden ser destructivos y normalmente acabarán por la rotura del perno en la parte roscada del bulón o simplemente puede consistir en someter al perno a una carga determinada que, normalmente, es de 15 t.

El gato hidráulico debe poseer un taladro longitudinal para realizar ensayos con pernos, especialmente colocados, en los que sobresale de la roca unos 30 cm. o bien debe disponer de un acoplamiento adecuado.

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas ha normalizado este ensayo en los términos que resumimos a continuación:

- El gato debe tener capacidad suficiente para romper el perno y admitir un desplazamiento de 50 mm. Es necesario que la carga suministrada al bulón sea estrictamente axial.
- La superficie de roca que rodea al perno debe estar, sana y el bulón debe estar colocado perpendicularmente a ella con un error máximo de 15%.
- Al empezar el ensayo se aplicará una carga de 5 KN y se comprobará el asiento del gato.
- La carga debe incrementarse en 5 KN a una velocidad comprendida entre 5-10 KN/min.
- El alargamiento elástico del perno debe ser calculado por la expresión:

$$\Delta L = \frac{P \cdot L}{A \cdot E} \quad (145)$$

siendo

P = Carga a que se somete el bulón.

L = Longitud no anclada del perno + 1/3 de la longitud anclada + longitud de acoplamiento perno-gato.

A = Sección del perno.

E = Módulo de elasticidad del acero del perno.

3.5.1.3 Interacción entre el bulonaje y el macizo rocoso.

Una vez que el bulonaje ha sido realizado interesa controlar la evolución de la interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento. Para ello hay que realizar medidas de deformación de los

terrenos, convergencia y expansión, y controlar la tensión sobre los bulones de sostenimiento.

Los bulones trabajan fundamentalmente a tracción, aunque si hay deslizamientos relativos de estratos, pueden trabajar a cortante y a flexión. Los bulones de anclaje puntual suelen presentar una distribución de tensión prácticamente uniforme en toda su longitud mientras que los bulones de anclaje repartido, la tensión se concentra en el tercio más próximo a la superficie conforme se muestra en la Fig. Nº 67. Por ello la primera medida está encaminada a controlar la tensión en el extremo exterior de los pernos, para lo cual están disponibles los aparatos que describimos a continuación.

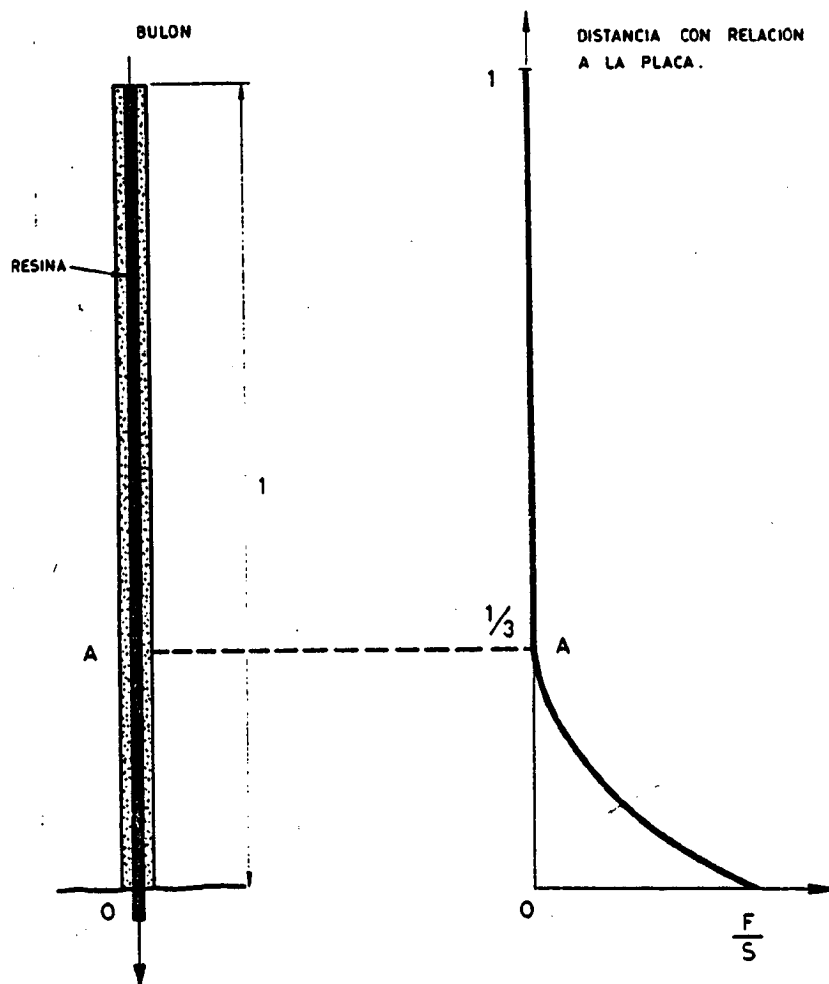


FIG. Nº 67 REPARTO DE TENSION EN UN PERNO DE ANCLAJE REPARTIDO.

3.5.1.3.1 Llaves dinamométricas.

Las llaves dinamométricas pueden emplearse para aplicar una tensión previa a los pernos de acuerdo con el ensayo normalizado por la Sociedad Española de Mecánica de Rocas. Las llaves dinamométricas deben poder dar una medida sobre el par aplicado con un error de $1 \pm 3 \%$. Debe empezarse regulando la llave a un par notablemente inferior al necesario para mover la tuerca del perno e ir aumentándolo hasta que gire la tuerca del perno.

3.5.1.3.2 Células de carga.

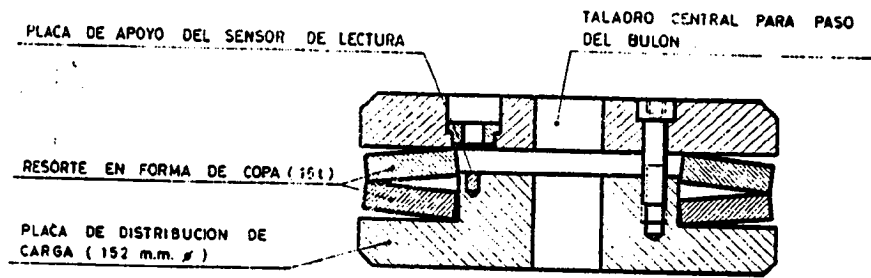
Las células de carga miden la fuerza que actúa sobre los pernos a partir de la deformación de un elemento elástico que debe permitir una precisión de ± 1 KN.

Las células de carga pueden ser mecánicas o a base de bandas extensométricas.

En la Fig. Nº 68, se muestra una célula de carga INTERFELS en la que el elemento elástico está constituido por dos muelles de lámina antagónicos. Las lecturas se realizan con un micrómetro.

En la Fig. Nº 69 se muestran los detalles constructivos de una célula de carga extensométrica que ha sido diseñada especialmente para su utilización en minería y profusamente empleada, CELADA (1.978).

Esta célula de carga tiene una capacidad de 20 t., posee un aspecto sumamente compacto y consta de 13 piezas de las cuales 8 son resistencias extensométricas. Con este montaje se consigue una precisión del 1% del fondo de escala.



a.)-ELEMENTOS DE LA CELULA.

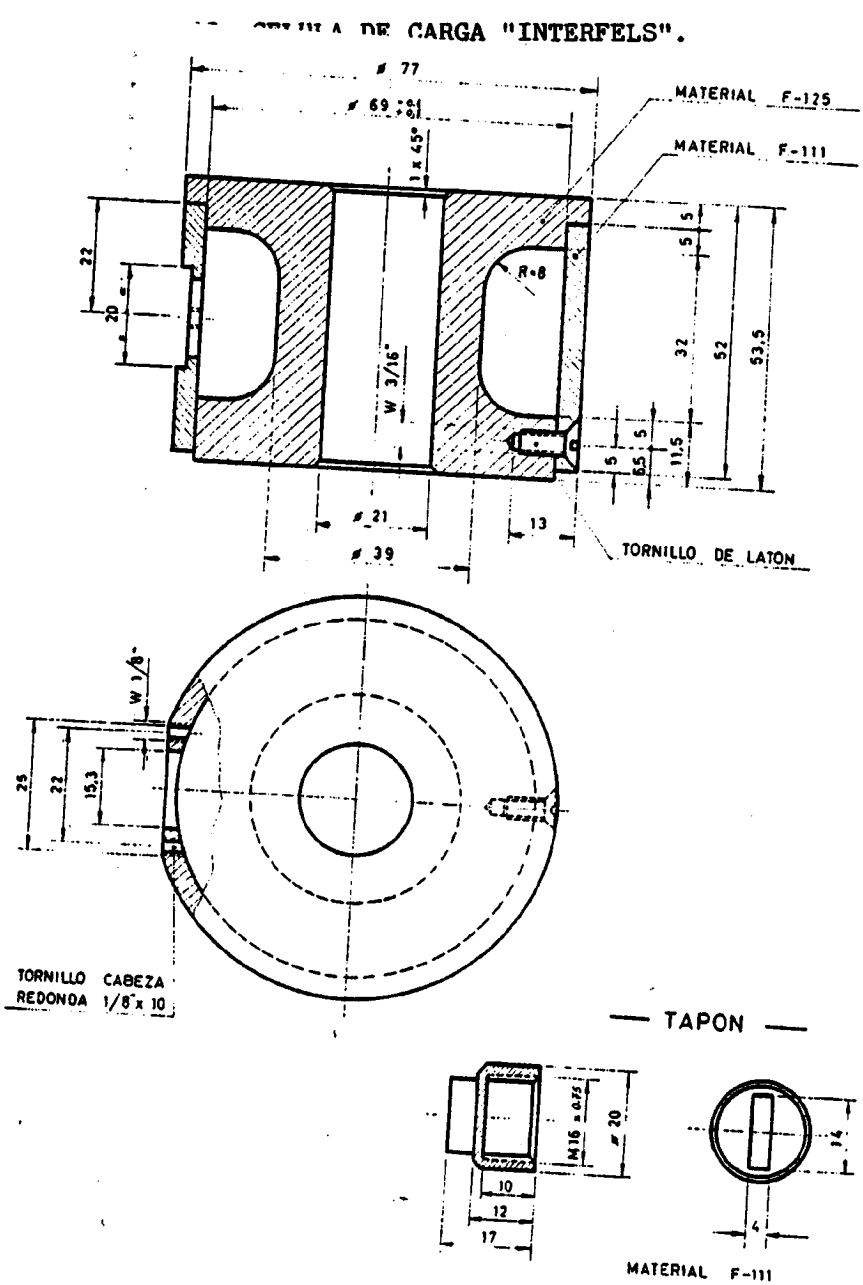


FIG. Nº 69 CELULA DE CARGA PARA BULONES HASTA 20 t UTILIZADA EN P.D.N.

Recientemente INTERFELS ha comercializado unas células de carga cualitativas que tienen una precisión razonable y presentan la gran ventaja de su bajo coste.

Estas células mecánicas están constituidas por una pieza de acero fundido, similar a un manguito, que se colocan entre la placa de base y la tuerca de fijación. En la superficie lateral están pintadas con un barniz cerámico que, tal como se muestra en la Fig. Nº 70, se desconchan progresivamente a medida que el perno se carga.

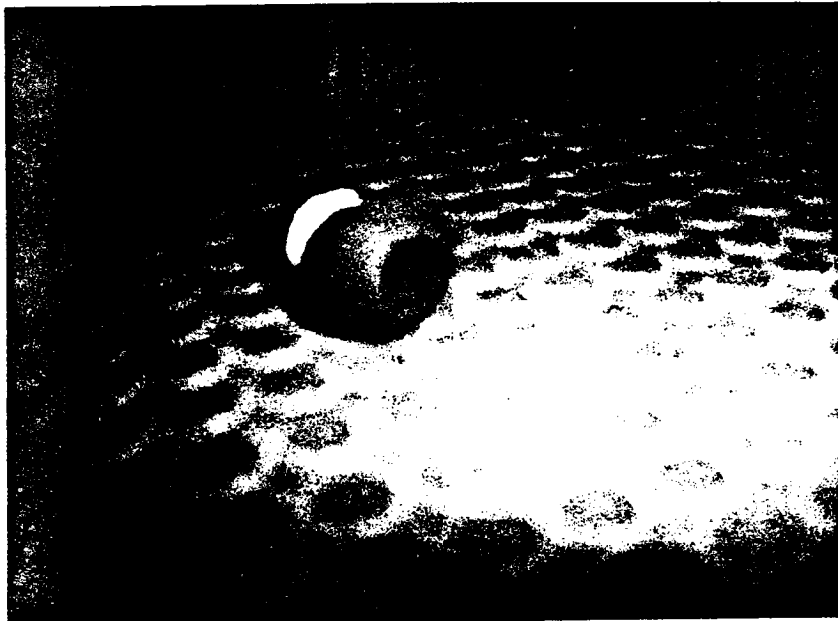


FIG. Nº 70 CELULA MECANICA INTERFELS.

Entre las normas dadas por la SOCIEDAD INTERNACIONAL DE MECANICA DE ROCAS para la utilización de las células de carga para controlar la carga de los bulones de sostenimiento se pueden resaltar los siguientes aspectos.

- En las zonas de medida deben controlarse la tensión del 10% de los pernos colocados.
- Cada célula de carga debe ser individualmente controlada mediante ensayos de laboratorio para establecer la curva característica y su comportamiento bajo carga permanente en el tiempo.
- Las células de carga deben de colocarse en el mismo momento de la colocación de los pernos y deben disponer de placas de asiento para conseguir que la célula mida exclusivamente la carga axial sobre el perno.
- Las lecturas deben ser diarias cuando el incremento de carga sea importante (más de 2.500 KN/día) y su frecuencia puede llegar a ser quincenal cuando la carga sea más estable.

3.5.1.3.3 Bulones extensométricos.

Todos los instrumentos de control descritos hasta ahora controlan la tensión que existe en el extremo exterior del perno. Ciertamente, como se ha indicado en la Fig. Nº 67, la mayor concentración de tracciones en esa zona en condiciones normales, pero si en el interior de una roca bulonada se producen fuertes expansiones, puede ocurrir que se creen grietas que produzcan una nueva distribución de tensiones sobre el perno que no pueden ser controladas por los elementos que hasta ahora hemos descrito.

La solución para resolver este problema estriba en disponer a lo largo de un bulón varias resistencias extensométricas que, una vez colocado este, permiten conocer la distribución real de tensiones a lo largo del perno.

Esta solución, teóricamente correcta, es de difícil ejecución práctica, pues resulta aventurado garantizar el trabajo de las resistencias una vez que se ha colocado el perno en la roca.

Existen dos generaciones de pernos extensométricos; en los primeros las bandas extensométricas se colocaban en la periferia de los pernos lo cual producía algunos fallos en las bandas extensométricas debido a la rotación que hay que comunicar al perno para colocarlo sobre todo si se anclan con cartuchos de resina.

Los pernos de la segunda generación tienen las bandas extensométricas en su interior, de este tipo son las puestas a punto por el CERCHAR, DEJEAN (1.978), y los diseñados por CELADA (1.978) que se utilizaron intensivamente en campañas de medida realizadas en Potasas de Navarra, S.A.

En la Fig. Nº 71 se muestra el bulón extensométrico utilizado en Potasas de Navarra, CELADA (1.978), que está construido a partir de un tubo hidráulico de acero, con resistencia específica de 32 Kg/mm^2 , alargamiento del 28%, diámetro exterior de 25 mm. y espesor de pared de 4 mm. El tubo hay que cortarlo longitudinalmente para colocar las bandas extensométricas y luego se vuelven a soldar las dos partes.

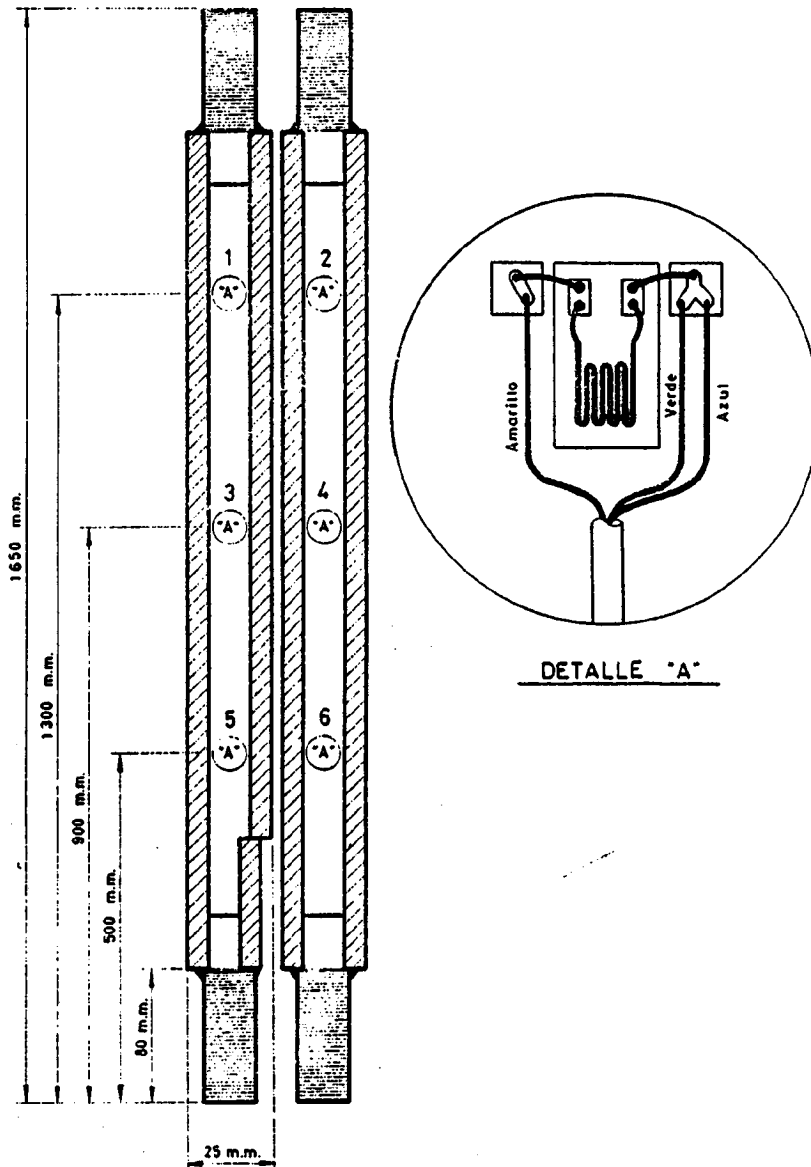


FIG. Nº 71 DISPOSICION DE LAS RESISTENCIAS EN EL BULON
EXTENSOMETRICO UTILIZADO EN P.D.N.

Este bulón puede soportar 8,5 t pero, si se desea, se pueden alcanzar 20 t con espesor de tubo de 5 mm. y acero St 52 que tiene, no obstante, menos alargamiento. La precisión que se consigue es del orden de $\pm 2\%$.

3.5.2 Control del hormigón proyectado.

El hormigón proyectado debe ser objeto de un control más estricto y cuidadoso que el del bulonaje debido a que la capacidad portante resultante depende notablemente de que se siga una metodología correcta en su fabricación y colocación así como de que los materiales cumplan las especificaciones previstas en el pliego de condiciones del proyecto.

A continuación se indican los aspectos que se deben controlar en la utilización del hormigón proyectado.

3.5.2.1 Calidad de los materiales.

Deben tomarse muestras de los materiales aportados por los suministradores para comprobar que sus características son las previstas en el proyecto. Se deben controlar fundamentalmente: granulometría, humedad y calidad de los aridos; así como dosificación de la mezcla y calidad del agua utilizada.

Las muestras deben tomarse en el lugar de fabricación del hormigón para tener en cuenta posibles degradaciones y contaminaciones en el transporte de materiales sobre todo si se trata de aplicar el hormigón proyectado en una obra minera de interior.

3.5.2.2 Toma de muestras "in situ".

Para poder realizar ensayos de resistencia se recomienda tomar muestras in situ para lo cual se puede realizar una proyección de hormigón, en el propio lugar de aplicación, sobre una artesa de madera tal como se ilustra en la Fig. Nº 72. La artesa para la toma de muestras debe tener una superficie de 50 x 50 cm. y una profundidad de 15 cm. para que sea posible obtener probetas de 12 cm. de altura.

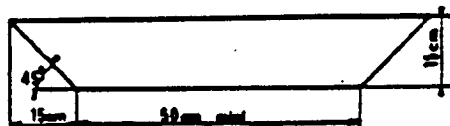
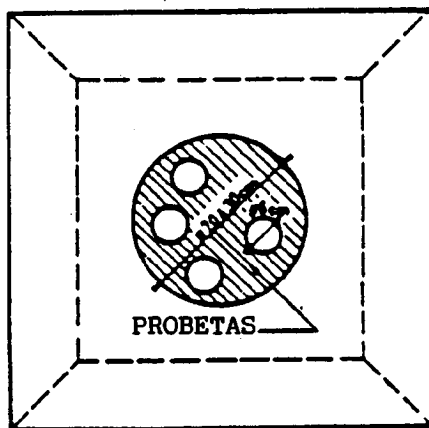
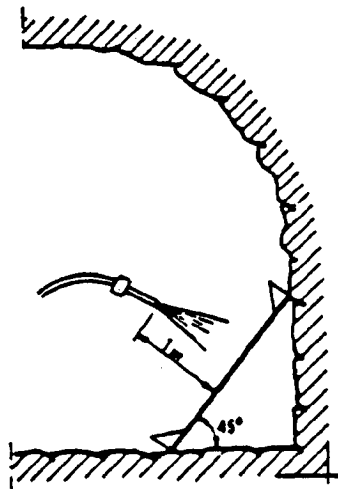


FIG. Nº 72 TOMA DE MUESTRAS EN HORMIGON PROYECTADO PARA ENSAYOS DE LABORATORIO.

La proyección del hormigón debe realizarse perpendicularmente a la artesa, para lo cual se recomienda apoyarla con una inclinación de 45°, y la boquilla de proyección debe situarse a 1 m. aproximadamente.

Las condiciones para la conservación de las artesas hasta la extracción de las probetas de ensayo serán las habituales en el caso del hormigón en masa.

La frecuencia de muestreo será la que haya sido establecida en el pliego de condiciones del proyecto aunque, a título indicativo, se recomienda hacer un muestreo cada 200 m² de hormigón proyectados.

3.5.2.3 Ensayos de laboratorio.

Una vez realizada la proyección del hormigón, cuando éste todavía está fresco, se hacen ensayos para determinar la granulometría, la densidad aparente y la composición del hormigón.

Para los ensayos mecánicos se tallarán probetas de 6 cm. de diámetro con una esbeltez de 2. Sobre estas probetas se realizarán ensayos de compresión y tracción, se determinará su densidad aparente y se hará un ensayo de permeabilidad. Normalmente se realizarán ensayos con probetas de seis edades diferentes: menos de 24 horas; 1; 2; 7; 28 y 90 días. Los ensayos con probetas de menos de 24 horas se realizarán según las posibilidades del lugar de aplicación pero lo normal será hacerlo a las 6 ó 16 horas.

En los ensayos con hormigones de edad inferior a 36 horas puede ser problemático tallar correctamente las probetas y como solución alternativa se pueden realizar los ensayos sobre cubos de 10 cm. de arista.

3.5.2.4 Ensayos de adherencia.

En algunos casos particulares, por ejemplo en el caso de galerías y túneles que atraviesen un macizo rocoso fisurado la eficacia del sostenimiento a base de hormigón proyectado depende de que se alcance una adecuada adherencia entre el hormigón y la roca.

El hormigón proyectado, incluso en espesores muy pequeños, permite que los bloques potencialmente inestables permanezcan en su sitio, lo cual evita la dislocación del macizo rocoso. Este efecto desaparece si la adherencia entre el hormigón proyectado y la roca es débil.

En los casos en que el efecto del sostenimiento se basa en una buena adherencia del hormigón proyectado es recomendable proceder "a priori" a un control de la adherencia del hormigón proyectado sobre el macizo rocoso y, en particular, sobre las grietas y fisuras. Este último aspecto es muy importante ya que cuando los macizos están atravesados por juntas y fisuras rellenas de talco o arcilla la adherencia del hormigón proyectado es muy débil e incluso llega a ser nula.

En estos casos será conveniente realizar ensayos de adherencia para lo cual la técnica adecuada consiste en arrancar un disco de hormigón proyectado previamente sobre la zona del macizo rocoso que presente la singularidad. El valor de la adherencia obtenida en zonas con discontinuidades deberá referirse a la que se consigue en el caso del macizo rocoso sano.

3.5.3 Sistema integral de control.

Para poder realizar un seguimiento completo del control de la interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento se ha puesto a

punto un sistema integral de control que se basa en el organigrama que se muestra en la Fig. N° 73.

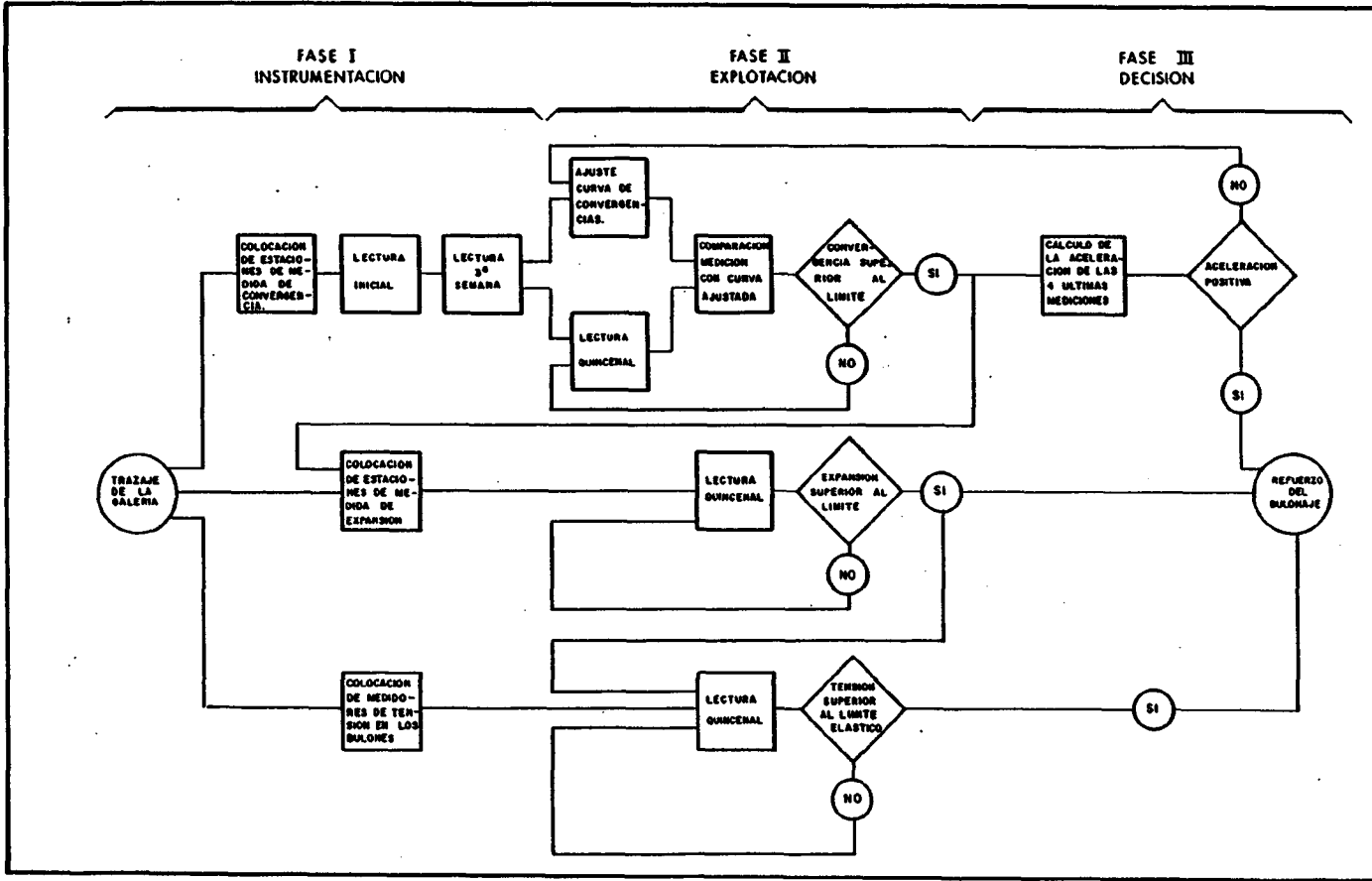


FIG. N° 73 ORGANIGRAMA DEL SISTEMA INTEGRADO DE CONTROL.

El sistema integral de control tiene tres fases perfectamente diferenciadas: INSTRUMENTACION, EXPLOTACION y DECISION que se desarrollan desde el momento del trazaje de la galería hasta la decisión de reforzar el sostenimiento y que se exponen detalladamente a continuación.

3.5.3.1 Fase de instrumentación.

En esta fase se colocan los instrumentos de control que deben permitir conocer en todo momento el grado de interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento y que están orientados a medir tres parámetros distintos: CONVERGENCIA, EXPANSION y TENSION sobre los elementos de sostenimiento.

Tanto la convergencia como la expansión deben medirse con una precisión del orden de 0,1 mm. para lo cual es necesario utilizar extensómetros mecánicos.

La convergencia puede medirse tanto entre el cielo y el piso de la galería como entre los dos paramentos verticales. En general resulta mucho más cómodo realizar las mediciones horizontalmente entre dos puntos situados en los paramentos verticales de la excavación.

En las galerías de mina se recomienda colocar una estación de medida de convergencia cada 50 m. y en todo caso cuando las características del terreno sufran una notable modificación.

Las medidas de expansión se realizarán normalmente midiendo el desplazamiento relativo de varios puntos anclados al terreno en el interior de un taladro que normalmente estará en posición vertical o perpendicular a la estratificación. En general la profundidad de los taladros bastará con que sea del orden del diámetro de la excavación a controlar. Los puntos de referencia estarán más próximos entre

sí en los primeros niveles del macizo rocoso, que es donde las deformaciones serán mayores. A título indicativo para una excavación de 5 m. de diámetro una posición lógica de los puntos de referencia podría ser 0; 0,5; 1,5; 3 y 5 m. es decir además del anclaje de boca se colocarían cuatro puntos de referencia.

En general las estaciones de medida de expansión deben colocarse cada 300 m. de galería o bien cuando presumiblemente el comportamiento del terreno sera problemático o se quiere introducir una modificación sustancial en el sostenimiento.

Por último la instrumentación a colocar debe incluir medidores de tensión sobre los elementos de sostenimiento, bulones u hormigón proyectado, con objeto de conocer el grado de sollicitación de los elementos de sostenimiento a lo largo del tiempo.

Toda la instrumentación que se vaya a utilizar debe colocarse lo más cerca posible del frente con objeto de poder registrar la mayor parte de la historia de la interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento.

3.5.3.1 Fase de explotación.

Durante la fase de explotación se iran realizando medidas, con una periodicidad quincenal, en todos los instrumentos colocados y las mediciones obtenidas deberán ser adecuadamente analizadas para poder adoptar la decisión de reforzar el sostenimiento en caso necesario.

El problema más importante que se plantea en esta fase es el de obtener con la antelación suficiente una información correcta sobre la evolución de la interacción entre el terreno y el sostenimiento. La resolución de este problema, en el sistema integral de control propugnado, se basa en una previsión de la evolución de las convergencias por ser este el parámetro más fácil de medir y exigir una instrumentación realmente muy simple. Para realizar de una forma automática la previsión de la evolución de la convergencia se ha elaborado un programa de previsión de convergencias cuyos fundamentos se exponen a continuación.

3.5.3.1.1 Previsión de convergencias.

Se admite que la evolución de las convergencias en función exclusivamente del tiempo sigue una función de tipo:

$$C = a \cdot \ln \left(1 + \frac{t}{b} \right) \quad (146)$$

En la cual

C = convergencia medida en un instante dado.

t = tiempo transcurrido.

a,b = parámetros a determinar que son específicos en cada estación.

Teóricamente una vez que se dispusiera de un par de medidas, por ejemplo una lectura en la primera semana tras la colocación de la estación y otra a los quince días, se podrían determinar a y b con lo cual la expresión (146) estaría totalmente definida. Si es cierto que el comportamiento de la convergencia sigue la ley apuntada para sustentar un proceso de previsión bastaría con establecer un intervalo de confianza y comparar en un momento dado el valor de la convergencia medida con el intervalo de confianza correspondiente a ese instante. Si el valor medido cae dentro del

intervalo de confianza previsto se puede afirmar que el proceso se desarrolla correctamente pero si el valor medido se sale del intervalo de confianza, ya sea por exceso o por defecto, hay que concluir que un factor extraño afecta al proceso y éste debe ser estudiado hacia la estabilidad o la inestabilidad.

Estos principios que están muy claros teóricamente no son nada fáciles de llevarlos a la práctica correctamente. Después de más de siete años trabajando con estas ideas, CELADA (1.978), se ha constatado que efectivamente en muchos casos una vez determinados los parámetros a y b en la expresión (146), para una estación dada, las convergencias seguían la ley prevista y esto era válido para realizar previsiones a dos meses vista. Sin embargo en otros casos el proceso real de evolución de las convergencias se apartaba notablemente de la previsión sin que se produjeran inestabilidades como se ha podido comprobar con visitas específicas de inspección a las galerías instrumentadas. En estos casos, al considerar la evolución del proceso real como normal, se realizaba una nueva determinación de los parámetros a y b lo cual exigía utilizar técnicas estadísticas para minimizar los errores. Con objeto de automatizar el proceso con ocasión de un proyecto de investigación sobre el sostenimiento de galerías en la cuenca Central Asturiana, IGME (1.983), se puso a punto el programa de ordenador llamado CONVERGENCIAS que realizaba los ajustes de los parámetros (a,b) de la expresión (146) basándose en el algoritmo de MARQUANDT. Este programa funciona correctamente y puede ser utilizado en la mayoría de los casos sin problema alguno. Sin embargo en algunos casos singulares el programa tarda demasiado tiempo, más de una hora, en realizar el ajuste óptimo e incluso se han dado casos de no encontrar una solución adecuada. Para evitar estos inconvenientes se ha puesto a punto el programa PRECONV que se basa en un método de cálculo completamente nuevo que elimina los problemas existentes hasta ahora.

3.5.3.1.2 Programa PRECONV.

El programa PRECONV permite estimar la curva de evolución de convergencia en una estación dada a partir de un par de mediciones hechas con un intervalo de unos 15 días. El programa PRECONV estima los parámetros a y b de la expresión (146) y establece un intervalo de confianza para realizar la previsión de convergencia. Una vez que se disponga de nuevas mediciones el programa acepta el nuevo valor si cae dentro del intervalo de confianza establecido y vuelve a hacer un ajuste de los parámetros a y b. En caso de que el valor de la medición real se salga del intervalo de confianza establecido el programa genera un serial de alarma y espera instrucciones para aceptar o no la medición como valor correcto. En el caso de que se le ordene aceptar el valor que se había salido del intervalo de confianza se vuelven a ajustar los valores de a y b.

Para calcular los coeficientes a y b el programa PRECONV sigue el método siguiente.

Si se realiza en la expresión (146) el cambio de variable

$$x_i = L_n \left(1 + \frac{t_i}{b} \right) \quad (147)$$

dicha expresión se convierte en

$$C_i = a \cdot x_i \quad (148)$$

Si ahora se establece una regresión lineal de x sobre C el coeficiente de correlación valdrá

$$r = \frac{n \sum x_i C_i - \sum x_i \sum C_i}{\sqrt{\left(n \sum x_i^2 - \left(\sum x_i \right)^2 \right) \left(n \sum C_i^2 - \left(\sum C_i \right)^2 \right)}} \quad (149)$$

El coeficiente de correlación depende exclusivamente de la b para un conjunto dado de medidas.

El método de cálculo se basa en determinar b tal que r sea máximo. Una vez determinado b se calcula el coeficiente de regresión "a" mediante la expresión:

$$a = \frac{\sum_i x_i C_i}{\sum_i x_i^2} \quad (150)$$

Este es un caso particular de regresión lineal en el que se sabe "a priori" que la ordenada en el origen es nula.

Para definir el intervalo de confianza se ha utilizado la distribución "t" de Student y a partir de ella se ha establecido que, dada n mediciones de convergencia y calculados los coeficientes a y b, se acepta la medición n+1 si se cumple que

$$C(n+1) - a \cdot L_n \left(1 + \frac{t_{n+1}}{b} \right) < \frac{C(n+1)}{2(n+1)} \quad (151)$$

Este intervalo de confianza es más amplio en las primeras mediciones que en las posteriores; en concreto para la tercera medición se tolera una diferencia del 12,5% entre el valor predicho y el real; mientras que en la novena medida la tolerancia es sólo del 5%.

El programa PRECONV, cuyo listado se incluye en el Anejo VI, está escrito en BASIC y como datos iniciales solo necesita dos medidas de convergencia y una estimación del parámetro b. Si se desconoce el ajuste a realizar se sugiere tomar b = 10. El programa automáticamente supone que la curva de convergencia pasa por el origen, es decir, que t(1) = 0 y C(1) = 0.

3.5.3.3 Fases de decisión.

En esta fase se llega a decidir el refuerzo del bulonaje cuando alguno de los tres parámetros de control indiquen que se agota la capacidad resistente del sostenimiento o del macizo rocoso. Para establecer que debe ser reforzado el sostenimiento se deben tener en cuenta los siguientes criterios.

Por lo que se refiere a la convergencia hay que tener presente que por sí mismo este parámetro no puede indicar que una excavación es inestable. Normalmente la evolución de la convergencia, si se ajusta a la expresión (146), tiende a amortiguarse rápidamente lo cual sin duda es indicio de que el proceso está estabilizado. Pero el hecho de que una curva de convergencia no se amortigüe no implica que la excavación no sea estable. Esto queda perfectamente aclarado si se observa la curva de fluencia típica que se muestra en la Fig. Nº 74. El proceso de fluencia de una roca que conduce a la rotura tiene tres fases perfectamente diferenciadas. En la primera la deformación de la roca crece rápidamente como consecuencia del reajuste de tensiones que sigue al proceso de excavación. Esta fase tiene corta duración ya que normalmente en pocos días el fenómeno se empieza a amortiguar. Existe una segunda fase en la que la deformación es lineal con el tiempo, que puede presentar una duración muy importante. El caso más típico es el de las evaporitas que, a lo largo de varios años deformándose a velocidad constante, pueden alcanzar deformaciones unitarias superiores al 25%. Hasta este momento, pese a las grandes deformaciones a que se puede llegar, la estabilidad del macizo rocoso está garantizada.

La rotura de las rocas se produce en la tercera etapa de fluencia, que es de menor duración y que se caracteriza por presentar una aceleración positiva en las deformaciones.

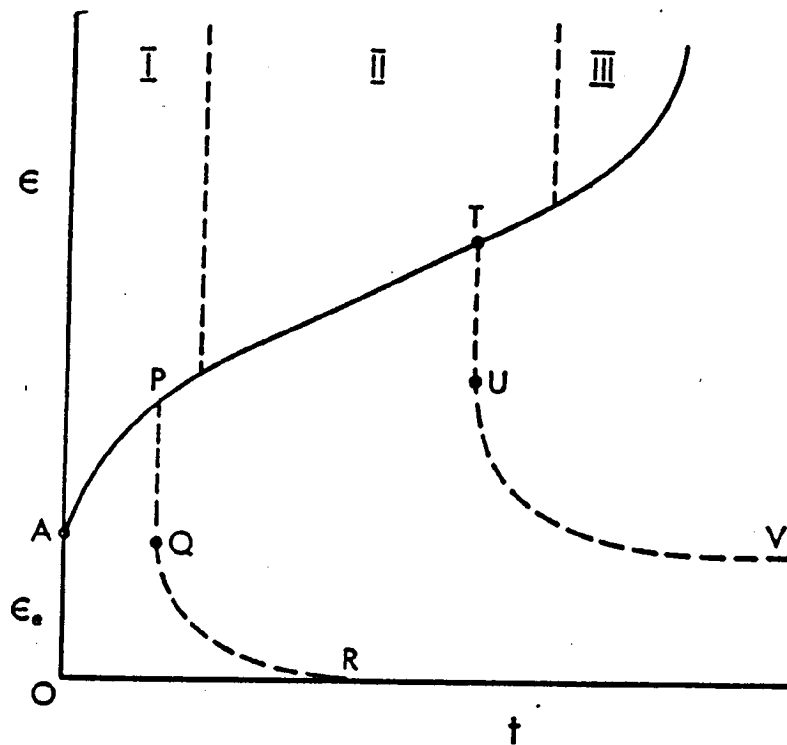


FIG. Nº 74 CURVA TIPICA DE FLUENCIA.

A la vista de todo lo anterior se recomienda adoptar como criterio de decisión para reforzar el bulonaje el hecho de que aparezca una aceleración positiva en la curva de convergencia.

Por lo que se refiere a las medidas de expansión hay que indicar que si se refieren a deformaciones unitarias, tal como se hace normalmente, están relacionadas directamente con la estabilidad del macizo rocoso.

Se debe decidir el refuerzo del bulonaje cuando, en un nivel situado a más de 0,5 m. del techo se alcancen las deformaciones unitarias que se indican en la Tabla XV.

Por último en el caso de las medidas de tensión sobre los elementos de sostenimiento se recomienda adoptar la decisión de reforzar el bulonaje cuando se sobrepase una carga equivalente al límite elástico de modo que entre éste y el de rotura quede un intervalo, que ejerce el papel de coeficiente de seguridad.

4.- UTILIZACION DEL BULONAJE Y HORMIGON PROYECTADO EN LA MINERIA ESPAÑOLA.

Como parte final de este trabajo se pretende presentar una panorámica sobre la utilización que actualmente se hace en España de las técnicas de sostenimientos activos. Para ello se ha elaborado una encuesta técnica que se ha sometido a la consideración de las principales empresas mineras del país. Una vez analizados los resultados de esta encuesta se han confeccionado una serie de preguntas, con sus correspondientes respuestas, que pretenden aclarar las cuestiones técnicas más importantes que se han planteado.

4.1 ENCUESTA SOBRE LA UTILIZACION DE SOSTENIMIENTOS ACTIVOS.

Para conocer la situación actual por lo que se refiere a la utilización de las técnicas de sostenimientos activos en la minería española se ha elaborado una encuesta técnica a base de 50 preguntas específicas sobre el bulonaje y hormigón proyectado. Esta encuesta ha sido contestada por las siguientes empresas mineras:

- + ANTRACITAS DEL BIERZO, S.A.
- + ANTRACITAS DE FABERO, S.A.
- + ANTRACITAS DE GAIZTARRO, S.A.
- + ASTURIANA DEL ZINC, S.A.

- + CARBONES DE BERGA, S.A.
- + COMBUSTIBLES DE FABERO, S.A.
- + COPAREX MINERA, S.A.
- + ENDESA - ANDORRA DE TERUEL.
- + E.R.T. - POTASAS DE LLOBREGAT.
- + EXMINESA - MINA DE RUBIALES.
- + GARCIA SIMON E HIJOS, S.A.
- + HULLERAS DE SABERO Y ANEXAS, S.A.
- + HUNOSA.
- + MINAS DE ALMADEN, S.A.
- + MINAS DE ALMAGRERA, S.A.
- + MINAS DE FIGAREDO, S.A.
- + MINAS DE LA CRUZ, S.A.
- + POTASAS DE NAVARRA, S.A.
- + S.A. HULLAS DE COTO CORTES.
- + S.A. HULLERA VASCO-LEONESA.
- + S.A. MINERA CATALANO ARAGONESA.
- + VICTORIANO GONZALEZ, S.A.

En el Anejo VII se incluyen las respuestas a la encuesta de las empresas mineras antes citadas. Conviene destacar que la ordenación de las encuestas es totalmente aleatoria de tal forma que la contestación de cada empresa puede considerarse estrictamente anónima. En el Anejo VIII se incluye el análisis de las contestaciones recibidas a cada una de las cuestiones planteadas. En síntesis se pueden recoger las siguientes conclusiones más importantes:

- + La expansión del bulonaje en la minería española coincide con la comercialización del bulonaje a la resina.
- + Existe la impresión de que la utilización del bulonaje tendrá un crecimiento moderado durante los próximos años.

- + Fundamentalmente se utiliza el bulonaje integral, los sostenimientos mixtos a base de cuadros y bulones son muy poco utilizados.
- + Existe la impresión de que el bulonaje mejora la productividad, que las galerías bulonadas exigen menos conservación que las sostenidas con cuadros, que el bulonaje es más económico que otros sostenimientos aunque hay cierto temor a considerarlo menos seguro.
- + Por lo que se refiere a los aspectos tecnológicos de la utilización del bulonaje cabe resaltar que:
 - Se utilizan por igual los bulones lisos y los corrugados.
 - El anclaje repartido es el más utilizado. Sobre todo a base de resina y en menor proporción con cargas de cemento.
 - La longitud de los bulones no suele superar los 2 m.
 - El diámetro de los bulones suele ser de 20 mm.
 - Habitualmente se emplean para colocar los bulones las herramientas normales de avance.
 - Una vez colocados los bulones no se suelen tensar nunca.
- + En cuanto a los aspectos de utilización se puede destacar que:
 - El bulonaje se suele utilizar en las galerías en roca y en las que no están influenciadas por las explotaciones.
 - La densidad de bulonaje suele estar comprendida entre 0,9 y 1,1 bulón/m.²
 - Los parámetros y condiciones de aplicación del bulonaje se suelen determinar a partir de la experiencia propia.
 - Se piensa que el bulonaje no debe ser utilizado en terrenos fallados.
- + En relación con el hormigón proyectado las impresiones más importantes son las siguientes:

- En la minería española el hormigón proyectado se utiliza con muy poca frecuencia.
 - Existe la creencia de que no se utiliza más el hormigón proyectado porque no se conocen bien sus posibilidades.
 - Cuando se utiliza el hormigón proyectado se emplea el procedimiento de vía seca, con espesores de proyección de unos 6 cm. y resistencia a 28 días comprendida entre 20 y 30 MPa. El rendimiento de colocación suele estar comprendido entre 1 y 3 m³/hora y la proyección se suele realizar a más de 20 m. del frente de avance.
 - La duración de las galerías sostenidas con hormigón proyectado es superior a 10 años.
 - Cuando se utiliza el hormigón proyectado se suelen utilizar también bulones para completar el sostenimiento.
- + Con carácter general se puede afirmar que todo el personal relacionado con el bulonaje lo acepta sin dificultad y se adapta fácilmente a su utilización.

4.2 Realizaciones de sostenimientos a base de pernos y hormigón proyectado en España.

Para completar el panorama que ha ofrecido la encuesta técnica sobre la utilización de sostenimientos activos en minería española se presentan a continuación algunos ejemplos que se consideran más relevantes sobre aplicaciones del bulonaje y del hormigón proyectado.

En general el bulonaje se utiliza con profusión en toda la minería metálica, solo o asociado a anclaje a base de cables, y en toda la minería potásica. Sin embargo en la minería del carbón el bulonaje se emplea con menos intensidad y por ello en lo que se sigue se pondrá énfasis en las aplicaciones efectuadas del bulonaje en la minería española del carbón.

4.2.1 Realización en terrenos no sometidos a efectos de fluencia.

En todos los terrenos por el mero hecho de crear una excavación se produce una redistribución de tensiones en el macizo rocoso que se puede comportar de modo elástico o plástico pero que, en la mayoría de los casos, tiende a la estabilización al cabo de varios días o semanas. Estos son terrenos en los que no se produce fluencia del macizo rocoso a lo largo del tiempo y en ellos es donde más se han desarrollado las aplicaciones del bulonaje.

4.2.1.1 Galerías en roca.

De acuerdo con la experiencia adquirida el bulonaje puede ser aplicado como único sostenimiento de galerías en roca en terrenos en los que el índice R.M.R. obtenido a partir de la clasificación de BIENIAWSKI (1.979) sea superior a 30, CELADA (1.982). Como se sabe el R.M.R. puede variar entre 0 y 100 y el valor 30 corresponde al tramo medio de los macizos rocoso de mala calidad.

Como restricción adicional hay que tener presente que el bulonaje debe ser reforzado con otro tipo de sostenimiento, por ejemplo hormigón proyectado, si en los 5 m. de macizo inmediato a la galería existen capas de carbón con una potencia total superior a 1,25 m.

Normalmente, en estas galerías, los bulones se colocan radialmente, agrupados en arcos transversales. La longitud de los bulones suele ser mayor que 1/3 de la anchura de la galería y la densidad de sostenimiento oscila entre 0,8 y 1,25 bulones/m².

En la Fig. Nº 75 se muestra el esquema de sostenimiento de la primera galería en roca integralmente bulonada. Se trataba

del retorno de ventilación del Pozo S. Jorge de HUNOSA, la sección era de 14 m^2 y se bulonó, a partir de Noviembre de 1.969, un tramo de 360 m. de largo. Se utilizaron bulones de 1,60 m. de longitud y 20 mm. de diámetro con una densidad de $1,1 \text{ bulones/m}^2$.

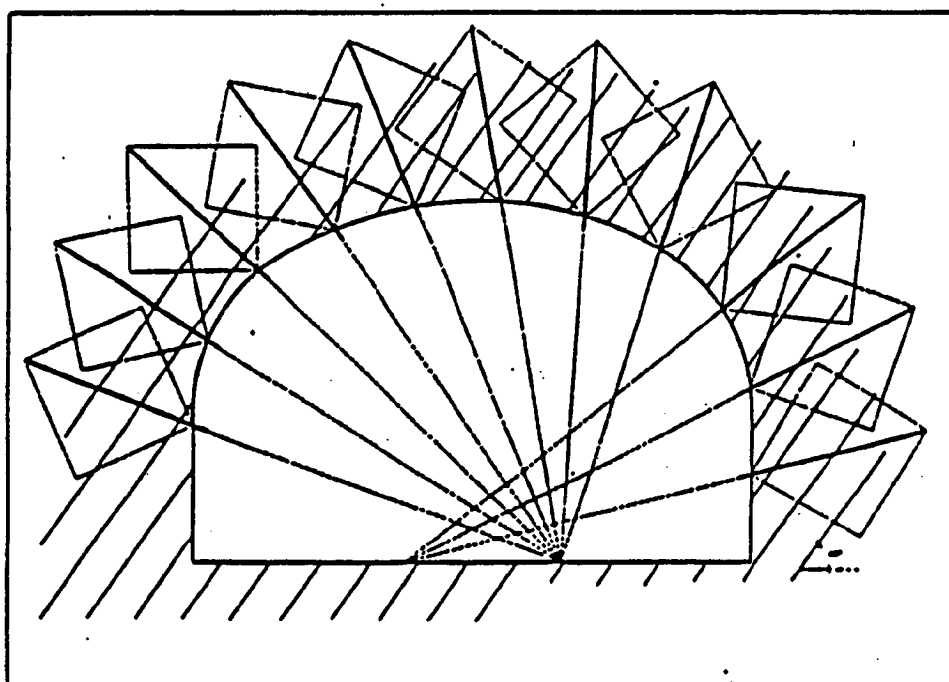


FIG. Nº 75 ESQUEMA DE BULONAJE DEL RETORNO DE VENTILACION DEL POZO S. JORGE (HUNOSA).

Este tipo de galerías no ofrecen, en general, ningún problema para ser bulonadas y por ello las aplicaciones más frecuentes del bulonaje y del hormigón proyectado se dan en casi todas las minas en las galerías en dirección y en los transversales.

4.2.1.2 Galerías en capa.

Las galerías en capa están sometidas a los efectos de la onda de sobrepresión que precede a los tajos en explotación y, en general, los estratos del techo juegan un papel muy importante en la mecánica del sostenimiento. Este tipo de galerías puede dividirse en dos grupos, según que la inclinación de los estratos sea superior o inferior a 35° , desde el punto de vista de la utilización del bulonaje.

4.2.1.2.1 Galerías en capa con inclinación menor que 35° .

Este tipo de galerías se presta muy bien a ser sostenidas con bulones ya que en ellas es posible conservar el techo de la capa convenientemente reforzado con el bulonaje. En muchos casos es posible utilizar una sola galería para explotar los dos macizos de carbón adyacentes, con lo cual se logra una economía muy importante.

Los criterios habitualmente admitidos para el dimensionado del bulonaje son similares a los seguidos en las galerías en roca, con dos salvedades. En primer lugar la densidad de bulonaje oscila entre 0,85 y 1,3 bulones/m y además hay que prever un apoyo para el techo en la parte explotada, sobre todo cuando los talleres se llevan por hundimiento que es la práctica habitual. Lo normal es construir, en la parte explotada, unas llaves de madera cuya rigidez debe ser similar a la del macizo del carbón explotado. Cuando la potencia de la capa es superior a 1 m. para controlar las importantes deformaciones que se inducen en el techo, al producirse el hundimiento del taller, es conveniente colocar en el medio de la galería una hilera de mampostas que reducen la luz del vano. Estas mampostas se colocan unos 20 m. por delante del frente y se pueden retirar cuando el frente del tajo se encuentra a unos 30 m. de

ellas. En la Fig. Nº 76 se muestra un esquema típico de sostenimiento de este tipo de galerías que corresponden a la Capa 40 del Pozo S. Jose de HUNOSA, CELADA (1.975).

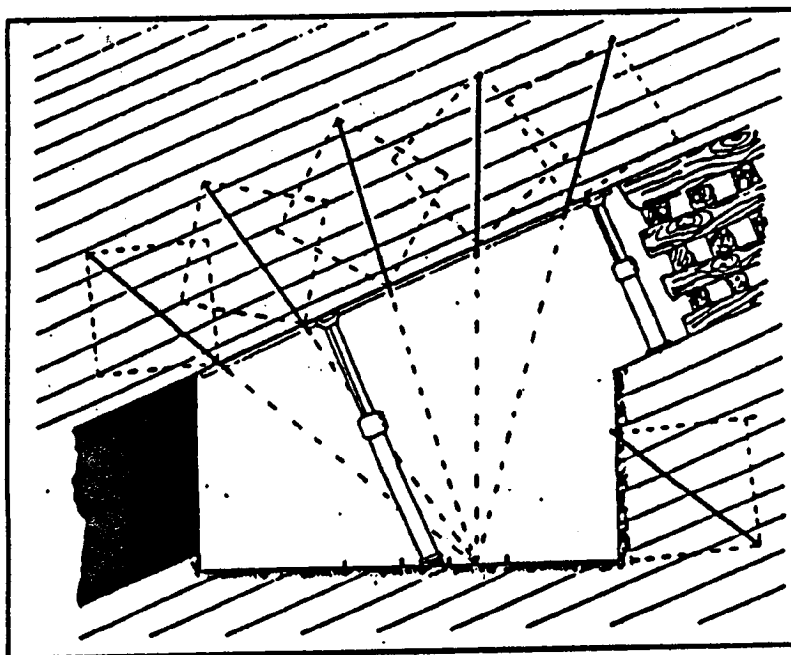


FIG. Nº 76 BULONAJE EN GALERIAS EN CAPA CON INCLINACION INFERIOR A 35°.

En este caso la galería tenía una sección de 9 m y estaba situada a una profundidad de unos 350 m. La capa tenía una potencia muy variable, entre 0,7 y 3,4 m., y en el sostenimiento de la galería se emplearon bulones de anclaje repartido, de 20 mm. de diámetro y de 1,6 m. de longitud colocados con una densidad de 1,02 bulones/m².

Este tipo de aplicaciones pueden ser muy interesantes en la cuenca de EL BIERZO ya que debido a la poca inclinación de las capas estos sostenimientos ofrecen unas soluciones muy económicas y muy eficaces tanto desde el punto de vista de la galería como del de la estabilidad de los nichos en los talleres.

4.2.1.2.2 Galerías en capa con inclinación mayor que 35°.

En estos casos la inclinación de la capa hace que no sea operativa una sección trapezoidal y debe recurrirse a una sección mixta, Fig. Nº 77, en la cual el techo conserva su integridad y el muro es sostenido con un perfil metálico.

Un ejemplo de este tipo de aplicación se realizó en la guía de cabeza del CARBONERO de la 6 en la 6ª Planta del Pozo Sta. Bárbara de HUNOSA. La sección de la galería es de 7 m., la inclinación de la estratificación es de unos 55°. Se emplearon bulones de 1,60 m. de longitud y 20 mm. de diámetro colocados con una densidad de 0,85 bulones/m².

En este tipo de explotación el hueco creado por los talleres se suele rellenar de tal forma que las deformaciones que se producen en las galerías son mucho menores que en los talleres que se llevan por hundimiento. Por esta razón en este tipo de galerías no es necesario colocar un sostenimiento temporal al paso de los tajos.

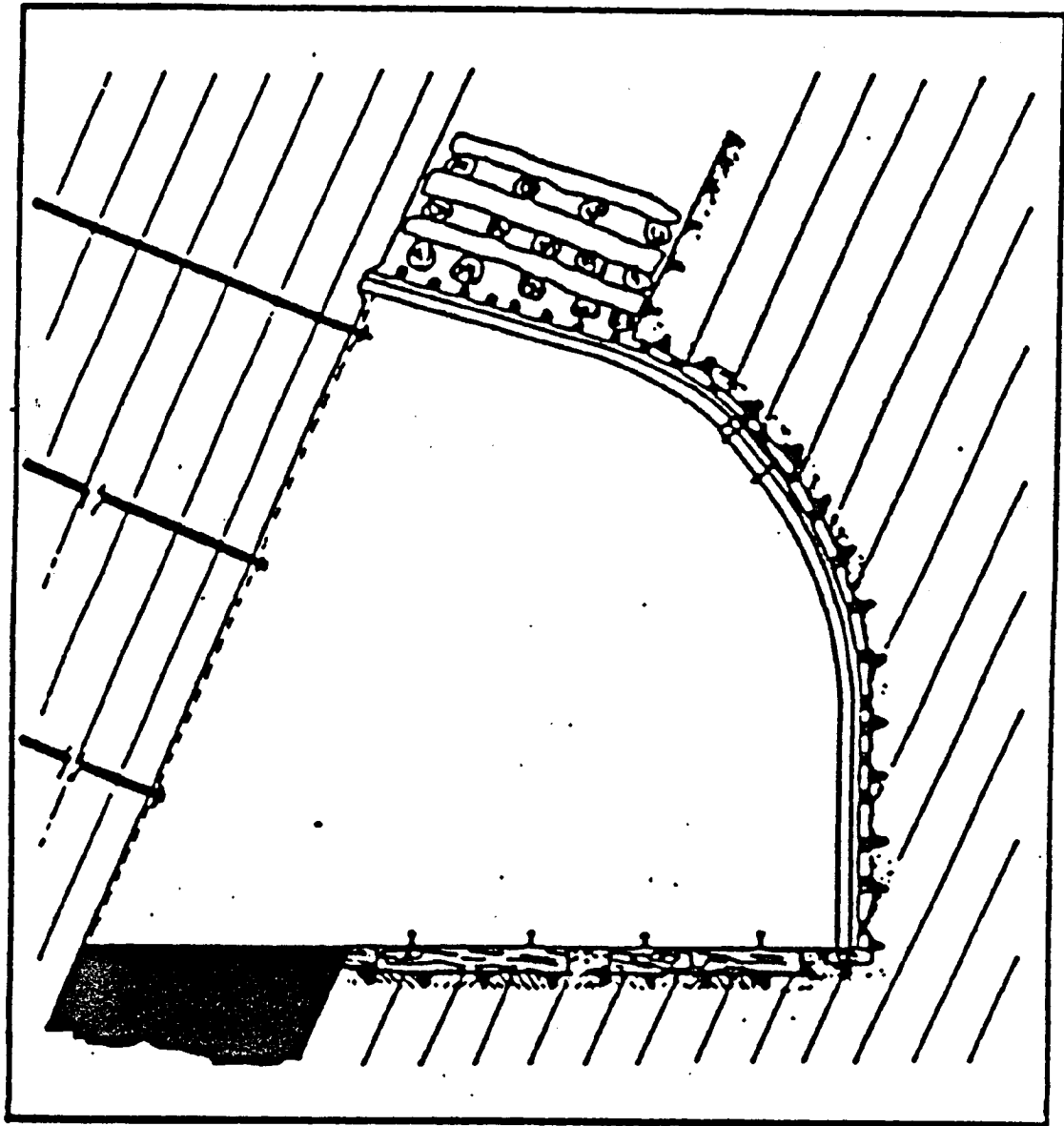


FIG. Nº 77 BULONAJE EN GALERIA EN CAPA CON INCLINACION
SUPERIOR A 35°.

4.2.1.2.3 Obras subterráneas.

El bulonaje es una técnica que se presta muy bien, por su gran versatilidad, al sostenimiento de las obras subterráneas. En muchas ocasiones el bulonaje se asocia al hormigón proyectado que es la esencia operativa del llamado Nuevo Método Austriaco.

Un ejemplo de aplicación de estas técnicas lo constituyen las galerías de infraestructura de la 7ª Planta de Hulleras de Sabero y Anexas, S.A.

Estas galerías tienen una sección de 12 m y están situadas a unos 540 m. de profundidad. Estas galerías están situadas en un macizo rocoso de buena calidad, con un R.M.R. comprendido entre 60 y 75. Se han utilizado bulones de 1,8 m., con un diámetro de 20 mm. colocados con una densidad de 0,85 bulones/m². El sostenimiento se completó con una capa de 10 cm. de hormigón proyectado de 25 MPa de resistencia a compresión simple a los 28 días.

El bulonaje también puede emplearse como sostenimiento integral en las obras subterráneas; un ejemplo de una aplicación de este tipo lo constituye la construcción de la estación de trituración del Pozo Sta. Bárbara en HUNOSA. Esta obra se realizó en pizarras carboníferas a 270 m. de profundidad y se excavaron unos 960 m³ de roca. La excavación se realizó empleando las técnicas de precorte con excelentes resultados. El sostenimiento se realizó exclusivamente con bulones de anclaje repartido con longitudes de 1; 1,6; 1,8 y 2,4 m. y su diámetro era de 22 mm. Los bulones de 1 m. se colocaron exclusivamente en la bóveda de la excavación, con objeto de absorber las tensiones de tracción. Los bulones de longitud superior a 1 m. se colocaron, de acuerdo con el esquema de la Fig. Nº 78, con una densidad de 1 bulón/m. Los trabajos de excavación se iniciaron en Mayo de 1.972 y finalizaron en Junio de 1.973 sin ningún problema, CELADA y RIOS (1.973).

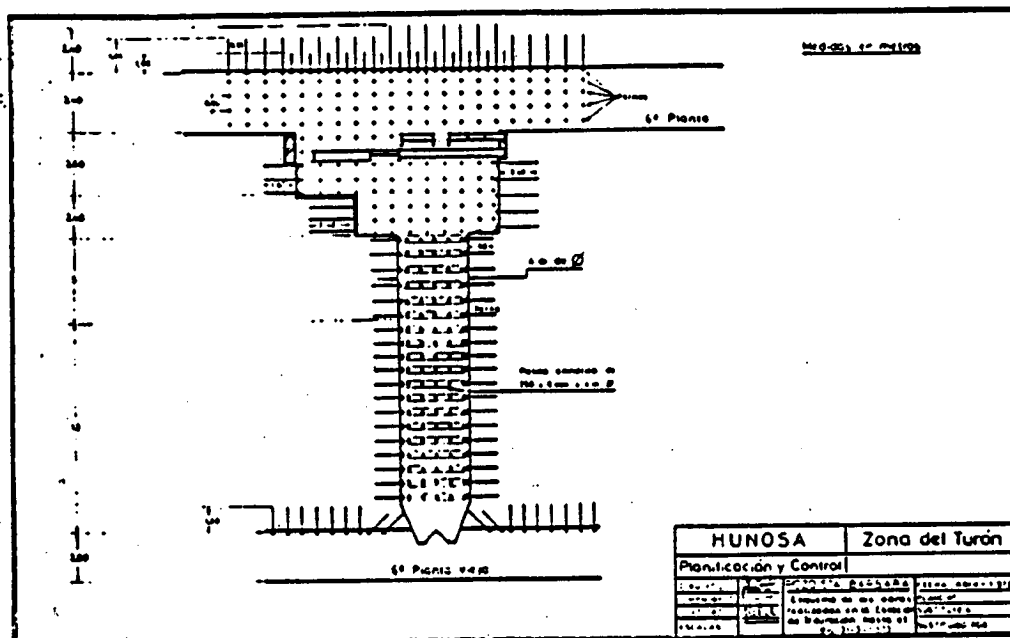


FIG. Nº 78 ESQUEMA DE SOSTENIMIENTO DE LA ESTACION DE TRITURACION DEL POZO STA. BARBARA (HUNOSA).

4.2.2 Realizaciones en terrenos con efectos de fluencia.

Hay algunos macizos rocosos, sobre todo los de rocas evaporíticas y los intensamente tectonizados sometidos a tensiones residuales, en los que las deformaciones no se estabilizan a lo largo del tiempo presentándose fenómenos de fluencia. A pesar de ello en estos terrenos las técnicas del bulonaje y hormigón proyectado también son de aplicación tal como se expone en los dos ejemplos siguientes.

4.2.2.1 Sostenimiento de las galerías profundas de Potasas de Navarra, S.A.

Hasta 1.976 las explotaciones de Potasas de Navarra, S.A. estaban situadas a profundidades inferiores a 500 m. y en esa fecha fue necesario poner en explotación una nueva zona del yacimiento en la que la profundidad superaba los 1.000 m. En esta zona más profunda el comportamiento de las galerías fue problemático ya que éstas sufrían deformaciones muy importantes que obligó a estudiar un nuevo sostenimiento para estas galerías empleándose para ello el método de los elementos finitos.

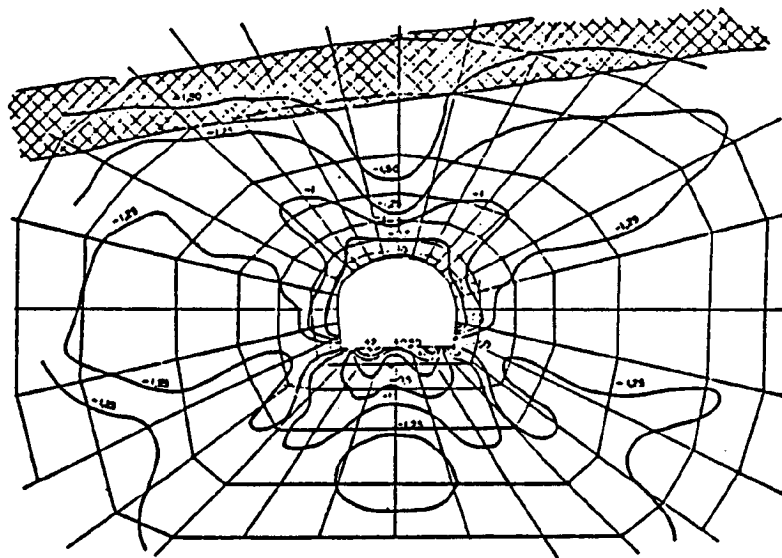


FIG. Nº 79 DISTRIBUCION DE TENSIONES EN LAS GALERIAS PROFUNDAS DE PDN.

La Fig. Nº 79 muestra una vista de una de las galerías trazadas con los nuevos criterios; su sección es de 11 m^2 y está excavada en sal de muro a una profundidad de unos 1.150 m. En su sostenimiento se emplearon bulones de 20 mm. de diámetro y 1,8 m. de longitud, fabricados con acero de 600 MPa de límite elástico. La resistencia de estos pernos era de unos 200 KN y, consecuentemente, se utilizaron placas semiesféricas de 120 x 120 x 6 mm. con una arandela de 6 mm. de espesor para que también fueran capaces de soportar una fuerza de 200 KN. La densidad de bulonaje empleada fue de 1,28 bulones/ m^2 .

En la Fig. Nº 80 se muestra la evolución de las expansiones del techo en la galería de tajo denominada JN-90. En abcisas se muestra la posición del taller en explotación respecto a las secciones de medida y en ordenadas los valores de las expansiones de los distintos niveles del techo que fueron medidas. Puede observarse que hasta el momento del paso del tajo los valores de la expansión no se aproximan a los valores admitidos como límites de seguridad lo cual era muy satisfactorio ya que los tajos avanzaban en retirada.

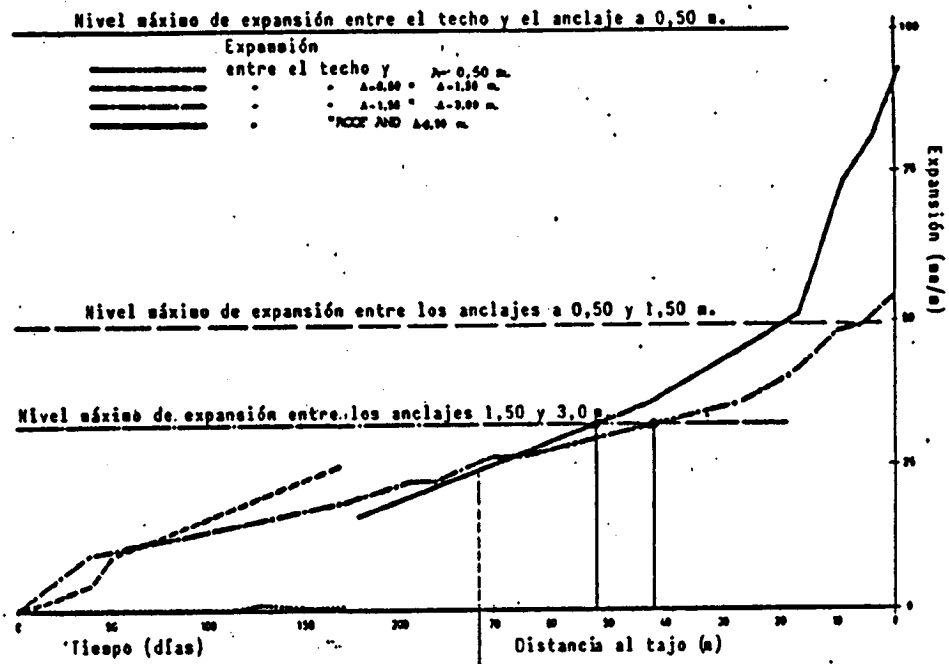


FIG. Nº 80 EVOLUCION DE LAS EXPANSIONES DEL TECHO EN LA GALERIA DE TAJO JN-90. POTASAS DE NAVARRA, S.A.

4.2.2.2 Galerías de 6ª Planta de Hulleras de Sabero y Anexas, S.A.

El yacimiento de Hulleras de Sabero y Anexas, S.A. es sumamente irregular debido a la alta tectonización a que ha estado sometido. Como consecuencia de esto, a pesar de que la profundidad de las explotaciones es de unos 450 m. se producen unas deformaciones muy importantes en las galerías.

El sostenimiento con cuadros metálicos deslizantes tampoco fue una solución aceptable a pesar de las grandes densidades de sostenimiento, superiores a 40 Kg. acero/m excavado, ya que las galerías sufrían también importantes deformaciones, que hacían necesario realizar costosas estajas.

Para resolver el problema del sostenimiento que presentaban estas galerías se realizó un estudio geotécnico de los terrenos con el fin de conocer bien sus características resistentes y poder realizar un diseño adecuado del sostenimiento a emplear. Como resultado de aplicar la clasificación de BIENIAWSKI (1.979) se obtuvo la siguiente distribución de la calidad de los terrenos:

TIPO DE TERRENO	CLASIFICACION SEGUN EL R.M.R.	PROPORCION
BUENO	80 - 61	10%
MEDIO	60 - 41	45%
MALO	40 - 21	45%

Con los datos geotécnicos obtenidos se efectuó un diseño del sostenimiento a base de bulones y hormigón proyectado según la calidad de los terrenos atravesados.

Para controlar la estabilidad de las galerías bulonadas se han aplicado los principios del sistema integrado de control que se ha expuesto antes. Las medidas de convergencia y expansión se han realizado con extensómetros mecánicos y el control de la tensión de los pernos, al tratarse de SPLIT-SET, se ha realizado mediante un gato hidráulico con un adaptador especial para poder extraer los Split-Set.

Con los diseños de sostenimiento que se han llevado a la práctica se ha podido controlar perfectamente la deformación de los terrenos y eliminar los trabajos de conservación en las galerías bulonadas a pesar de que los terrenos están sometidos a un fenómeno de fluencia.

En la Fig. Nº 81 se muestra la evolución de las convergencias en una de las secciones instrumentadas en el transversal 6E3S; puede verse que las deformaciones presentan una velocidad prácticamente constante, que en este caso es de unos 34 $\mu\text{m}/\text{día}$, pero la estabilidad de los terrenos está actualmente garantizada ya que a la velocidad de deformación que se está produciendo, la galería no exigirá trabajos de conservación en los próximos tres años.

4.3 Criterios para la utilización de los sostenimientos activos.

Con objeto de facilitar la utilización de la información contenida en este trabajo sobre las aplicaciones del bulonaje y del hormigón proyectado se han elaborado las 45 preguntas con sus correspondientes respuestas que se relacionan a continuación.

HASTIALES

M. de Sabero
Galería: 6E-3S
Estación: A

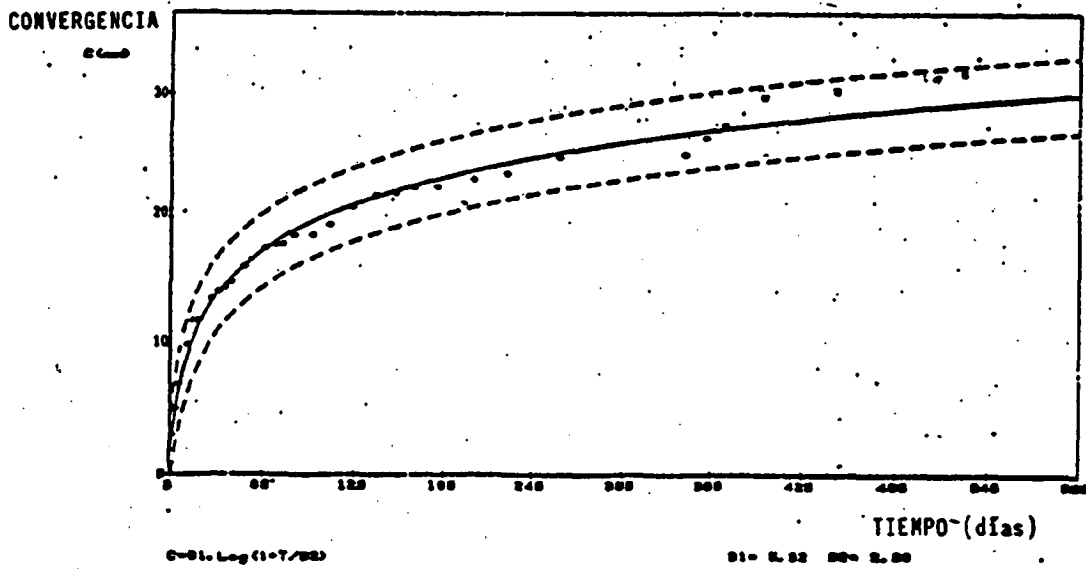


FIG. Nº 81 EVOLUCION DE LA CONVERGENCIA EN EL TRANSVERSAL 6E3S
DEL POZO HERRERA Nº 2.

1.- Cual debe ser la longitud de los bulones a emplear en una excavación dada?

Como regla general la longitud de los bulones a emplear en una excavación debe ser algo mayor que un tercio de la anchura de la excavación. Existen dos excepciones claras: una cuando se desea conseguir un efecto de suspensión ya que en este caso la longitud

de los bulones depende sólo del espesor de los terrenos a suspender. La otra excepción se presenta cuando quiere conseguirse un efecto superficial en un macizo rocoso con comportamiento elástico ya que en este caso los bulones pueden tener menos de 1,5 m. de longitud.

2.- Cual debe ser el diámetro de los pernos de anclaje repartido?

El diámetro de los pernos depende de la fuerza que vaya a resistir cada perno y, por lo tanto, de las características elásticas del acero empleado en su fabricación. Si se usan perfiles corrugados los diámetros normalizados son 16, 20, 25 y 32 mm. Los diámetros más utilizados son los de 20 y 25 mm.

3.- Qué capacidad de alargamiento tiene un perno?

En los pernos de anclaje puntual la capacidad de alargamiento suele ser la cuarta parte del alargamiento de la varilla del perno por lo que para acero con alargamiento del 12%, que es normal, el alargamiento del perno llega a ser del 3% de su longitud.

Los pernos de anclaje repartido normales tienen un alargamiento unas 20 veces menor que los de anclaje puntual, es decir se llega sólo al 0,15% de su longitud.

Los Split-Set son los pernos que mayor capacidad de deslizamiento tienen pues se puede llegar a superar el 30% de su longitud.

4.- Cuál es la fuerza máxima que puede resistir un bulón?

Depende de su diámetro y de la capacidad del acero empleado. Como cifras generales pueden retenerse las siguientes:

Bulones de anclaje puntual: 120 KN.

Bulones de anclaje repartido: 130 KN para \emptyset 16 mm; 190 KN para \emptyset 20 mm. y 380 KN para \emptyset 25 mm.

Split-Set: 120 KN.

5.- Es interesante utilizar aceros de alta resistencia en la fabricación de pernos?

Teóricamente sí, porque al aumentar la resistencia de los pernos se puede disminuir, dentro de ciertos límites, la densidad del bulonaje y se abaratan los costes. Sin embargo en los terrenos que va a sufrir deformaciones importantes, con expansiones superiores al 4%, los pernos hechos con aceros de alta resistencia pueden resultar muy rígidos.

6.- Cuál es el límite elástico normalmente empleado en la fabricación de bulones?

Suele ser de unos 420 MPa.

7.- Que se puede hacer para aumentar la flexibilidad de los bulones de anclaje repartido?

- + Colocar los pernos en taladros cuyo diámetro exceda en más de 8 mm. al de los pernos.
- + Utilizar placas de reparto semiesféricas y deformables.
- + Colocar entre la placa de reparto y el terreno una pieza de madera compresible de unos 40 mm. de grueso.

Con estos artificios se puede lograr, para bulones con longitudes inferiores a 1,5 m., alargamientos de hasta el 5%.

- 8.- Es conveniente rebulonar un terreno en el que los bulones se hayan roto o hayan perforado las placas de reparto?

Si porque se aumenta la resistencia del sostenimiento y se incrementa la posibilidad de controlar la expansión de los terrenos.

- 9.- Qué diámetro de perforación debe utilizarse para bulonar?

Normalmente la diferencia entre el diámetro de perforación y el del perno debe estar comprendida entre 10 y 4 mm. Las coronas de mortero de espesores pequeños abaratan los costes; pero dan pernos rígidos y aumentan la dificultad de colocación.

- 10.- Qué tipos de tela metálica se suele utilizar para recubrir los paramentos?

Cuando se utiliza sólo un sostenimiento a base de bulones lo usual es utilizar tela metálica galvanizada de simple torsión con luces de malla comprendida entre 30 y 50 mm.

Si se utiliza hormigón proyectado la luz de la malla debe ser como mínimo de 100 mm. para disminuir los rebotes. En este caso se suele utilizar malla electrosoldada.

- 11.- Cual debe ser el diámetro del hilo de la tela metálica?

Habitualmente el diámetro del hilo de la tela metálica que se emplea con el bulonaje o el hormigón proyectado suele estar comprendido entre 3 y 5 mm.

12.- Es conveniente realizar ensayos de tracción "in situ".

Es absolutamente imprescindible sobre todo cuando se empieza a utilizar la tecnología del bulonaje en un terreno dado.

13.- Qué porcentaje de pernos colocados deben ser sometidos a ensayos de tracción y hasta que carga se debe llegar?.

Suele ser razonable ensayar entre el 2 y 0,5% de los pernos colocados sometiendolos a una carga equivalente al 60% del límite elástico del perno.

14.- Es conveniente hacer ensayos sobre las placas de reparto?.

Conviene someter a las placas de reparto a un ensayo de compresión con una carga puntual igual a la de trabajo de los pernos que las placas deberán soportar sin perforarse.

15.- Qué equipo debe utilizarse para realizar ensayos de tracción "in situ"?

Puede utilizarse un gato hidráulico, con un taladro longitudinal para permitir el paso del perno, con una capacidad de fuerza de 300 KN. Si se ensayan pernos de anclaje repartido de carrera deberá ser de 100 mm. y si son de anclaje puntual de 200 mm.

16.- Que ocurre cuando la placa de reparto se pierde al ser perforada por el bulón cuando los terrenos se deforman?.

Si se trata de bulones de anclaje puntual el anclaje se pierde totalmente por lo que la situación puede ser grave. Si se trata de bulones de anclaje repartido los bulones mantienen prácticamente su eficacia salvo en el banco más superficial donde pueden presentarse pequeños problemas de inestabilidad.

17.- Es necesario proteger los bulones contra la corrosión?

Si los bulones se destinan al sostenimiento de excavaciones de gran duración, mayor de 7 años, deben protegerse contra la corrosión los bulones de anclaje puntual. Los de anclaje repartido no necesitan protección ya que la corona de resina o mortero se encarga de ello. En caso de terrenos con aguas acidas, como es el caso de algunas minas metálicas, los bulones de anclaje puntual deberán protegerse contra la corrosión incluso en galerías de poca duración.

18.- Cuando debe colocarse el bulonaje?

Si se trata de terrenos con comportamiento elástico o que vayan a sufrir deformaciones inferiores al 3% el bulonaje debe colocarse lo más próximo posible del frente.

Si los terrenos van a sufrir deformaciones importantes, superiores al 3%, será interesante realizar el bulonaje en dos fases. En el frente se colocarán los bulones imprescindibles para garantizar la seguridad del personal mientras que el resto se colocará a unos 20-40 m. detrás del frente para estabilizar el terreno una vez que se hayan producido las deformaciones más importantes.

19.- Es necesario tensar los bulones una vez colocados?

En los pernos de anclaje puntual es absolutamente necesario, pero en los de anclaje repartido no lo es, aunque puede resultar beneficioso si el primer banco del techo está muy fisurado y puede degradarse. En cualquier caso no conviene dar una fuerza que supere el 50% de la carga de rotura del perno.

20.- En que tipos de roca se puede utilizar el bulonaje?

Prácticamente el bulonaje se puede utilizar en cualquier tipo de roca que tenga una mínima cohesión. Se excluyen por esta razón las zonas de falla muy fracturadas y milonitizados.

21.- Cuál debe ser la resistencia mínima de una roca para que se pueda utilizar el bulonaje en ella?

Con carácter general se puede indicar que para poder garantizar el trabajo de los bulones las rocas deben tener una resistencia a compresión simple mínima de 10 MPa si se van a utilizar pernos de anclaje repartido y de 30 MPa si son pernos de anclaje puntual.

22.- Cual es el límite de calidad de los macizos rocosos para poder utilizar en ellos el bulonaje como único elemento de sostenimiento.

Para galerías y excavaciones hasta 6 m. de ancho la experiencia adquirida indica que puede ser sostenido, exclusivamente con bulones, un macizo rocoso que tenga una calificación según el RMR de Bieniawski superior o igual a 30.

23.- Cuando es imprescindible colocar tela metálica en una galería bulonada?

Siempre que en el perímetro de la galería se supera el criterio de rotura establecido para las rocas será necesario utilizar tela metálica. En caso contrario bastará con un buen saneo.

Como criterio de rotura simple y conservador basta con comparar la resistencia a compresión simple de la roca intacta con el triple valor de la presión vertical debida al peso de los terrenos de recubrimiento.

24.- Como influye la fracturación de los terrenos sobre el bulonaje?

Cuando la separación de las discontinuidades principales es menor que $B/200$, siendo B la anchura de la excavación, el bulonaje puede resultar problemático de utilizar como unico elemento de sostenimiento.

25.- Como influye la fracturación de los terrenos sobre la necesidad de utilizar tela metálica?

En general se puede afirmar que si el espaciado de la fracturación es menor que $B/30$, siendo B la anchura de la excavación, suele ser imprescindible colocar tela metálica.

26.- Como se deben interpretar las medidas de convergencia en una galería bulonada para estimar su estabilidad?

La convergencia de una galería no es un factor que decida por sí mismo sobre la estabilidad de una galería pero resulta muy útil para seguir la evolución del proceso de relajación de tensiones alrededor de la galería.

Una aceleración de convergencia negativa indica que el proceso tiende a estabilizarse. Si la aceleración es positiva probablemente se producirá una desestabilización. Por último una aceleración nula, con velocidad constante de convergencia, indica que la excavación es estable a corto plazo pero inestable con el paso del tiempo.

27.- Como pueden interpretarse las medidas de tensión sobre los bulones?

Normalmente las medidas de tensión sobre los bulones se efectúan mediante células de carga colocadas contra el terreno en el extemo libre del perno. Cuando estas células indiquen una carga próxima al límite elástico de los pernos deberá reforzarse el bulonaje colocando nuevos bulones o incluso utilizando un sostenimiento portante.

28.- Cuando una galería bulonada tiende a la inestabilidad que operaciones de refuerzo pueden realizarse?.

Por orden de prioridad y operatividad el refuerzo de una galería bulonada que tiende a la inestabilidad puede realizarse mediante las siguientes acciones:

- Aumentando la densidad de bulonaje.
- Aumentado la longitud de los bulones.
- Bulonandó los paramentos.
- Utilizando hormigón proyectado o un sostenimiento portante.

29.- Como deben evolucionar las expansiones en los distintos niveles de techo para que una galería bulonada tienda a la estabilidad?.

En general, en una galería que tienda a la estabilización la expansión del terreno situado en el metro siguiente al nivel donde llegan los bulones debe ser, como máximo, del orden de la décima parte de la expansión del terreno en el primer metro del techo bulonado.

30.- Cada manto debe colocarse una estación de medida de convergencia?.

En fase de ensayo debería colocarse una estación de convergencia al menos cada 50 m. de galería. Cuando el bulonaje sea un método habitual de sostenimiento las estaciones de convergencia pueden colocarse cada 200 m. de galería.

Con objeto de poder contrastar la validez de las medidas de convergencia es recomendable duplicar las estaciones, colocandolas por parejas y con una separación inferior a 10 m.

31.- Cuantos puntos de medida deben colocarse en una estación de convergencia?

Como mínimo en una estación de medida de convergencia deben colocarse dos puntos de referencia aunque es preferible colocar cuatro para poder hacer mediciones de convergencia horizontal y vertical.

En las galerías en roca puede medirse la convergencia horizontal, porque resulta más cómodo y es igual de significativa que la vertical, pero en las galerías en capa una medición deberá corresponder a la dirección perpendicular a la estratificación.

32.- Cada cuanto debe colocarse una estación de medida de expansión?

En fase de ensayo se debe colocar una estación de medida de expansión cada 150 m. en cada tramo en el que se modifique sustancialmente el esquema de bulonaje.

En marcha normal las estaciones de expansión pueden colocarse cada 300 m.

33.- Cuantos puntos de medida debe tener una estación de expansión?

Si L es la longitud de los bulones que se han utilizado la estación de expansión debe tener como mínimo una longitud de $2L$ y además del anclaje de boca, debe tener puntos de referencia situados a profundidades $L/2$; L y $2L$.

34.- Cuantos bulones deben equiparse con células de carga?

En fase de ensayo deberán colocarse células de carga en el 1% de los bulones colocados. En fase de utilización normal este índice puede estar comprendido entre el 0,1% y el 0,05%.

35.- Cuando debe colocarse el hormigón proyectado?

Si esta previsto colocar una capa delgada de hormigón proyectado, menos de 6 cm., lógicamente el macizo rocoso tendrá una deformación pequeña, menor del 3%, y en este caso el hormigón proyectado deberá colocarse a unos 20-30 m. por detrás del frente.

Si el macizo rocoso va a sufrir fuertes deformaciones y está previsto colocar una gruesa capa de hormigón proyectado debe hacerse una primera proyección, con 2 o 3 cm. de espesor, en el mismo día del avance y recrecer el hormigón por detrás del frente cuando se hayan producido las deformaciones más importantes.

36.- Como puede controlarse la ejecución del hormigón proyectado?

Diariamente debe controlarse el espesor del hormigón proyectado realizando mediante un taladro de mano.

Cada 100 m³ de hormigón debe tomarse muestras de hormigón para hacer ensayos en el laboratorio.

Semanalmente debe calcularse el índice de rebote medios refiriendo el volumen realmente proyectado al volumen de hormigón suministrado.

37.- Como debe controlarse la ejecución del hormigón proyectado?

Debe controlarse certificando por m³ de hormigón proyectado según secciones y espesores definidos en los planos. Conviene que el contratista que realice la proyección del hormigón sea el mismo que realice la excavación ya que así se minimizarán los problemas de sobreexcavaciones.

En el contrato deberá definirse un índice de rebote máximo y la resistencia que debe alcanzar el hormigón proyectado a 1 y 7 días.

38.- Cuales son los índices de rebote habitualmente admitidos?

Habitualmente se suelen admitir los siguientes índices de rebote según el tipo de superficie sobre la que se proyecta:

Pisos o losas	5 - 10%
Paramentos inclinados	15 - 18%
Paramentos verticales	15 - 25%
Bovedas y techos	20 - 50%

Por término medio un índice de rebote del 20% se debe considerar satisfactorio.

39.- Cada cuanto deben realizarse las medidas de control?

Las medidas de control sobre estaciones de convergencia, expansión o sobre células de carga deben realizarse diariamente durante la primera semana después de su colocación, disminuyendo la frecuencia de medición hasta efectuar una medida mensual cuando el proceso se vaya amortiguando.

Si se producen incrementos notables en alguna magnitud medida, por ejemplo debido al acercamiento de una explotación, debe aumentarse la frecuencia de las mediciones.

40.- Que efectos resistentes se puede conseguir con el bulonaje?

Fundamentalmente el bulonaje permite realizar las siguientes acciones de refuerzo:

- * Suspensión de rocas débiles de otras competentes.
- * Aumento de la resistencia al corte en el movimiento de bloques de rocas.
- * Creación de arcos de roca que trabajan a compresión.
- * Rigidificación de vigas resistentes en medios fisurados.
- * Incremento en el confinamiento de los terrenos alrededor de las excavaciones.

41.- Como debe calcularse el bulonaje?

En primer lugar hay que definir bien el efecto que quiere conseguirse con el bulonaje en el sostenimiento de cada excavación y, de acuerdo con esto, escoger el programa de cálculo más adecuado.

En el caso más general, sobre todo si se utilizan bulones y hormigón proyectado, se recomienda utilizar el método de las curvas características.

42.- Cuando se trate de lograr un efecto de suspensión que tipo de bulones son más recomendables?

Al suspender un estrato poco competente de otro más resistente el bulonaje sólo debe aportar una fuerza que contrarreste el peso de los terrenos suspendidos. Como se trata de que estos se muevan lo menos posible es conveniente utilizar pernos muy rígidos. En estos casos se recomienda utilizar pernos de anclaje repartido con una corona de mortero lo más pequeña posible.

43.- Como puede disminuirse el riesgo de pandeo en rocas sedimentarias, blandas y finamente estratificadas?

Con la utilización del bulonaje se disminuye drásticamente la luz de pandeo de los estratos y, en casos críticos, se pueden utilizar además placas de reparto de grandes dimensiones.

44.- Como puede determinarse la longitud necesaria de los bulones para lograr suspender la roca plastificada alrededor de una galería de los terrenos más profundos con comportamiento elástico?

Teóricamente calculando el radio de plastificación de los terrenos y en base a él calcular el bulonaje para conseguir el efecto de suspensión de los terrenos plastificados.

Prácticamente se pueden realizar medidas de expansión en el techo, colocando puntos de referencia cada 30 - 40 cm., para determinar el límite de la zona de plastificación que normalmente estará a menos de 1,5 m. de profundidad. Con este dato se puede calcular el bulonaje como efecto de suspensión.

45.- Como se pueden situar en el espacio los bulones una vez que se ha definido su longitud y la densidad de bulonaje?

En general se puede utilizar el concepto de volumen de influencia de un bulón que está definido por la intersección de dos semiconos, con ángulo en el vértice de 90°. Estos dos semiconos, en un plano, están definidos por un cuadrado cuya diagonal es precisamente la longitud anclada del bulón.

Para que el bulonaje sea efectivo conviene que los conos de influencia de cada bulón se intersecten con los de los adyacentes.

5.- CONCLUSIONES.

En este trabajo se ha presentado detalladamente el estado actual de conocimientos en materia de bulonaje y hormigón proyectado que son dos técnicas de sostenimiento muy utilizadas en los últimos años porque permiten aprovechar la capacidad resistente del macizo rocoso como un elemento más de sostenimiento.

Se han expuesto de forma sistemática las posibilidades que ofrece la tecnología actual referente a la utilización del bulonaje y hormigón proyectado como elementos de sostenimiento en galerías de mina y excavaciones subterráneas.

Se ha dedicado una especial atención a las posibilidades de utilización de estas técnicas a la luz de los más modernos conceptos sobre el sostenimiento y se han puesto a punto cinco programas de cálculo por ordenador que permiten realizar, de forma sencilla y precisa, el diseño de los esquemas de sostenimiento a base de hormigón proyectado y bulonaje.

También se ha prestado especial atención a la metodología de control del bulonaje y hormigón proyectado con objeto de garantizar la máxima seguridad en las aplicaciones de estas técnicas. Para ello se ha puesto a punto un sistema integrado de control que incluye los criterios necesarios para la supervisión del sostenimiento a base de hormigón proyectado y bulonaje y un programa de ordenador para realizar la previsión de la convergencia que sufre una excavación a lo largo del tiempo en que es utilizada.

Para conocer la situación actual de la minería española en materia de utilización de sostenimientos activos se ha efectuado una encuesta técnica en las principales empresas mineras españolas cuyos resultados, una vez analizados, han servido para establecer las condiciones de aplicación de estas técnicas en la minería española.

La amplia información, teórica y práctica, firmemente engarzada con la realidad de la minería española será un punto de partida firme que permitirá progresar en la utilización de las técnicas de sostenimientos activos con lo que se mejorarán los costes y las condiciones de seguridad en la conservación de las galerías y excavaciones subterráneas en España.

6.- BIBLIOGRAFIA.

* A.F.T.E.S.

Texte provisoire des recommandations sur la mise en oeuvre du beton projeté dans les travaux Souterraines.

Tunnels et Travaux Souterraines. Jul. 1.979

* AYALA CARCEDO, F.J.; CASTANEDO NAVARRO, J.; CELADA TAMAMES, B.; JUAREZ FERRERAS, R.; RODRIGUEZ ORTIZ, J.M^a.

Modelización estructural del comportamiento de galerías de minas de carbón en yacimientos tumbados a partir de ensayos "in situ" y medidas de deformación.

VII Simposio Nacional. Sociedad Española de Mecánica de Rocas.
Madrid, Diciembre 1.984.

* BALLIVI, G.; MARTIN, A.

The dimensionning of grouted anchors.

Symposium on Rock Bolting. Abisko 28 Ag.-2 Sep. 1.983

* BARTON, N.

The shear strenght of rock an rock joints.

International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
Pergamon Press, 1.976, Vol. 13 pg. 225/279.

- * BARTON, N.; BAKHTAR, K.
Bolt design based on shear strength
Symposium on Rock Bolting. Abisko 18 Sep - 2 Sep 1.983

- * BIENIAWSKI, Z.T.
Estimación de la resistencia de las rocas.
Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy.
Marzo 1.974.

- * CAMINO LLERANDI, M.J.; CELADA TAMAMES, B.; VALMASEDA LOZANO, E.
Aplicación de nuevas técnicas de sostenimiento a galerías con grandes deformaciones.
VII Congreso Internacional de Minería y Metalurgica.
Barcelona, Mayo 1.984.

- * CARRASCO, J.; CELADA, B.; VALCARCE, A.
Recientes experiencias de un tajo largo totalmente mecanizado con producción media de 2.000 t/día.
Aplicación de estudios de Mecánica de Rocas e innovaciones tecnológicas en mecanización.
IX CONGRESO MUNDIAL DE MINERIA.
Dusseldorf. Mayo 1.976

- * CARRASCO, J.; CELADA, B.; OLMO, C.; VALCARCE, A.
Explotación por tajo largo a gran profundidad.
X CONGRESO MUNDIAL DE MINERIA.
Turkia, Septiembre 1.979

- * CARRASCO, J.; CELADA, B.; OLMO, C.; VALCARCE, A.
Recientes experiencias sobre la explotación por tajo largo a gran profundidad.
VI JORNADAS MINERO-METALURGICAS.
Cartagena, Septiembre 1.980

- * CELADA, B.
Tecnología del bulonaje. Estudio particular del bulonaje a la resina.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE MINAS
Oviedo 1.970. 3 Tomos.

- * CELADA, B.; FELGUEROSO, J.M.F.
Aplicación del bulonaje a la minería astuariana
IV JORNADAS MINERO-METALURGICA
Cartagena, Mayo 1.971

- * CELADA, B.
Aplicaciones del bulonaje a la resina.
HULLA nº 28
Oviedo, Noviembre 1.972

- * CELADA, B.; FELGUEROSO, J.M.F.
Ensayo de mejora de las condiciones de conservación de una galería por
medio del bulonaje a la resina.
INDUSTRIA MINERA, Junio-Julio 1.973.

- * CELADA, B.; FUENTE, A.M.
Estudio de la influencia de la superficie de los pernos anclados con resina
sobre su comportamiento dinámico.
ROCAS Y MINERALES, Noviembre 1.973

- * CELADA, B.; RIOS, J.
Realización de las voladuras de contorno en los terrenos carboníferos.
ROCAS Y MINERALES, Noviembre 1.973.

- * CELADA, B.; FELGUEROSO, J.M.F.; PACHECO, D.
Investigación sobre las aplicaciones del bulonaje a la resina en HUNOSA.
V JORNADA MINERO-METALURGICAS, Bilbao 1.975

- * CELADA, B.
El bulonaje de las galerías en Potasas de Navarra.
POTASAS DE NAVARRA, S.A. Marzo 1.976

- * CELADA, B.
Determinación de un sistema de control sobre la eficacia del bulonaje en galerías.
Tesis Doctoral.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE MINAS.
Oviedo, Agosto 1.977. 3 Tomos.

- * CELADA, B.; OLMO, C.; VALCARCE, A.
Medida de deformaciones plásticas de galerías a gran profundidad.
VI JORNADAS MINERO-METALURGICAS.
Cartagena, Septiembre 1.980.

- * CELADA TAMAMES, B.
II Curso de sostenimientos activos en galerías y túneles.
Fundación Gómez-Pardo.
Madrid, 24-28 Noviembre 1.980.

- * CELADA, B.
Sostenimiento de galerías: control del bulonaje.
Simposio sobre Uso Industrial de Subsuelo. (SUIS).
Madrid 7-9, Abril 1.981

- * CELADA, B.
Modernos principios para el sostenimiento de galerías.
Simposio sobre Uso Industrial del Subsuelo (SUIS)
Madrid, 7 Abril 1.981

- * CELADA, B.
Aplicación de las clasificaciones geomecánicas al diseño del sostenimiento de galerías de mina.
Tecniterrae, Abril-Mayo 1.982

- * CELADA TAMAMES, B.; DEL OLMO ALONSO, C.; MORENO TALLON, E.
 Ensayo de cargas de cemento como anclaje para el sostenimiento de galerías y túneles.
 Rocas y Minerales. Madrid, Noviembre 1.982

- * CELADA TAMAMES, B.
 Refuerzo de taludes: bulonaje.
 Sociedad Española de Mecánica de Rocas.
 VII Simposio Nacional Obras de Superficie de Mecánica de Rocas. Ponencia de la Sección Informativa.
 Madrid, 9-10 Diciembre 1.982

- * CELADA TAMAMES, B.
 Concepto del sostenimiento en obras subterráneas.
 E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
 Universidad Politécnica de Barcelona, 20 Mayo 1.983

- * CELADA TAMAMES, B.
 Fourteen years of experience on rock bolting in Spain.
 International Symposium on Rock Bolting.
 Abisko, 28 Ag. - 2 Sept. 1.983

- * CELADA TAMAMES, B.
 15 años de experiencia en bulonaje en España.
 VII Congreso Internacional de Minería y Metalurgia
 Barcelona, Mayo 1.984

- * CELADA TAMAMES, B.; GUTIERREZ PEINADOR, V.
 Criterios para el diseño del sostenimiento de las galerías en capa de la Cuenca del Nalón (HUNOSA).
 VII Simposio Nacional. Sociedad Española de Mecánica de Rocas.
 Madrid, Diciembre 1.984

- * CORDEL, R.
Predecoupage et beton projete dans les ouvrages souterrains de L'Arc-Moyen
Revue de L'Industrie Minerale, Marzo 1.972

- * DEJEAN, M.; RAFFOUX, J.F.
Choix des parametres d'un soutenelement par boulonnage
Revue de l'Industrie Minerale, DOC. SIM B-5 Oct. 1.978

- * DEJEAN, M.J.P.; RAFFOUX, J.F.; PIGUET, J.P.
Rock bolting in France. A keynote lecture.
Symposium on Rock Bolting. Abisko 28 Ag. - 2 Sep. 1.983

- * DUDEK, J.; GALCZYNSKI, S.
Clasificación de los macizos rocosos a partir del coeficiente de resistencia de las rocas.
Tecniterrae, Abril 1.984

- * FRANKLIN, J.A.; WOOLDFIELD, P.F.
Comparison of a polyester resin and a mechanical rockbolt anchor.
Trans. Inst. Min. Metall. London, Vol. 80, Section A, Bulletin 776, 1.971

- * GALZYNSKI, S.; DUDEK, J.
Optimierung des Ausbanes in unter agen hohlräumen
Beispiel: Ankerausbau.
Rock Mechanics, Supl. 7, 249-265 (1.978)

- * GAZIEV, E.G.; LAPIN, L.V.
Passive anchor reaction to shearing stress in a rock joint.
International Symposium on Rock Bolting. Abisko (Suecia) Ag-Sep. 1.983

- * GERDEEN, J.C.; SNYDER, V.W.; VIEGELAHN, G.L.; PARKER, J.
Design criteria for roof bolting plans using fully resin grouted nontensioned bolts to reinforce bedded mine roof.
U.S. Bureau of Mines O.F.R. 46(5) - 80.

- * GERRARD; CH.
Rock bolting in theory. A keynote lecture.
Symposium on Rock Bolting. Abisko 28 Ag. - 2 Sep. 1.983

- * HAHN, T.; HOLMGREN, J.
Adhesion of shotcrete to various types of rock surfaces
IV International Congress of I.S.R.M. Montreux 1.979

- * HOEK, E.; BROWN, E.T.
Empirical Strength Criterion for Rock Masses.
Journal of Geotechnical Engineering División ASCE.
GT9, Sep. 1.980

- * HOEK, E.; BROWN, E.T.
Underground Excavations in Rock.
The Institution of Mining and Metallurgy. London 1.980

- * JEFFREY, R.G.Jr.; DAEMEN, JAAK J.
Analysis of rock bolt reinforcement of layered rock using beam equations.
Symposium on Rock Bolting. Abisko 28 Ag. - 2 Sep. 1.983

- * JURCENKO, I.A.
Relaciones entre la longitud de los bulones de anclaje y su longitud de implantación.
Gornyj Zurnal, Moscú, Agosto 1.972

- * KONOPCO, V.; VACHA, R.
Przycznek do badan parametrow pracy kobwi.
Biuletyn Glownego Instytutu gornictwa. N° 1 Katowice 1.966

- * LARSSON, H.; OLOFSSON, T.
Bolt action in jointed rock
Symposium on Rock Bolting. Abisko 28 Ag. - 2 Sep. 1.983

- * LINDER, R.
El hormigón proyectado como sostenimiento de huecos.
Die Bautechnik, 1.963, N° 10

- * MATHIS, R.
Máquinas para hormigón proyectado.
Jornadas Técnicas sobre Hormigón Proyectado.
Madrid, 22-23 Marzo 1.983

- * MATSUO, S.; KENNOCHI, S.
Improvements in shot creting.
Water Power Dic. 1.981

- * NOCKE, W.
Sostenimiento por bulonaje y hormigón proyectado en las galerías en roca
de las minas de carbón.
Gluckauf 1.978, N° 4.

- * PANET, M.
Mecanique des Roches appliquées aux ouvrages du Genie Civil. Laboratoire
Central del Ponts en Chaussees, Paris 1.977

- * RIVAS, J.L.
Aplicaciones del hormigón proyectado.
Jornadas Técnicas sobre Hormigón Proyectado.
Madrid, 22-23 Marzo 1.983

- * ROMANA RUIZ, M.
Tensiones y deformaciones entorno a un túnel circular.
Curso sobre métodos de excavación de túneles en roca.
E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Valencia, Junio 1.984

- * RUFFERT, G.
Las perspectivas del hormigón proyectado en la minería de interior.
Glauckauf, 1.976, Nº 21

- * SAKURAI, S.
Displacement measurement associated with the design of underground openings
International Symposium on Field Measurements in Geomechanics.
Zurich, Sep. 1.983

- * SCHWAB, P.N.
An elasticity and finite element study of the fully-grouted resin roofbolt
under transverse loading.
M.S. Thesis. Michigan Technological University.
Houghton, Michigan 1.976

- * SCHACH, R.; GARSHOL, K.; HEITZEN, A.
Rock Bolting. A Practical Handbook.
Pargamon Press, London 1.979

- * SINHA, R.S.; SCHOEMAN, K.D.
Rock tunnels and rock reinforcement
Symposium on Rock Bolting. Abisko 28 Ag. - 2 Sep. 1.983

- * SINGH, B.; FAIRHURST, C.; CHRISTIANO, P.P.
Computer simulation of laminated roof reinforced with grouted bolts.
Symposium on Rock Mechanics and Tunnelling Problems.
Indian Geotechnical Society, Kurukshetra, Haryana, India, Dic. 1.973

- * VANDEWALLE, IR.M.
Hormigón proyectado reforzado con fibras de acero.
Curso sobre revestimiento de túneles en roca.
Valencia, Junio 1.982

- * WILSON, A.H.
Effet des zones de deformation plastique sur la maitrise de la tenue des
terrains.
6eme Conference Internationale sur les pressions de terrains Banff.
Canadá Sep. 1.977

- * WULLSCH LAGER, D.; NATAUO.
Studies of the composite system of rock mass and non-prestressed grouted
rock bolts.
Symposium on Rock Bolting. Abisko 28 Ag. - 2 Sep. 1.983

Madrid, Diciembre 1.984
