

1ej  
1A.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
E.N.E.P. "ACATLAN"

Ademado en Túneles Excavados en Roca a Base de Marcos Metálicos y Concreto Lanzado

DONADO POR D. G. B. - B. C.

T E S I S  
Que para obtener el título de:  
INGENIERO CIVIL  
p r e s e n t a :  
JOSE LUIS ALVAREZ HERNANDEZ

Santa Cruz Acatlán, Edo. de Méx.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

1988



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

# I N D I C E

## ADEMADO EN TUNELES EXCAVADOS EN ROCA A BASE DE MARCOS METALICOS Y CONCRETO LANZADO

	PAG
INTRODUCCION	1
Estudios para Túneles.	2
<b>I. TIPOS DE ADEME</b>	
Generalidades	4
Ademe Primario	5
Ademe Permanente	5
Marcos Metálicos	6
Concreto Lanzado	6
Anclas	7
Concreto Hidráulico	9
Concreto Lanzado con Fibras de Refuerzo	11
<b>II. CRITERIOS PARA LA ELECCION DEL ADEME</b>	
Generalidades	15
Teoría Elástica	16
Teoría Plástica	20
Método de Terzaghi	25

Método de Protodiakonov	29
Método del Índice de Calidad de la Roca (RQD)	33
Método de Bartón	39
NATM (Nuevo Método Austriaco en Túneles)	47
Ejecución del Proyecto	61
<b>III. ADEME A BASE DE MARCOS METALICOS Y CONCRETO LANZADO</b>	
Generalidades	72
Marcos Metálicos	73
Colocación de Marcos	86
Concreto Lanzado	88
Procesos de Concreto Lanzado	93
Materiales	96
Equipo	98
Método del Robot	102
<b>IV. RECOMENDACIONES</b>	
Generalidades	108
Consideración de Métodos	108
Comparación entre Sistemas de Soporte	117
Propiedades del Concreto Lanzado	118
Consideración entre Sistemas de Soporte	119
Conclusiones	121
BIBLIOGRAFIA	124

## I N T R O D U C C I O N

Los recientes progresos realizados en la construcción de Túneles y - el desarrollo de las nuevas técnicas se explican en gran parte, por el -- hecho de que el ingeniero ha tomado conciencia de la importancia que tie- na la ingeniería en obras subterráneas, ya que en el futuro la conducción de fluidos, transporte de carga y servicios de almacenamiento tendrá que- ser obras subterráneas, quizá en sitios donde las características de las rocas o suelos no son las ideales, ya que el estudio de un túnel viene de terminando por las exigencias del trazo y la naturaleza geológica y geome- cánica del macizo que debe atravesarse; a fin de elegir los medios adecua- dos de construcción.

Los problemas que se originan son los relacionados con los aspectos- que determinan la formulación de las hipótesis de cálculo; es decir, las- distintas características y condiciones del macizo y las correspondientes modalidades constructivas de excavación así como el diseño y tipo del re- vestimiento.

El objetivo a alcanzar en este trabajo, será la descripción de los - principales métodos para el cálculo del revestimiento principalmente en - masas rocosas a base de concreto lanzado y marcos metálicos en base a la- información previa que permita determinar las características y condicio-

nes existentes del subsuelo para poder así elegir el tipo de ademe.

#### ESTUDIOS PARA TUNELES

Los estudios para túneles constituyen una especialización entre los estudios de geotécnica dada la naturaleza de la obra a construir y la magnitud de factores de índole tanto geológica como física que hay que determinar antes de iniciar la construcción y que si continúan investigando durante el transcurso de ella.

En general la investigación se inicia con un levantamiento geológico superficial de detalle a lo largo del trazo del túnel, para determinar la naturaleza de las rocas existentes y la posible presencia de fallas y - - otras estructuras geológicas, dicho levantamiento se usa para la construcción de una sección geológica que incluya el trazo del túnel y las condiciones geológicas y estructurales que con toda probabilidad se encontrarán al efectuarse la obra.

En base a la sección geológica se programan exploraciones con recuperación de muestras a lo largo del eje del túnel, cuya finalidad es la siguiente:

- Determinar las condiciones físicas de las rocas del subsuelo,
- Detectar la presencia de grietas, fallas y algún otro accidente geológico similar que suponga problemas durante la construcción.
- Conocer la profundidad del manto freático y si los niveles de as-

te son superiores o inferiores a la rasante del túnel.

- Determinar cambios Lito-estratigráficos en el subsuelo.
- Conocer los grados de alteración de las rocas en el subsuelo.
- Someter las muestras extraídas a pruebas de laboratorio.

Los estudios efectuados tienden a evitar en lo posible la presentación de imprevistos durante la excavación del túnel, principalmente si se rá excavado en ausencia de agua.

Las pruebas se complementarán con la detonación de explosivos con di versos tipos de potencia, y en diferentes tipos de siembra a fin de encon trar por vía experimental el mayor avance, el menor peligro, etc.

Todo tiende a determinar la duda más importante en la construcción - del túnel; si será o no necesario ademararlo, el tipo y forma del ademe ya sea durante su construcción o su terminación.

Las pruebas de laboratorio que se efectúan a las muestras extraídas durante un estudio para construcción de un túnel son sometidas a diferentes pruebas. Siendo las principales:

1. Pruebas de comportamiento a diversos esfuerzos.
2. Pruebas de deformación por sometimiento a compresiones prolongadas.
3. Pruebas por solubilidad por sumersión en líquidos.

Estas pruebas son complementadas con otras de índole muy diversos se gún sea el fin a que se destine el túnel.

## I. TIPOS DE ADEME

### GENERALIDADES.

El ademado es la operación que consiste en evitar al máximo la nefasta descompresión que sufren los terrenos en las proximidades de la excavación. Esta descompresión interna se acompaña del efecto de una dilatación y de una caída irremediable de las características mecánicas del medio a un punto tal que en un terreno descompresionado, la estabilidad del conjunto solo puede ser asegurada por medio de un sistema de ademado que asegure la sustentación y por lo tanto la seguridad de la obra.

Las características que debe de cumplir un soporte son:

- El soporte debe de ser compatible con los métodos de construcción
- Mantener el túnel abierto y estable a fin de permitir el desarrollo de las actividades correspondientes a su construcción y funcionamiento.
- El diseño debe de ser tal que se obtenga la mayor ventaja de su resistencia, por ello el soporte debe de ser simultáneamente tan flexible que permita a los bloques de la masa rocosa un desplazamiento tal que induzca el arqueo y tan resistente que soporte toda la carga que la roca transmita pero sin rebasar su límite de fluencia.

En base a las cargas y tipos de fallas existentes en el macizo por -

el cual atravesará el túnel se tienen los siguientes tipos de ademe:

- Primario
- Permanente
- Marcos metálicos
- Concreto lanzado
- Anclas
- Concreto hidráulico
- Concreto lanzado con fibra de refuerzo

#### Ademe Primario.

El túnel en roca firme puede quedar sin revestir, pero en muchos tipos de terrenos demasiado frágiles es necesario el ademado; la función del ademe primario es mantener la estabilidad de la excavación durante la construcción.

Los soportes primarios generalmente consisten en marcos y forros de madera y se quitan antes de colocar el revestimiento definitivo.

#### Ademe Permanente.

El ademe permanente es aquel en el cual se da el acabado y protección final a la excavación.

Los soportes permanentes o definitivos se dejan en su lugar y generalmente se ahogan en concreto.

Los principales soportes permanentes consisten en: marcos metálicos,

(acero), forros de lámina de acero o una combinación de los dos.

#### Marcos Metálicos.

Los marcos metálicos corresponden al ademado permanente o definitivo, cuyo fin es estabilizar y soportar los grandes bloques de material cuyo soporte natural se haya quitado al excavar el túnel.

El tamaño necesario y la separación de los soportes depende de las características de la roca y del tamaño del túnel a excavar. Generalmente en túneles de gran sección transversal el ademe metálico es más económico por su facilidad en la colocación.

#### Concreto Lanzado.

Este es un sistema empleado principalmente como soporte temporal en excavaciones sobre terrenos inestables, debido a la poca uniformidad en los espesores y la rugosidad en la superficie a la cual es proyectado neumáticamente a gran velocidad. La fuerza con la cual el chorro es impulsado sobre la superficie compacta la mezcla de tal manera que puede soportarse por si sola sin separarse, aún sobre una superficie vertical.

El concreto lanzado es de hecho un concreto estructural, durable, resistente y prácticamente impermeable.

El concreto lanzado puede aplicarse sobre superficies planas o irregulares, secas o húmedas, resistentes (rocas) o relativamente débiles (suelos), lo único que se necesita para ello es que la superficie posea-

cierta rigidez para soportar el impacto sin deformarse y determinadas características de composición para no deteriorarse superficialmente por el mismo impacto. Siendo hoy en día un procedimiento que permite integrar el ademe a la sección del túnel.

Su amplio uso en la construcción de túneles o galerías ha apresurado a llevar a cabo estudios intensivos de las propiedades y especificaciones relativas a la composición y calidad del concreto lanzado.

#### Anclas.

El principio general del anclaje de las rocas inestables es convertirlas en rocas estables y competentes por medio de barras de acero denominadas anclas. Las anclas actúan como un soporte activo distribuyendo una coacción radial que inmoviliza compresiones tangenciales sobre un anillo de terreno bien definido en torno de la excavación, contribuyendo a su propia sustentación y estabilización.

#### Tipos de Anclas :

- Anclas de tensión.
- Anclas de fricción.

El diseño de anclaje puede efectuarse mediante los siguientes cuatro procedimientos:

- a) Cuando el material inestable es una parte suelta o desprendible de un macizo competente en la bóveda de un túnel, se estima el -

peso del material suelto a partir de su geometría y peso volumétrico en forma directa o indirectamente mediante cualquiera de los métodos Terzaghi o Protodíakonov. El cociente del peso del material suelto entre la capacidad de una barra es el número de anclas necesarias para la estabilización. Las anclas de distribuyen generalmente según un patrón uniforme en la bóveda del túnel y su espaciamiento no debe de ser mayor que la mitad de la longitud de las anclas.

- b) A partir de los cinco grupos de clasificación de un macizo, del criterio RQD (índice de calidad de la roca). El segundo criterio para estabilizar la bóveda es cuantificar los parámetros que influyen en cada grupo dadas las condiciones existentes de la excavación, determinando así el tipo de ademe, y si es a base de anclas determinar su número y tipo.
- c) Cuando se excavan túneles en macizos muy fracturados e incluso en depósitos de gravas, puede lograrse la estabilización con anclas tensadas con espaciamientos de un medio a un tercio de la longitud del ancla. La capacidad de las anclas deberá ser suficiente para soportar un arco de roca de espesor igual a dos tercios de la longitud de las anclas. Los extremos de las anclas deben de estar unidas con una malla que soporte y evita el desprendimiento.

dimiento del material en estado de tensión comprendido entre los extremos de las anclas.

- d) Anclaje en roca estratificada.-- El anclaje para soportar o evitar el colapso del estrato o estratos que se desprenderán (techo inmediato) de los estratos superiores (techo principal) se puede diseñar para ambos casos con la ecuación:

$$W_b = \frac{\gamma^d tBL}{(n_1 + 1)(n_2 + 1)}$$

donde :

$W_b$  - Carga de diseño de las anclas.

$B$  - Claro o ancho de la excavación.

$L$  - Longitud de la excavación.

$t$  - Espesor del techo inmediato.

$\gamma^d$  - Peso volumétrico de la roca.

$n_1$  - Número de anclas distribuidas en el claro.

$n_2$  - Número de anclas distribuidas longitudinalmente.

#### Concreto Hidráulico.

Estos túneles se realizan siguiendo el concepto tradicional de construcción mediante excavación, cimbras metálicas de sostenimiento provisional y concreto de revestimiento definitivo.

Los pasos a seguir en la construcción de túneles con este tipo de -

revestimiento son :

- Avance de la excavación por tramos de longitud limitada que depende de las características del terreno.
- Sostanimiento de la excavación mediante entibación constituida por cimbras metálicas suficientemente rígidas en contacto con la superficie de la excavación con cuñas de concreto o metálicas.
- El concreto del revestimiento, variando su distancia del frente de excavación según el tipo del terreno; por experiencia no debe exceder en ningún caso de 10 a 15 m.
- La comprobación del contacto entre la roca y el revestimiento -- por lo tanto debe de hacer inyecciones o taponados con pasta de cemento los huecos grandes evitando así fallas en el revestimiento.

Las secciones más comunes en este tipo de revestimiento son cuatro que se diferencian entre sí por el espesor en la clave y la base de los hastiales.

Cada tipo está proyectado en función de la carga y tipo de terreno que gravita en la bóveda y de los empujes laterales.

Desde el punto de vista estático, por las secciones previstas podemos indicar un rango de validez aprobatorio, para túneles a profundidades medias reservandonos la comprobación de su validez estática en cada

**Caso.**

- 1° Es empleado en terrenos de : roca dura estratificada o esquistosa. Con cargas verticales en la bóveda de unas  $8 \text{ ton/m}^2$  con una resistencia del concreto de  $10 \text{ Kg/cm}^2$  (espesor de carga en la bóveda  $h_t = 0$  a  $0.5 b$ ).
- 2° Es empleado en terrenos de : roca fragmentada en bloques con discontinuidad de cualquier modo orientada, comparable desde el punto de vista mecánico de una arena gruesa.  $q = 40 \text{ ton/m}^2$ .
- 3° Es empleado en terrenos de : roca fracturada hasta arañas sueltas con un  $\phi = 25^\circ$ .
- 4° Es empleado en terrenos muy arcillosos no expansivos con un  $\phi = 20^\circ$  o menos.

**Concreto Lanzado con Fibra de Refuerzo.**

El concreto lanzado, reforzado con fibras de acero, ha sido empleado en revestimiento de minas y de túneles, para estabilización de taludes de roca, en construcción de presas, en la reparación de superficies y de arcos deteriorados, en recubrimientos a prueba de fuego y en la construcción de cascarones delgados. Este material relativamente nuevo, en el que se incorpora hasta el 2% de fibras de acero por volumen del orden de 25 mm de longitud X 0.4 mm de diámetro, tiene mejor ductilidad y flexibilidad en relación con el concreto lanzado simple.

- Composición de las mezclas y la resistencia.

La mayor parte del concreto lanzado reforzado con fibras de acero que se ha colado hasta la fecha, emplea el proceso seco. En los primeros colados se empleó mezcla de agregado fino con relación de arena cemento - 2:4:1 por peso o sea  $557.70 \text{ Kg/m}^3$ . Se le llama "mezcla estándar de mortero" cuando se utiliza en colados de obra. Recientemente se han probado mezclas que contienen agregados de 9 y 19 mm y menor cantidad de cemento. El tamaño de las fibras varía entre 13 y 38 mm de largo y de 0.25 mm a 0.51 mm de diámetro. La cantidad de fibra varía entre un 0.5 al 2 % por volumen. En la siguiente relación se muestra las proporciones de las mezclas más comunes y las cantidades de fibra antes del lanzamiento.

Material	Mezcla de agregado fino ( $\text{Kg/m}^3$ )	Mezcla de agregado 3/8" ( $\text{Kg/m}^3$ )
Cemento	445 - 558	445
Arena mezcla da 6.35 mm máx.	1679 - 1483	880 - 697
Agregado 9.5 mm	-	700 - 875
Fibra de acero	39 - 157	39 - 150
Acelerante	varía	varía
Relación agua-cemento	0.40 - 0.45	0.40 - 0.45

- Propiedades.

Las propiedades del concreto lanzado reforzado con fibras de refuer

zo generalmente se miden mediante pruebas recomendadas en el informe del comité ACI 544.2R-78.

a) Resistencia a la flexión y a la compresión.

Las resistencias comunes de flexión a los 28 días determinados en vigas, varían desde unos  $56.2 \text{ Kg/cm}^2$  hasta unos  $105.4 \text{ Kg/cm}^2$ , con promedio entre 70 y  $77 \text{ Kg/cm}^2$ .

Las resistencias de compresión a los 28 días, de mezclas como se muestran en la relación anterior, han variado de  $295.2 \text{ Kg/cm}^2$  a  $527.2 \text{ Kg/cm}^2$  aproximadamente.

b) Resistencia al impacto.

La resistencia al impacto se mide mediante una prueba que emplea un martillo de 4.6 Kg el cual cae encima de una bola de acero centrada sobre una muestra de 38 a 63 mm de espesor X 150 mm de diámetro. El número de golpes necesarios para agrietar y separar las muestras fibrosas a los 28 días, varía de 100 a 150 o más dependiendo de la cantidad, largo y configuración de la fibra. Las muestras de concreto lanzado simple, normalmente fallan entre los 10 y 40 golpes.

- Dosificación y Mezclado.

a) El proceso seco se hace con fibras y mezcla seca en una mezcladora portátil, y después se pasa a la tolva de la máquina lanzadora de concreto. El material se ha mezclado de la misma manera que el concreto lan-

zado normal, añadiéndole las fibras en una barrana de tornillo o en un chorro separado de aire. También se dispone de alimentadores de fibra- y de mezcladoras especiales.

El proceso húmedo utiliza una mezcla húmeda muy similar a la empleada para aplicaciones de colado en obra. Esta experiencia puede emplearse en ayuda de la dosificación y mezclado del concreto fibroso húmedo lan- zado.

## II. CRITERIOS PARA LA ELECCION DEL ADEME

### GENERALIDADES.

El análisis del revestimiento en túneles normalmente se lleva a cabo teniendo como base algún método de diseño teórico, afectando los resultados de acuerdo con conocimientos prácticos. En la actualidad este procedimiento cuenta con un alto grado de aceptabilidad.

Debido a los cambios de esfuerzos que se producen durante la etapa de construcción por los procedimientos constructivos utilizados, los estados de esfuerzos naturales obtenidos en laboratorio, pueden variar en forma considerable, tal es el caso de las explosiones que comúnmente fracturan y reducen la resistencia de la roca alrededor del túnel.

Por tal motivo, las características de los ademes se proyectan en gran parte en función de experiencias anteriores.

Para obtener el estado de esfuerzos alrededor de cavidades existen algunas teorías que toman en cuenta:

- a) La forma de la cavidad.
- b) Estado de esfuerzos iniciales.
- c) Características de las masas de rocas circundantes.
- d) Tiempo que transcurre entre excavación y colocación del ademe.
- e) Procedimientos constructivos.

Entre las teorías mencionadas, se encuentran la de la elasticidad, plasticidad y viscoelasticidad que son las que tradicionalmente se han utilizado para la deducción de fórmulas, gráficas y tablas.

Teorías y métodos que se utilizan para determinar el estado de esfuerzos alrededor de túneles y excavaciones subterráneas.

- Teoría elástica.
  - Teoría plástica.
  - Método de Terzaghi.
  - Método de Protodisikonov.
  - Método del índice de calidad de la roca (R. Q. D).
  - Método de Barton.
  - NATM.
- Teoría Elástica.

La teoría elástica se utiliza para encontrar la magnitud y distribución de los esfuerzos inducidos alrededor de una obra subterránea excavada en roca que satisfaga las siguientes condiciones:

Que sea linealmente elástico, homogéneo e isotropo.

Que la respuesta de deformación sea instantánea con respecto a un cambio de esfuerzos.

Que los esfuerzos nunca excedan los límites elásticos de la roca.

Que la cavidad sea más larga que ancha.

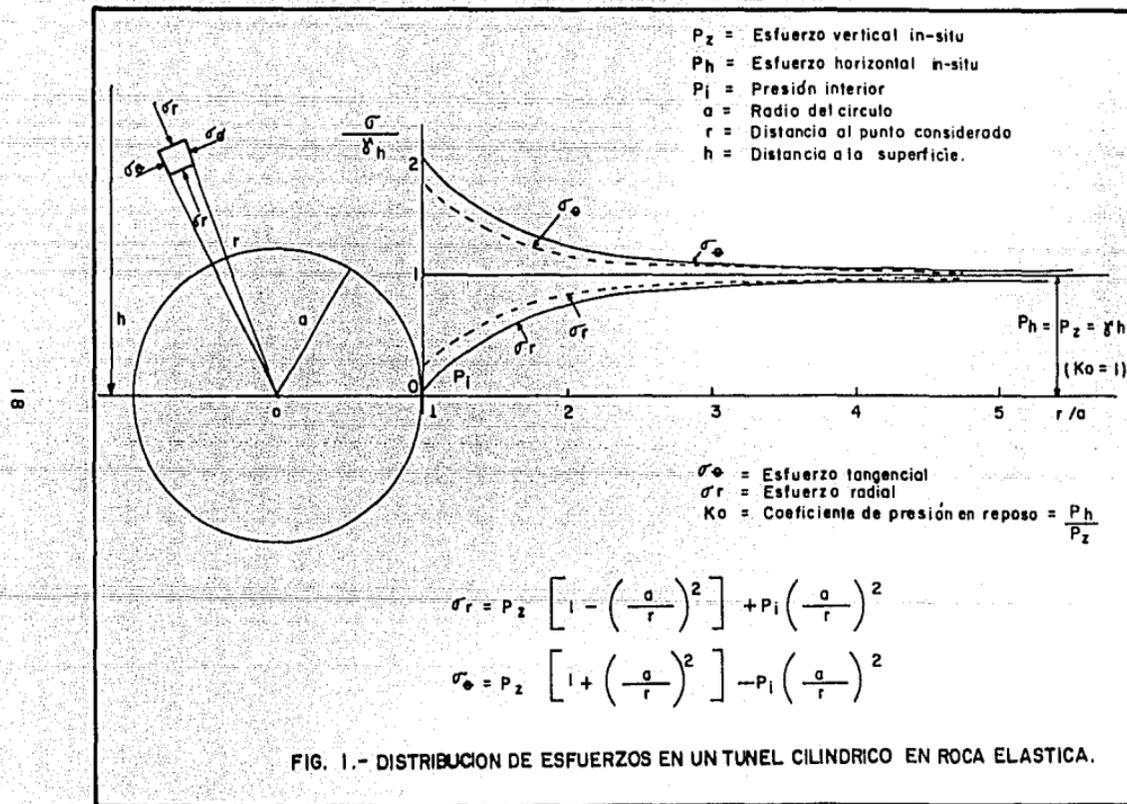
Estas hipótesis son tolerables en cavidades que están localizadas a gran profundidad, en una roca química y mecánicamente inalterada.

El uso de la teoría de la elasticidad permite obtener los esfuerzos radiales  $\sigma_r$  y tangenciales  $\sigma_\theta$  para condiciones de frontera dadas.

En el caso de una cavidad circular en la que; antes de la excavación el esfuerzo vertical  $P_z$  es igual al esfuerzo horizontal  $P_h$ . La fig. 1 muestra la distribución de esfuerzos dentro de la masa de roca. En esta figura se ha dibujado con línea continua la distribución de esfuerzos correspondientes a una condición de presión interior  $P_i$  igual a 0 y con línea segmentada el caso que exista presión interior  $P_i > 0$ ; así mismo se deducen de la solución de Lamé que se basa en la deformación plana — que puede ser resuelto considerando un agujero en una lámina gruesa sujeta a un campo bidireccional de esfuerzos.

Aunque aquí se ha particularizado la solución para una cavidad circular con distribución hidrostática de presiones; cabe decir que se tienen también soluciones para secciones transversales en forma elíptica, oval y rectangular con esquinas redondeadas, con sus ejes de simetría en posición vertical y horizontal y para tres campos de esfuerzos definidos por la relación entre el esfuerzo horizontal  $P_h$  y el esfuerzo vertical  $P_z$  actuantes.

Para el caso del túnel circular, en la fig. 2 se indica la varia-



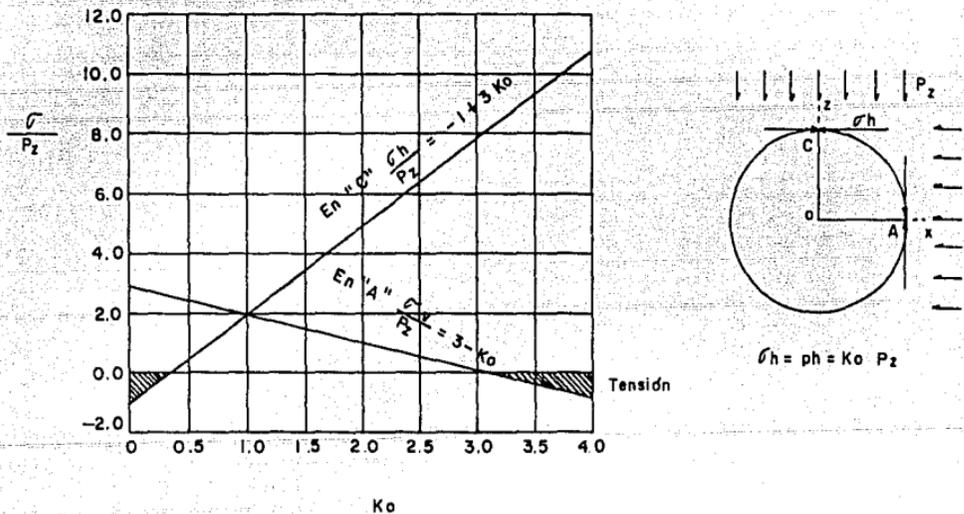


FIG. 2.- VALOR DE LOS ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES PRINCIPALES EN LOS PUNTOS "A" Y "C" DE LA SUPERFICIE DE UN TUNEL CIRCULAR EN FUNCION DE  $K_0$ .

ción de los esfuerzos tangenciales con respecto a la relación  $K_0 = P_h/P_z$

Cuando no existen esfuerzos tectónicos o son insignificantes y cuando el confinamiento del medio no permite ninguna deformación lateral; la relación ( $K_0$ ) es función de la relación de Poisson ( $\nu$ ) de acuerdo con la expresión:  $K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$

Aceptando las hipótesis previas sobre el valor del esfuerzo vertical  $P_z = \gamma z$ ; y considerando un estado de esfuerzos tridimensionales se tendrá que la deformación unitaria horizontal es:

$$\epsilon_h = \frac{1}{E} [P_h - \nu (P_z + P_h)]$$

Si esta deformación es nula existirá un estado de esfuerzos planos y el esfuerzo horizontal se determina como sigue:

$$P_h - \nu (P_z + P_h) = 0$$

$$P_h = P_z \frac{\nu}{1-\nu}$$

En base al valor  $\nu = 0.20$  representativo de casos comunes, el valor del coeficiente de presión en reposo es:

$$K_0 = \frac{0.2}{0.8} = 0.25$$

#### - Teoría Plástica.

Cuando la magnitud de los esfuerzos excede el límite elástico del material se genera una zona plástica alrededor de la excavación que se profundiza en la roca hasta que la reducción de esfuerzos que tiene al

alejarse de la excavación sea tal que los esfuerzos actuantes sean nuev  
amente menores que el límite elástico.

Uno de los primeros intentos para mejorar la aplicación de las solu  
ciones teóricas del cálculo de los esfuerzos alrededor de un túnel, con  
siste en considerar las propiedades elastoplásticas del medio.

El caso más simple para el análisis de un túnel circular es el que  
considera que  $P_h = P_z = \gamma z$  es decir  $K_0 = 1$ . Así mismo se puede suponer  
un criterio de falla tipo Mohor-Coulomb con cohesión "C" y un ángulo -  
de fricción interna  $\phi$  diferente de 0, tal como  $S = C + p \text{ tg } \phi$ .

La resistencia "S" del material en la pared de la excavación, donde  
el esfuerzo radial es nulo, es igual a la dada por una prueba de compre  
sión simple. En el interior del macizo rocoso la resistencia se incremen  
ta debido al confinamiento, es decir es igual a la dada por una prueba de  
compresión triaxial.

Es evidente que si se aplica una presión interna en la excavación -  
que puede estar dada por algún sistema de soporte, aumentará el confina  
miento p y con ella la resistencia al corte, luego el espesor de la zona  
plástica se reducirá.

El radio de la zona plástica depende del nivel de esfuerzos, de la  
presión interior y de las constantes C y  $\phi$ . En las figuras 3 a 5 se mues  
tra la influencia de estos parámetros.

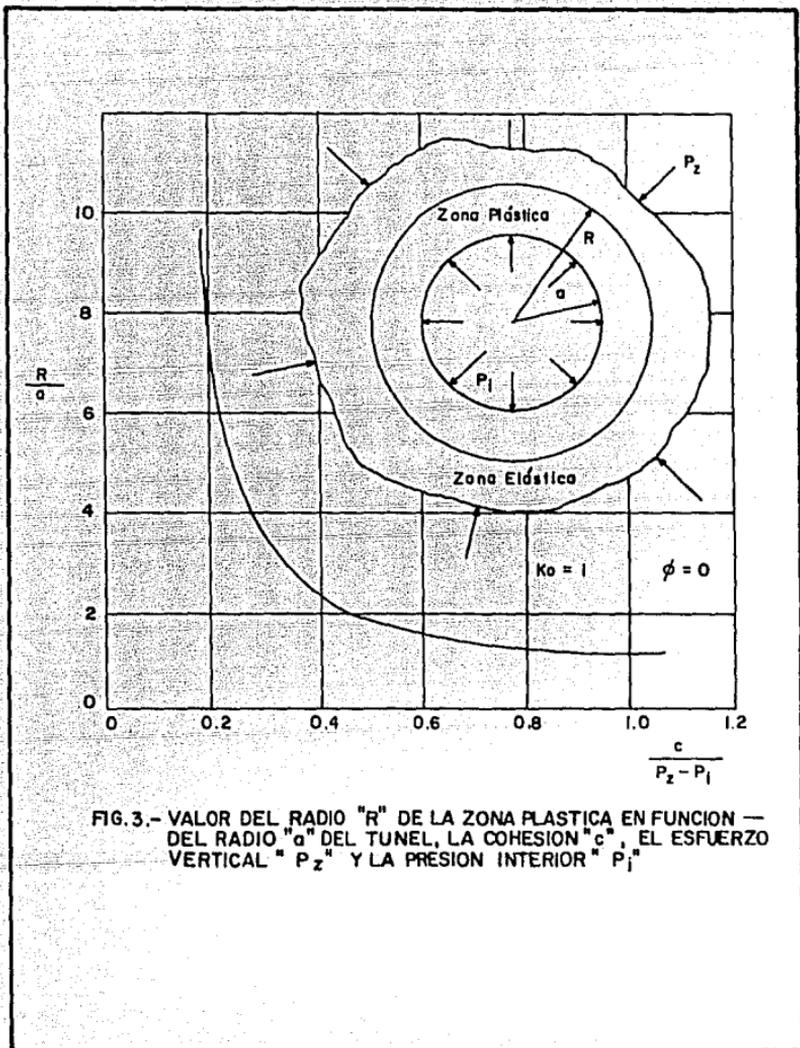


FIG.3.- VALOR DEL RADIO "R" DE LA ZONA PLASTICA EN FUNCION — DEL RADIO "a" DEL TUNEL, LA COHESION "c", EL ESFUERZO VERTICAL "Pz" Y LA PRESION INTERIOR "Pi"

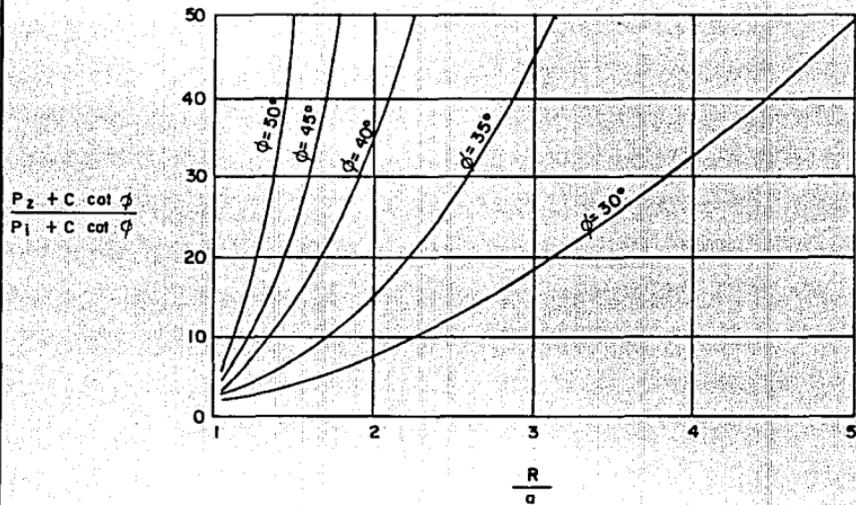


FIG.4.- RADIO DE LA ZONA PLASTICA VS.

$$\frac{P_z + C \cot \phi}{P_i + C \cot \phi}$$

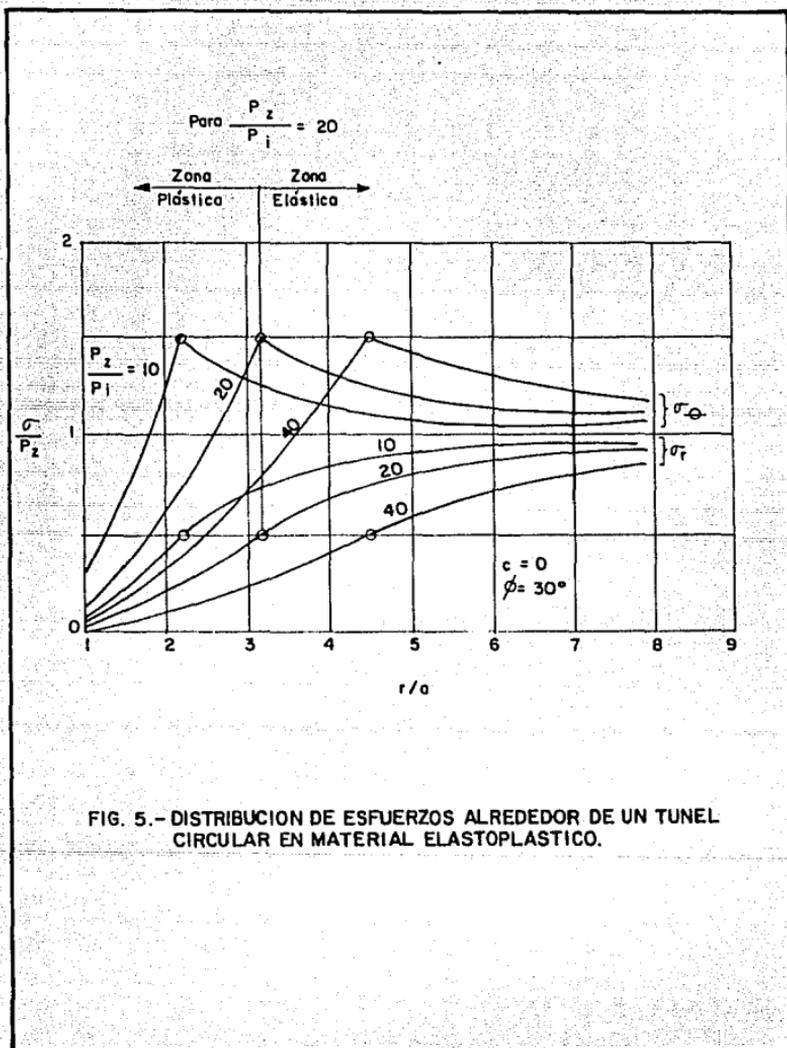


FIG. 5.- DISTRIBUCION DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR EN MATERIAL ELASTOPLASTICO.

- Método de Terzaghi.

El criterio de Terzaghi se aplica a túneles del orden de 5 m de diámetro y 10 m como máximo. El procedimiento de excavación considerado, es mediante explosivos y el sistema de soporte es el de marcos metálicos -- apoyados en roca mediante retajes de madera.

Según el criterio de Terzaghi las cargas que actúan sobre los ademes en excavaciones subterráneas se deben a que parte del material rocoso de la parte superior de la excavación se desprende del conjunto y -- tiende a caer o deslizar hacia el interior de la excavación. El volumen de material que se suelta o desprende no queda constituido por todo el material suprayacente porque se desarrollan esfuerzos cortantes (arqueo) en el material. fig. I. Para que los esfuerzos cortantes se desarrollen es necesario que el material sufra desplazamiento. Por lo tanto, si el revestimiento es flexible y permite pequeños desplazamientos, la carga disminuye, si el revestimiento es muy flexible o es instalado después de un intervalo muy prolongado de tiempo, la carga aumenta debido a que se destruye la unión entre partículas sujetas a grandes desplazamientos produciendo así una sobre-excavación y aumentando el riesgo de provocar un "caído" o desprendimiento que ponga en peligro la estabilidad de la excavación.

Este concepto es de gran interés ya que contribuye importantemente-

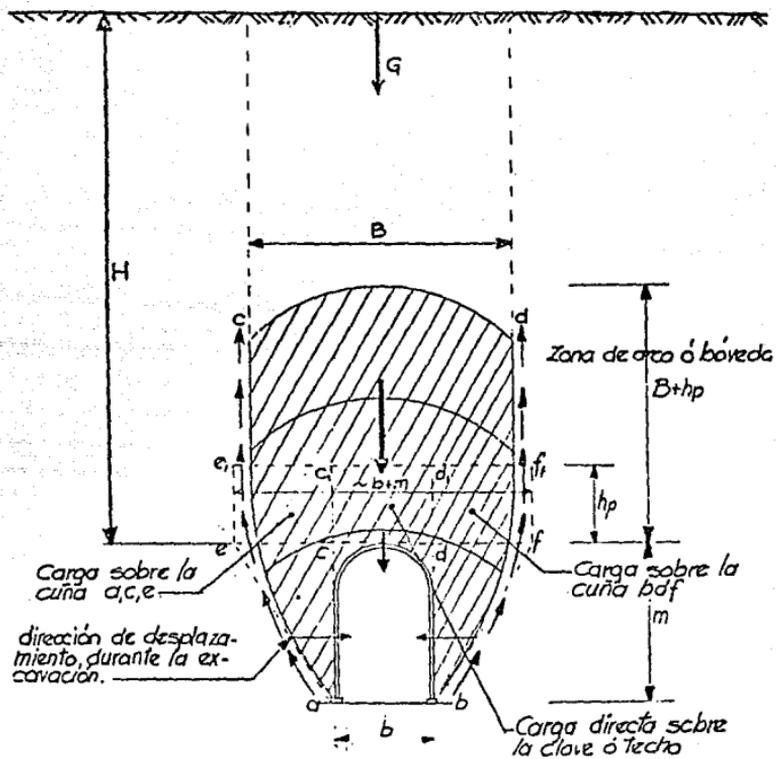


Fig. 1 Arco o Bóveda arriba de la excavación.

a la selección del tipo de ademe, que debe de ser instalado antes de que este periodo expire, debido a que durante el, la estructura de la roca sufre un proceso de aflojamiento o desintegración progresivos alrededor de la cavidad. Si se permite que dicho proceso continúe, el material caerá a la excavación hasta que un efecto de arco en las capas superiores impida la caída del material.

Si el ademe se coloca antes de que termine el periodo mencionado, la carga neta que soporta será menor que la carga última de roca, puesto que la formación completa del arco de material quedará restringida por el propio soporte.

En la tabla I. se presentan las recomendaciones de Terzaghi para las cargas de diseño de túneles excavados en varios tipos de roca.

La presión vertical actuando sobre el ademe de un túnel en suelos cohesivos y/o friccionantes esta dada por las siguientes fórmulas según el criterio de Terzaghi.

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \left[ \frac{B}{k \tan \phi} \right] \left[ 1 - e^{(-K \tan \phi D/B)} \right] \text{ Suelos friccionantes} \\ \sigma_v &= \left[ \frac{B}{\tan \phi} \frac{c/B}{\tan \phi} \right] \left[ 1 - e^{(-K \tan \phi D/B)} \right] \text{ Suelos cohesivos} \end{aligned}$$

Donde:

$\sigma_v$  - Esfuerzo vertical en la clave del túnel

K - Constante que varía entre 1 y 1.5

TABLA. I. - Valores de carga de roca  $H_p$  para ademes de tuneles a una profundidad mayor de 1.5 (B+H), Donde B es el ancho del túnel y H la altura.

Tipo de roca	$H_p$ en m	Recomendaciones
Dura e intacta	0	Ademe ligero si existe alguna clase de desprendimiento.
Dura estratificada o esquistosa	0 a 0.5 B	Ademe ligero
Masiva fisurada moderadamente.	0 a 0.25 B	Ademe ligero. La carga puede variar de un punto a otro.
Fracturada y fisurada moderadamente.	0.25 0.35(B+H)	No existe carga lateral
Muy fracturada y fisurada	(0.35 a 1.10) (B+H)	Ninguna o pequeña carga lateral.
Completamente fragmentada pero intacta químicamente	1.10(B+H)	Considerable carga lateral
Se extruye bajo carga	(1.10 a 2.10) (B+H) (2.10 a 4.50) (B+H)	Fuerte carga lateral Se requieren troqueles
Expansiva	>70 m, independiente de T valor de (B+H)	Se requieren ademes circulares

- $\gamma$  - Peso volumétrico
- $\phi$  - Angulo de fricción interna
- C - Cohesión
- B - Ancho del túnel
- e - Base de los logaritmos naturales = 2.7183

En los casos en que los túneles tengan una profundidad menor a 30 la presión en la clave del túnel será igual a  $\gamma h$ , o sea la sobrecarga total.

- Método de Protodiakonov.

La teoría de Protodiakonov fue desarrollada para materiales granulares. Sin embargo, ha sido aplicada a rocas con resultados favorables. Esta teoría supone el desarrollo de un arco parabólico de material suelto - por encima de la excavación que gravitará sobre los soportes que se instalan en el interior de la cavidad. Esta carga es en función de las características de la roca principalmente.

Se han definido especificaciones y limitaciones que se tienen que tomar en cuenta para el diseño de túneles siendo estas las siguientes:

- a) La altura del arco parabólico de material suelto, obtenida mediante la fórmula propuesta por Protodiakonov, que varía en función lineal del - claro de la excavación cuando en realidad, esta variación puede ser mucho más intensa.
- b) Las cargas actuando sobre las estructuras de un túnel, debe de ser fun

ción del espesor del suelo o roca gravitando sobre la clave del túnel, de las condiciones geológicas; hidrológicas y sísmicas; de las dimensiones del área excavada en el túnel y del método de construcción empleado, así como del proceso propio de la excavación.

En base a estas consideraciones y a mediciones efectuadas en obras similares se han derivado los siguientes principios en los cuales se basa este método:

Para diseñar las estructuras de un túnel debe tomarse como base, la combinación más desfavorable de las cargas y efectos actuando simultáneamente o en conjunto con la estructura o en cada una de sus partes por separado, tanto durante la construcción del túnel como durante la operación del mismo.

Cuando la obra subterránea se construye en rocas sedimentarias sueltas donde el ángulo de fricción interna es menor de  $40^\circ$  y el espesor del techo es menor que  $2\frac{1}{2}$  veces la dimensión del claro, los ademes deberán ser diseñados con la carga total debida al espesor del techo hasta la superficie del terreno.

En suelos formados por varios estratos, solo deberán tomarse en cuenta en el cálculo de las cargas las propiedades físicas de los estratos inmediatamente arriba del túnel.

En túneles construidos en arcilla bajo el nivel freático, deberá con

siderarse la expansión de las arcillas. Debe considerarse que la carga sobre los ademes será equivalente al peso de una columna de suelo desde la obra hasta el nivel freático.

De acuerdo a los principios expuestos, Protodiekonov llega a la siguiente expresión con la cual obtiene la presión vertical que actúa sobre el túnel.

$$P = \frac{1}{3} \gamma b/f$$

donde:

$b$  = factor de resistencia

$f = \tan \phi + \frac{c}{\sqrt{c}}$  para suelos

$f = \frac{\sqrt{k}}{100}$  para rocas

$c$  = cohesión del material del techo.

$\phi$  = ángulo de fricción interna del material del techo.

$\sqrt{c}$  = resistencia en compresión no confinada.

$\sqrt{k}$  = resistencia de un cubo de roca.

En la cual estos valores son válidos si la profundidad es mayor que  $5D$ , en donde  $D$  es el Diámetro del túnel.

En la tabla II se proporcionan los coeficientes de resistencia  $f$  para diferentes formaciones.

32

TABLA II.— Valores del coeficiente de resistencia  $f'$  en diferentes materiales según Protodiakonov.

Categoría	Grado de resistencia	Descripción	Peso Vol. en Kg/m.	$K_0$ en Kg/cm <sup>2</sup>	$f'$
I	El más alto	Rocas sanas de resistencia excepcionalmente alta, como cuarcita densa, basalto y otras	2 800 3 000	2 000	20
II	Muy alto	Granito sano, cuarzo porfirito, y areniscas y calizas altamente resistentes	2 800 2 700	1 500	15
III	Alto	Granito y materiales similares. Areniscas y calizas muy resistentes. Cuarcita y conglomerados consolidados	2 500 2 600	1 000	10
IIIa	Alto	Calizas, granitos intemperizados. Arenisca consolidada y mármol. Piritas.	2 500	800	8
IV	Moderado	Arenisca normal	2 400	600	6
IVa	Moderado	Areniscas arcillosas	2 300	500	5
V	Medio	Pizarras arcillosas. Areniscas y calizas de menor resistencia. Conglomerados sueltos	2 400 2 800	400	4
Va	Medio	Varias pizarras y esquistas. Mármol compacto	2 400 2 800	300	3
VI	Moderadamente blando (loesa)	Lulitas blandas y calizas muy blandas, yeso, terreno congelado. Mármol común. Arenisca fracturada, grava y bloques cementados, suelo petrificado	2 200 2 800	200 150	2
VIa	Moderadamente blando	Terrano de grava. Lulitas fracturadas y fisuradas, gravas y bloques compactados, arcilla consolidada.	2 200 2 400	---	1.5
VII	Blando (loesa)	Arcilla compostada. Terrano arcilloso. Basalto cohesivo	2 000 2 200	---	1.0
VIIa	Blando (loesa)	Barro suelta, loesa, grava	1 800 2 000	---	0.6
VIII	Suelos	Suelos con materia vegetal, turba, barro suave y arena húmeda.	1 600 1 800	---	0.6
IX	Suelos granulosos	Arena, grava fina	1 400 1 600	---	0.5
X	Suelos plásticos	Terrano limoso, loesa "modificada" y otros suelos en condición líquida.	----	---	0.3

- Método del Índice de Calidad de la Roca (R Q D)

Se han presentado a discusión muchas tentativas para poder designar la calidad y condiciones de la roca, para así poder elegir los medios — más económicos de soporte, por lo tanto es importante saber que el comportamiento de los túneles está principalmente regido por la calidad de la roca.

En base a esto la clasificación más reciente fue desarrollada en la Universidad de Illinois (Deer 1963, Cecil 1970 y Marrit 1972) y es el coeficiente R Q D (Rock Quality Designation) el cual se basa en el porcentaje de recuperación de corazones de roca, en la que se toman los núcleos mayores de 10 cm de longitud haciendo una clasificación donde se considera el grado de alteración, el fisuramiento de las zonas de material describiendo así adecuadamente la calidad de la roca en los siguientes cinco grupos:

Excelente	90 - 100
Buena	75 - 90
Regular	50 - 75
Mala	25 - 50
Muy Mala	< 25

El R Q D se puede relacionar con algunas propiedades de las rocas y su comportamiento cualitativo como se muestra en la tabla III, donde es

T A B L A III

RELACION ENTRE EL R. Q. D., INDICE DE VELOCIDAD Y LA CALIDAD DE LA ROCA.

R. Q. D.	INDICE DE VELOCIDAD			DESCRIPCION DE LA CALIDAD DE LA ROCA.
0 - 25	0	a	0.20	Muy mala
25 - 50	0.20	a	0.40	Mala
50 - 75	0.40	a	0.60	Regular
75 - 90	0.60	a	0.80	Buena
90 - 100	0.80	a	1.00	Excelente.

$$\text{INDICE DE VELOCIDAD} = \left( \frac{V_F}{V_L} \right)^2$$

$V_F$  = VELOCIDAD SISMICA  
IN-SITU.

$V_L$  = VELOCIDAD SONICA EN  
EL LABORATORIO.

posible establecer correlaciones entre la velocidad sísmica en el campo, que se obtiene mediante métodos geofísicos indirectos y los valores obtenidos en el laboratorio.

En la construcción de una obra subterránea se recomienda que a lo largo del túnel se hagan sondeos para confirmar la naturaleza de todas las formaciones por las que la obra atravesará el túnel, para así poder conocer con más exactitud los problemas posibles como mecánicos o hidrológicos; siendo necesario implantar una investigación basada en sondeos de muestreo y pruebas, para así poder precisar o corroborar los resultados preliminares de las formaciones hechas por métodos indirectos como la geofísica. Por lo que es necesario determinar la densidad de los sondeos por efectuar, ya que depende fundamentalmente de la heterogeneidad de las formaciones y de la profundidad a que se encuentra el túnel por lo que se recomienda que el espaciamiento de los sondeos de exploración sea:

Profundidad del Túnel	Espaciamiento de los sondeos de exploración
227 m	304 - 760 m
91 - 227 m	152 - 304 m
91 m	30 - 152 m

Es conveniente que en zonas donde se conoce que la calidad de la masa rocosa es buena, estas separaciones se pueden aumentar o en caso contrario disminuir si la calidad de la roca es muy mala.

Con lo anterior se tendrá un conocimiento más real de las condiciones del macizo. En base a lo anterior el método R Q D consiste en ubicar el macizo rocoso en el grupo que le corresponda y así asignarle el sistema de soporte para la carga tentativa que actuará en el soporte. Esta relación R Q D-soporte se muestra en la tabla IV y V y su aplicación está limitada por las siguientes hipótesis:

- . El R Q D describe adecuadamente la calidad de la roca.
- . El ancho del túnel esta comprendido entre 6 m. y 12 m.
- . El túnel es de sección transversal circular o de herradura, de altura aproximadamente igual al ancho,
- . Los niveles de esfuerzos no alcanzan la resistencia a compresión de roca.
- . Los ademes deben ser instalados lo más pronto posible, no permitiendo así el aflojamiento de la roca, el movimiento de cuñas.

Por lo que se recomienda que el ademe sea colocado muy cerca del frente de 0.61 a 1.20 m para marcos metálicos y hasta el frente para concreto lanzado.

Este método no toma en cuenta la influencia que tienen las condiciones de estabilidad del túnel como : la abertura, rugosidad y tipos de relleno en las discontinuidades, así como la orientación favorable o desfavorable de los planos de debilidad; por lo que es necesario observar con

TABLA IV. Recomendaciones para los sistemas de soporte para túneles en roca (6 a 12 m de diámetro)

Calidad de la roca	Método constructivo	SISTEMA DE SOPORTE		
		Marcos metálicos 2	Anclas 5	Concreto ligado
Excelente 1 RQD > 90	A. Perforadora Integral	Ninguno o ligero. Carga de roca (0 a 0.2) B	Ninguna	Ninguno o aplicaciones en locales
	B. Convencional	Ninguno o ligero. Carga de roca (0 a 0.3) B	Ninguna	Ninguno o aplicación local, 5 a 7.5 cm.
Buena 2 75 < RQD < 90	A. Perforadora Integral	Ocasionalmente marcos ligeros colocados entre 1.5 y 2.0 m. Carga de roca (0 a 0.4) B	Ocasionalmente anclas separadas a 1.5 a 2.0 m, centro a centro	Aplicación local ocasional 5 a 7.5 cm
	B. Convencional	Marcos colocados a 1.5 a 2.0 m. Carga de roca (0.5 a 0.6) B	Plantilla de anclas separadas 1.5 a 2.0 m, centro a centro.	Aplicación local ocasional, 5 a 7.5 cm.
Regular 3 50 < RQD < 75	A. Perforadora Integral	Marcos ligeros a mediano colocados a 1.5 a 2.0 m, centro a centro. Carga de roca (0.4 a 1.0) B	Plantilla de anclas de 1.2 a 2.0 m, centro a centro	5 a 10 cm en la clave
	B. Convencional	Marcos ligeros a medianos separados a 1.2 a 1.5 m, centro a centro. Carga de roca (0.6 a 1.3) B	Plantilla de anclas de 0.9 a 1.5 m, centro a centro.	10 cm o más en la clave y en las paredes
Mala 2 25 < RQD < 50	A. Perforadora Integral	Marcos circulares medianos separados entre 0.90 y 1.2 m. Carga de roca (1.0 a 1.6) B	Plantilla de anclas de 0.9 a 1.5 m, centro a centro.	10 a 15 cm en la clave y paredes, combinado con anclas.
	B. Convencional	Marcos medianos a pesados colocados entre 0.6 y 1.2 m, centro a centro. Carga de roca (1.5 a 2.0) B	Plantilla de anclas de 0.8 a 1.2 m, centro a centro.	15 cm o más en la clave y paredes, combinado con anclas.
Muy mala 3 RQD < 25	A. Perforadora	Marcos circulares medianos a pesados colocados a 0.6 m, centro a centro. Carga de roca (1.8 a 2.2) B	Plantilla de anclas de 0.6 a 1.2 m	15 cm o más en toda la sección, combinado con marcos medianos
	B. Convencional	Marcos circulares pesados a 0.6 m, centro a centro. Carga de roca (2.0 a 2.8) B	Plantillas de 0.9 m, centro a centro	15 cm, o más en toda la sección combinado con marcos medianos o pesados
Muy mala 4 (roca que fluye o desmenuza)	A. Perforadora Integral	Marcos circulares muy pesados a 0.6 m, centro a centro. Carga de roca 75 m.	Plantillas de 0.6 a 0.9 m, centro a centro.	15 cm o más combinado con marcos pesados
	B. Convencional	Marcos circulares muy pesados a 0.6 m, centro a centro. Carga de roca 75 m.	Plantillas de 0.4 a 0.6 m, centro a centro	15 cm o más combinado con marcos pesados

NOTAS: 1 En roca buena y excelente, el soporte requerido en general es mínimo pero puede depender de la geometría de las fracturas, del diámetro del túnel y de la orientación relativa de las fracturas.

2 El ataque de roca usualmente es igual a cero en la roca excelente y varía entre 25 por ciento en roca buena y 100 por ciento en roca muy mala.

3 La necesidad de poner más usualmente es cero en roca excelente y ocasional en roca buena hasta 100 por ciento en roca muy mala.

4 B = ancho del túnel.

T A B L A V

RELACION ENTRE EL R.Q.D. Y LAS NECESIDADES DE SOPORTE.

R.Q. D.	ADEME REQUERIDO ANCHO DEL TUNEL		
	3.04 m. (10 ft)	7.60 m. (25 ft)	15.20 m. (50 ft)
90-100	Mín	Min a Int.	Int a Max
75-90	Min a Int	Int	Max
50-75	Int a Max	Max	Max
25-50	Max	Max	Max
0-25	Max	Max	Max

Soporte Mínimo = Mín. = No necesita ademe ó anclas ocasionales.

Soporte Intermedio = Int = Marcos ligeros ó plantilla de anclaje.

Soporte Maximo = Max = Marcos pesados de acero ó anclas largas y mallá.

tinuamente la obra, ya que la falla se presenta en forma gradual y se manifiesta con deformaciones en los marcos, aflojamiento de las anclas y -- agrietamiento del concreto lanzado, si estas fallas se detectan a tiempo, es posible tomar medidas correctivas para reforzar el sistema de soporte.

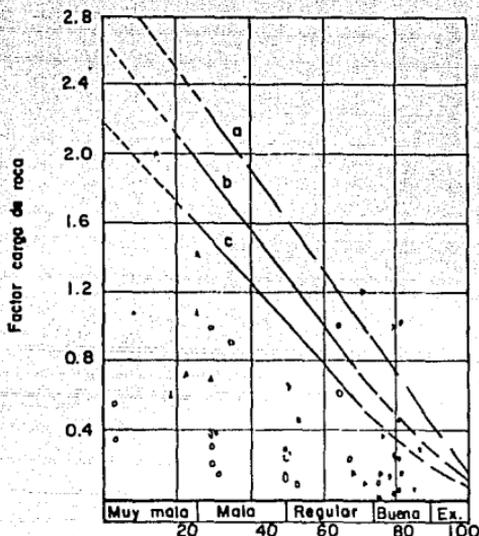
Por otra parte este método toma en cuenta los dos procedimientos de excavación (el convencional mediante explosivos y por medio de maquinaria) en los requisitos de soporte. Las cargas de diseño para túneles excavados por medio de explosivos resultan en 20 % menos que las calculadas empleando el método de Terzaghi; esta relación existente entre el R Q D y el factor de carga de la roca se presenta en la fig. 6 donde se puede apreciar dicha diferencia.

#### - Método de Barton.

Es un método empírico basado en el estudio de 38 diferentes tipos de sistemas de soporte formulados en base a estudios de 200 túneles que varían de 4 a 25 m. de claro, en rocas y hasta en roca descompuesta fluible Barton proporciona 38 categorías de soporte incluyendo a el concreto lanzado.

Este método se fundamenta en la clasificación ingenieril de las masas rocosas, en el cual se consideran seis parámetros que determinan la calidad y comportamiento de las masas rocosas en túneles, los cuales son:

- 1. Descripción de calidad de la roca (R Q D)



R. Q. D.  
Ikeda, et al, 1966

Terrametrics, 1965

Terrametrics, 1965 a

Deere, 1969

- a - Promedio para el factor carga de roca de Terzaghi
- b - Recomendado para marcos metálicos, túneles convencionales
- c - Recomendado para marcos metálicos, túneles con perforadora integral.

FIG. 6.- RELACION ENTRE EL RQD Y LOS FACTORES DE CARGA DE ROCA.

Que se subdivide en cinco grupos, los cuales son:

A. Muy mala	0 a 25
B. Mala	25 a 50
C. Regular	50 a 75
D. Buena	75 a 90
E. Excelente	90 a 100

Para valores menores a 10 se emplea  $R Q D = 10$

- 2. El número de familia de discontinuidades ( $J_n$ )

Que se divide en nueve relaciones de familia discontinuidad cuyos valores de 0.5 a 20 tomando en cuenta las siguientes condiciones:

<u>Número de familias de discontinuidades</u>	<u><math>J_n</math></u>
A. Masiva, ninguna o pocas discontinuidades	0.5 a 1.0
B. Una familia	2.0
C. Una familia más distribución aleatoria	3.0
D. Dos familias	4.0
E. Dos familias más distribución aleatoria	6.0
F. Tres familias	9.0
G. Tres familias más distribución aleatoria	12.0
H. Cuatro o más familias, distribución aleatoria intensamente fracturada, fragmentos pequeños, etc.	15.0
I. Roca triturada granular tipo suelo	20.0

### - 3. Rugosidad (Jr)

Este parámetro toma en cuenta los siguientes factores:

- a) Cuando existe contacto roca con roca.
- b) Cuando existe este contacto antes de 10 cm., de desplazamiento - de corte.
- c) Cuando no hay contacto roca con roca al existir desplazamiento - de corte.

Para estas condiciones los valores Jr varían de 4 a 0.5 tabuladores de la siguiente manera:

A. Juntas discontinuas	4.0
B. Juntas ásperas y onduladas	3.0
C. Juntas tersas y onduladas	2.0
D. Juntas lustrosas y onduladas	1.5
E. Juntas ásperas y planas	1.5
F. Juntas tersas y planas	1.0
G. Juntas con rellenos de arcilla, limos, arena o gravas con espesores tales que impiden el contacto roca con roca.	1.0
H. Juntas planas y lustrosas	0.5

Si el espaciamento medio entre discontinuidades importantes es mayor de 3 m., se le suma 1.0 al valor de Jr.

### - 4. Alteración y relleno de Juntas (Ja)

Según al tipo, forma y espesor del relleno, existen nueve valores - para Ja que varían de 0.75 a 20 que toman en cuenta los siguientes factores:

- a) Cuando existe contacto entre roca y roca en las juntas.
- b) Cuando no exista contacto entre roca y roca en las juntas.

A partir de estas condiciones Ja está tabulado de la siguiente manera:

A. Juntas limpias o con rellenos de material resistentes e impermeables.	0.75 - 1.0
B. Paredes ligeramente alteradas, rellenos de material resistente a la deformación (arena y grava sin contenido de arcilla).	2.0
C. Rellenos arcillosos - arenosos consolidados, con resistencia a la deformación.	3.0
D. Rellenos arcillosos de baja resistencia a la deformación, pero con pequeñas cantidades de arcilla expansiva, rellenos de 1 a 2 mm. de espesor.	4.0
E. Relleno de partículas arenosas o roca desintegrada sin arcilla.	4.0
F. Relleno continuo de arcilla consolidada y espesor menor que 5 mm.	8.0

- G. Rellenos de arcilla de alta plasticidad y espesor menor a 5 mm. 8.0 - 12.0
- H. Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcilla. 6.0 - 12.0
- I. Zonas o bandas de arcilla continua y de espesor considerable. 10.0 - 20.0

- 5. Condición de flujo de agua ( $J_w$ )

En este parámetro influye la presión hidrostática ( $\text{kg/cm}^2$ ) que será menor que  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  donde  $J_w$  será equivalente a 1.0 (ambiente seco o — flujo reducido a 5 lt localmente); hasta mayor que  $10 \text{ kg/cm}^2$  siendo  $J_w$  — equivalente a 0.1 (flujo excepcionalmente grande a presión constante sin reducirse en forma perceptible). Esto implica que el valor  $J_w$  varía de — 1.0 a 0.1 dadas las características anteriores.

- 6. Condición de esfuerzo (S R F)

Este parámetro varía de 0.5 a 20 y para su tabulación toma en cuenta las siguientes condiciones:

- a) La existencia de zonas de debilidad que intersecan la excavación y pueden ocasionar que se formen zonas de material suelto al excavarse el túnel, según la densidad, tipo de material y profundidad donde el valor S R F varía de 5.0 (roca suelta con discontinuidad abiertas o roca intensamente fracturada) a 10.0 (numerosas zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca muy alterada).

Estos valores se reducen de un 25 a 50 % si las zonas de debilidad importante tienen influencia pero no intersecan la excavación.

- b) Roca competente con altos esfuerzos donde el valor S R F varía de 2.5 a 20 y esta en función de:

Roca competente	$R_c/\sigma_1$	$R_t/\sigma_1$	S R F
A. Esfuerzos reducidos cerca de la excavación.	$> 200$	$> 13$	2.5
B. Esfuerzos medianos.	$200 - 10$	$13 - 0.66$	1.0
C. Esfuerzos grandes estructura bien interconectada.	$10 - 5$	$0.66 - 0.33$	0.5 - 2.0
D. Ocurrencia leve de estallidos en roca masiva.	$5 - 2.5$	$0.33 - 0.16$	5 - 10
E. Ocurrencia importante de estallidos en roca masiva.	$\leq 2.5$	$\leq 0.16$	10 - 20

Donde:  $R_c$  y  $R_t$  = Resistencia a la compresión y tensión respectivamente.

$\sigma_1$  - Esfuerzo principal mayor.

- c) Extrusión de la roca bajo la acción de grandes esfuerzos donde S R F varía de 5 a 20.

A. Extrusión leve 5 a 10

B. Extrusión importante 10 a 20

- d) Expansión de la roca debido a la presencia de agua y esfuerzos -

donde S R F varía de 5 a 15.

A. Expansión leve 5 a 10

B. Expansión importante 10 a 15

Estos seis parámetros se combinan para obtener un índice de calidad de la roca Q de acuerdo con la expresión.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SFR}$$

En base a casos reales estudiados se ajustarán los sistemas de soporte requeridos al índice de calidad de la roca Q y a la dimensión de la excavación que rige la estabilidad. La dimensión utilizada se modifica dividiendo su valor entre el factor E S R (Excavation Support Ratio) que depende del propósito o finalidad de la obra, presencia de maquinaria, personal, etc. En la tabla VI se presentan los valores del factor ESR.

El procedimiento de selección de soporte se explica a continuación:

- A. Se determinan condiciones del macizo dándole valor a los seis parámetros.
- B. Se estima el valor Q sustituyendo los seis valores involucrados en la ecuación.
- C. Se estima el valor E S R mediante la tabla VI.
- D. Se calcula el cociente de la dimensión efectiva (diámetro, claro o altura) entre el E S R.

TABLA. VI.- Relación soporte-excavación (ESR) apropiada para diversas excavaciones subterráneas

Tipo de excavación	ESR	N° de casos
A. Excavaciones mineras temporales etc	5-5	(2)
B. Pozos verticales: i) sección circular	2.5	(10)
ii) sección rectangular o cuadrada	2.0	(10)
C. Excavaciones mineras permanentes, túneles para hidroeléctricos (excepto para altas presiones) túneles pilotos, derivaciones y portales para grandes excavaciones, etc	1.5	(83)
D. Almacenes, plantas de tratamiento de aguas, carreteras pequeñas y túneles ferroviarios, túneles de acceso, etc (cavernas cilíndricas)	1.5	(25)
E. Casas de máquinas, carreteras grandes y túneles ferroviarios, portales, intersecciones cámaras para defensa civil, etc	1.0	(79)
F. Estaciones nucleares subterráneas, estaciones de terracotta, fabricas etc	0.8	(12)

E. Con los valores de Q y el cociente determinado en D se define un punto en la fig. 7.

F. Con el número obtenido en la fig. 7 se define el soporte entre las 38 categorías descritas en las tablas VII a X.

- N A T M (Nuevo Método Austriaco en Túneles).

La experiencia en túneles durante 10 largos años en Austria y en otras partes ha demostrado el avance del NATM con respecto a otros métodos, particularmente en roca inestable.

El NATM se basa en el principio de llevar a cabo extremo la propiedad de la roca de soportarse por si misma, controlando y conduciendo los esfuerzos cuidadosa y deliberadamente en el proceso de reajuste sobre la zona alrededor de la excavación recién hecha y adoptar o elegir por lo tanto el soporte.

Generalmente hay dos maneras para soportar la carga : La primera es una bóveda flexible o soporte protectivo por lo tanto designado a estabilizar la estructura y consiste en un anclado sistemático en la bóveda rocosa y protección a base de concreto lanzado en la mayor parte de la superficie posiblemente reforzada por un armado ligero o un marco cerrando la con un invertido. El comportamiento del soporte protectivo y el ambiente de la roca durante el proceso de reajuste es controlado por un sistema sofisticado de mediciones.

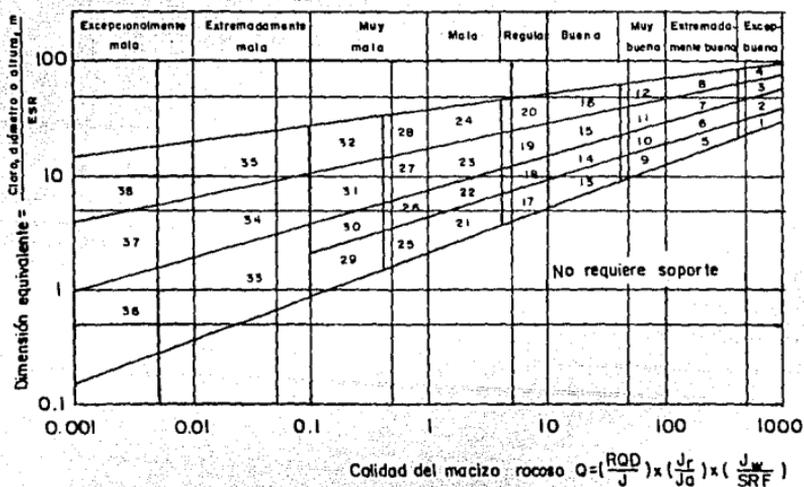


FIG. 7.— Categorías de soporte en función del parámetro Q.

TABLA VII. Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad excelente, extremadamente buena, muy buena y buena (valor de Q de 1000 a 10)

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales			P kg/cm (aprox.)	CLARO ESTI (m)	Tipo de soporte
		RQD Jn	Jc	CLARO ESP(m)			
1	1000-400	-	-	-	0.01	20-40	sb(ulg)
2	1000-400	-	-	-	0.01	30-60	sb(ulg)
3	1000-400	-	-	-	0.01	46-80	sb(ulg)
4	1000-400	-	-	-	0.01	65-100	sb(ulg)
5	400-100	-	-	-	0.05	12-30	sb(ulg)
6	400-100	-	-	-	0.05	19-45	sb(ulg)
7	400-100	-	-	-	0.05	30-65	sb(ulg)
8	400-100	-	-	-	0.05	48-88	sb(ulg)
9	100-40	≥ 20 < 20	-	-	0.25	8.5-19	sb(ulg) B(ulg) 2.5-3m
10	100-40	≥ 30 < 30	-	-	0.25	14-30	B(ulg) 1.5-3m BB(ulg) 1.5-4m + cim
11	100-40	≥ 30 < 30	-	-	0.25	23-48	B(ulg) 3-3m B(ulg) 1.5-2m + cim
12	100-40	≥ 30 < 30	-	-	0.25	40-72	B(ulg) 2-3m B(ulg) 1.5-2m + cim
13	40-10	≥ 10 ≥ 10 ≥ 10 ≥ 10	≥ 1.5 ≥ 1.5 ≥ 1.5 ≥ 1.5	-	0.5	5-14	sb(ulg) B(ulg) 1.5-2m B(ulg) 1.5-2m B(ulg) 1.5-2m + 5-2.3m
14	40-10	≥ 10 ≥ 10 ≥ 10	- - ≥ 1.5	-	0.5	9-23	B(ulg) 1.5-2m + cim B(ulg) 1.5-2m + 5(mr) 5-10 cm B(ulg) 1.5-2m + cim
15	40-10	> 10 ≥ 10	- -	-	0.5	15-40	B(ulg) 1.5-2m + cim B(ulg) 1.5-2m + 5(mr) 5-10 cm
16	40-10	> 15 ≥ 15	- -	-	0.5	30-65	B(ulg) 1.5-2m + cim B(ulg) 1.5-2m + 5(mr) 10-15 cm

Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos disponibles son insuficientes para una estimación real del soporte requerido.

El tipo de soporte que ha de usarse para las categorías de la 1 a la 8 dependerá de la técnica de explotación. Mediante voladizos cuidadosos se puede hacer innecesario el empleo de soportes, en cambio, voladizos sin cuidados pueden obligar a la aplicación de concreto lanzado, especialmente donde la altura de excavación es mayor de 25 m.

#### CLAVES DE LAS TABLAS

sb = encaje en zonas

B = encaje sistemático

(ulg) = encaje sin tensión, con inspección

TABLA. VIII. Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad regular y mala (valor de Q de 10 a 1).

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales			P <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup> (aprox)	CLASO ESR (m)	Tipo de soporte
		AGD Jn	Jr Jo	CLASO ESR (m)			
17	10-4	> 30	-	-	1.0	3.3-9	B(utg) 1-1.5 m B(utg) 1-1.5 m B(utg) 1-1.5 m + S 2-3 cm S 2-3 cm
		> 10, < 30 < 10	-	≥ 6 m			
18	10-4	> 5	-	≥ 10 m	1.0	7-15	B(utg) 1-1.5 cm + cim B(utg) 1-1.5 m + cim B(utg) 1-1.5 m + S 2-3 cm B(utg) 1-1.5 cm + S 2-3 cm
		> 5	-	< 10 m			
		≤ 5	-	≥ 10 m			
		≤ 5	-	< 10 m			
19	10-4	-	-	≥ 20 m	1.0	12-29	B(utg) 1-2 m + S(mr) 10-15 cm B(utg) 1-1.5 m + S(mr) 5-10 cm
		-	-	< 20 m			
20	10-4	-	-	≥ 35 m	1.0	24-52	B(utg) 1-2 m + S(mr) 20-25 cm B(utg) 1-2 m + S(mr) 10-20 cm
		-	-	< 35 m			
21	4-1	≥ 12.5	≤ 0.75	-	1.8	2.1-6.5	B(utg) 1 m + S 2-3 cm S 2.5-5 cm B(utg) 1 m
		< 12.5	≥ 0.75	-			
22	4-1	> 10, < 30	> 1.0	-	1.5	4.5-11.5	B(utg) 1 m + cim S 2.5-7.5 m B(utg) 1 m + S(mr) 2.5-5 cm
		< 10, < 30	≥ 1.0	-			
23	4-1	≥ 30	-	≥ 15 m	1.5	6-24	B(utg) 1 m B(utg) 1-1.5 m + S(mr) 10-15 cm B(utg) 1-1.5 m + S(mr) 5-10 m
		-	-	< 15 m			
24	4-1	-	-	≥ 30 m	1.5	18-46	B(utg) 1-1.5 m + S(mr) 15-30 cm B(utg) 1-1.5 m + S(mr) 10-15 cm
		-	-	< 30 m			

Estimación del soporte hecha por el autor. los casos disponibles son insuficientes para una estimación real del soporte requerido.

(utg) = con tensión (espesor del tipo de concha en rocas competentes, inyección después del tensado en rocas de mala calidad)

S = concreto lanzado  
 (mr) = malla reforzada  
 cim = malla de cademe  
 CCA = concreto colado  
 (Sr) = acero reforzado

El espaciamiento entre anclas está dado en metros (m). El espesor de concreto lanzado o colado se da en centímetros (cm).

TABLA IX Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad muy pobre (valor de Q de 1.0 a 0.1)

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales		CLARQ/ESR (m)	P Kg/cm (aprox)	CLARO/ESR (m)	Tipo de soporte
		RQD/Jm	Jr/Jd				
25	1.0-0.4	> 10 ≤ 10 -	> 0.5 + 0.5 0.5	- - -	2.25	1.5-4.2	B(ug) 1 m + mr o cim B(ug) 1 m + S(mr) 5 cm B(ig) 1 m + S(m) 5 cm
26	1.0-0.4	-	-	-	2.25	3.2-7.5	B(ig) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm. B(ug) 1 m + S.2.5-5 cm.
27	1.0-0.4	-	-	≥ 12 m	2.25	6-18	B(ig) 1 m + S(mr) 7.5-10 cm.  B(ug) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm CCA 20-40 cm + B(ig) 1 m S(mr) 10-20 cm + R(ig) 1 m
				< 12 m			
				> 12 m			
				< 12 m			
28	1.0-0.4	-	-	≥ 30 m	2.25	15-58	B(ig) 1 m + S(mr) 30-40 cm R(ig) 1 m + S(mr) 20-30 cm B(ig) 1 m + S(mr) 15-20 cm CCA(mr) 30-100 cm + B(ig) 1 m
				≥ 20-30			
				< 20 m			
				< 20 m			
29	0.4-0.1	> 5 ≤ 5 -	> 0.25 + 0.25 -	-	3.0	10-31	B(ug) 1 m + S.2-3 cm B(ug) 1 m + S(mr) 5 cm B(ig) 1 m + S(mr) 5 cm
				< 5			
30	0.4-0.1	> 5 ≤ 5 -	-	-	3.0	2.2-6	B(ig) 1 m + S.2.5-5 cm S(mr) 5-7.5 cm B(ig) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm
				< 5			
31	0.4-0.1	> 4 ≥ 4, ≤ 1.5 ≤ 1.5 -	-	-	3.0	4-14.5	B(ig) 1 m. + S(mr) 5-12.5 cm S(mr) 7.5-25 cm CCA 20-40 cm + B(ig) 1 m CCA(mr) 30-50 cm. + B(ig) 1 m
				-			
				-			
				-			
32	0.4-0.1	-	-	≥ 20 m	3.0	11-34	B(ig) 1 m + S(mr) 40-60 cm B(ig) 1 m + S(mr) 20-40 cm CCA(mr) 40-120 cm R(ig) 1 m
				< 20			
				-			
				-			

TABLA. X Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad extremadamente mala y excepcionalmente mala (valor de Q de 0.1 a 0.001).

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales		CLARO/ESR	P Kg/cm <sup>2</sup> (aprox.)	CLARO/ESR (m)	Tipo de soporte
		RQD/Jn	Jr/Ja				
33	0.1-0.01	≥ 2 4 2 -	- - -	- - -	8	1.0-3.9	B(tg) 1 m + S(mr) 2.5-5 cm S(mr) 5-10 cm S(mr) 7.5-15 cm
34	0.1-0.01	≥ 2 4 2 -	≥ 0.25 ≥ 0.25 4 0.25 -	- - - -	8	2.0-11	B(tg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm S(mr) 7.5-15 cm S(mr) 15-25 cm CCA(sr) 20-60 cm + R(tg) 1 m
35	0.1-0.01	- - -	- - -	≥ 15 m ≥ 15 m 4 15 m 4 15 m	8	6.5-28	B(tg) 1 m + S(mr) 30-100 cm CCA(sr) 60-100 cm + B(tg) 1 m B(tg) 1 m + S(mr) 20-75 cm CCA(sr) 40-150 cm + B(tg) 1 m
36	0.01-0.001	- -	- -	- -	12	1.0-2.0	S(mr) 10-20 cm S(mr) 10-20 cm + B(tg) 0.5-1.0 m
37	0.01-0.001	- -	- -	- -	12	1.0-6.5	S(mr) 20-60 cm S(mr) 20-60 cm + B(tg) 0.5-1.0 m
38	0.01-0.001	- - - -	- - - -	≥ 10 m ≥ 10 m 4 10 m 4 10 m	12	4.0-2.0	CCA(sr) 100-500 cm CCA(sr) 100-500 cm + B(tg) 1 m S(mr) 70-200 cm S(mr) 70-200 cm + B(tg) 1 m

La segunda es una bóveda o arco íntimo formado de concreto lanzado y esto generalmente no soporta carga ya que se ha logrado un equilibrio. Esta exactitud ha establecido como necesidad un incremento del factor de seguridad.

#### Designación Standard de Secciones.

Este orden esta relacionado a la designación de la sección standard para el proyecto donde es necesario establecer la capacidad de carga requerida del soporte para los diferentes tipos de roca. Como se muestra en la fig. 9, donde capacidad de carga de la bóveda puede ser determinado por la curva  $\nabla_r/\Delta_r$  la cual esta en función de las características -- del tipo de roca y condición de esfuerzos primarios.

Como es bien sabido el requerimiento de esfuerzos radiales  $P_{ia}$  para obtener un equilibrio de esfuerzos disminuidos y el desarrollo simultáneo de una zona plástica hasta el borde de la zona permitido que se muestra en la fig. 8. La razón de la disminución esta en función principalmente de la condición de esfuerzos primarios  $\nabla_o$  y el ángulo de fricción interna  $\phi$  de la roca como una condición rápidamente disminuido fig. 9.

Para cualquier intersección entre  $P_i$  y la curva  $\nabla_r$  da el equilibrio necesario para la resistencia requerida del soporte.

La característica particular del NATM es la intersección que siempre tiene lugar en la bifurcación descendiente de la curva. Por ejemplo--

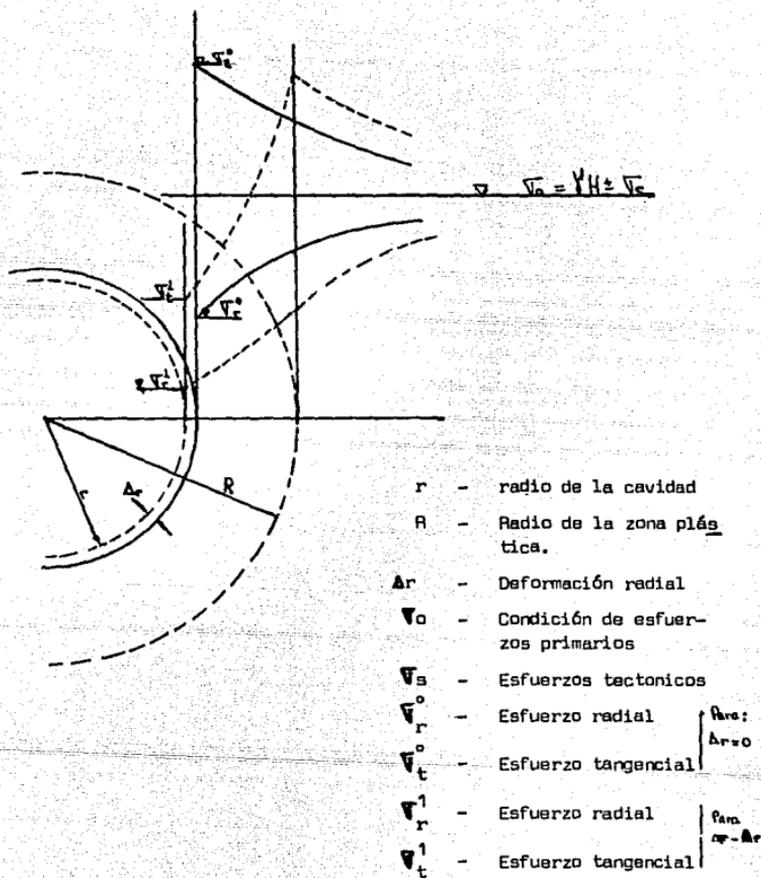


FIG. 8 Esfuerzos alrededor de un túnel de sección circular

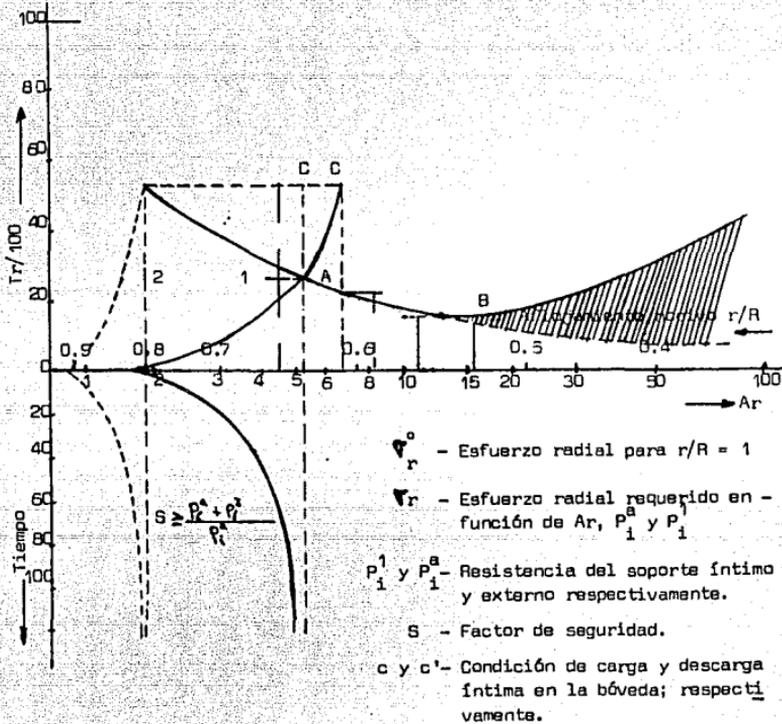


FIG. 9 Representación esquemática de la curva  $\nabla_r/Ar$ , mostrando la relación recíproca entre  $\nabla_r$ ,  $Ar$   $r/R$  y  $\nabla$  para soportes de límite 1 y 2 y con diferente tipo de aplicación.

si el soporte falla parcialmente, un nuevo equilibrio es alcanzado con algún refuerzo mínimo en la sección según la distancia al punto inferior del mínimo de la curva  $\nabla_r$  marcado con B en la fig. 9 contra Pimin donde da comienzo el aflojamiento nocivo:

De otra manera para métodos convencionales la intersección del punto está usualmente situado en la bifurcación descendente de la curva  $\nabla_r$ . Sin alguna falla el punto de intersección se mueve a la derecha y el soporte requerido aumenta; así la estructura del soporte tendrá que ser reforzada para una capacidad mayor que la anterior.

Los aflojamientos son considerados nocivos cuando hay quebramientos y fisuras y la roca no es capaz de transmitir o soportar el esfuerzo cortante y de compresión. El peso de la masa aflojada es adicional al soporte causando actualmente el área libre o sobreexcavación.

Para ser posible el trazo de la curva  $\nabla_r/\Delta_r$  tienen que ser establecidos los siguientes parámetros:

- La condición de esfuerzos primarios  $\nabla_0$  con la dirección del esfuerzo principal.
- El ángulo de fricción interna  $\phi$
- La resistencia a la compresión uniaxial  $\nabla_{0gd}$  paralela y normal a la estratificación.

El correspondiente módulo de elasticidad y deformación.

Si se elige un tipo de soporte rígido para la bóveda (curva 2 en la fig. 9) en la intersección con la curva  $\nabla r$  la rigidez aumentará mientras que el factor de seguridad simultáneamente disminuye.

La capacidad de carga mínima del arco está decidida por las pequeñas entibaciones con una capa de concreto apropiada, que al tener un  $\pi$  grande se necesitara que el espesor o densidad del concreto tenga que ser determinado por  $P_1^a$  y el requerimiento del factor de seguridad  $S$ .

Con estas bases establecidas anteriormente para ciertas secciones donde el refuerzo puede ser ligero y por lo tanto computado como tal, -- fig. 10 donde se muestra el desarrollo de estas bases para el cálculo de la entibación y de esta manera tenemos:

La resistencia del material de la entibación (concreto lanzado, concreto, etc.) esto dado por :

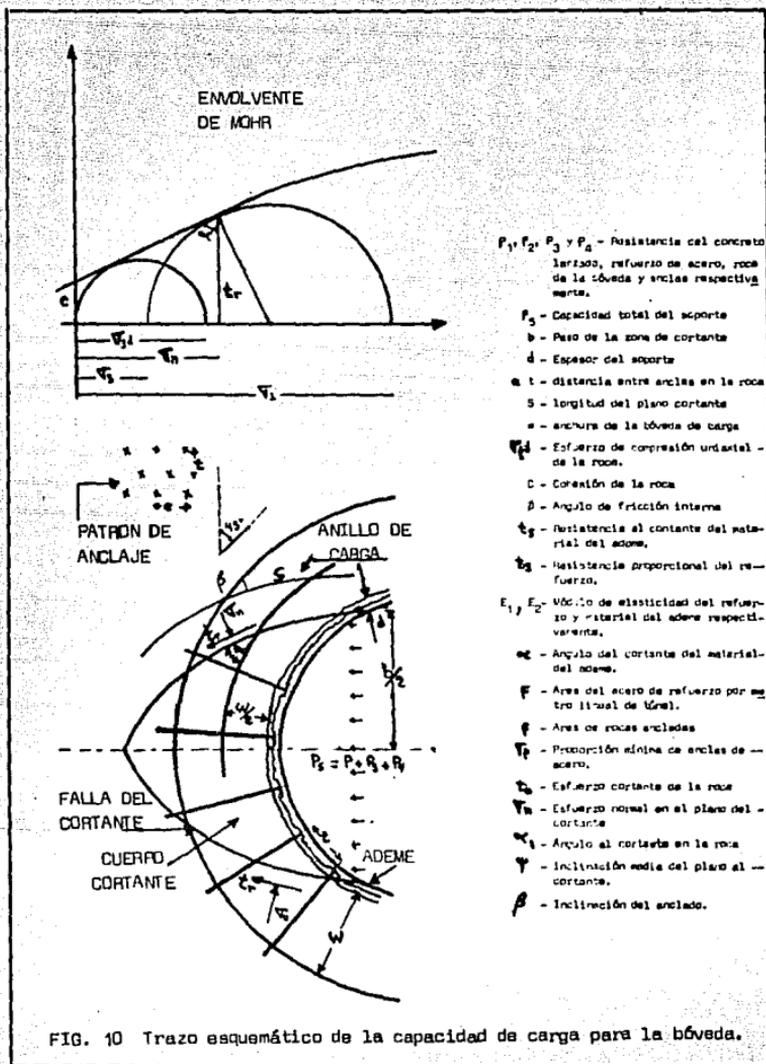
$$P_1 = \frac{dt_s}{\text{sen}\alpha (b/2)}$$

La resistencia de un refuerzo adicional (Fierro de refuerzo, Malla-loc, Marcos Metálicos, etc.) esto dado por :

$$P_2 = \frac{Ft_r}{\text{sen}\alpha (b/2)}$$

donde :  $t_s = \frac{t_s E_1}{E_2} = 15 t_s$  para concreto

La resistencia en la entibación es :  $P = P_1 + P_2$



La resistencia del anclaje para una presión radial es :

$$P_4 = \frac{f \sigma_p}{e t}$$

La resistencia del anclaje para una presión lateral será :

$$\sigma_3 = P_1 + P_2 + P_4$$

Estos parámetros pueden ser determinados por mediciones y el curso de la curva computado por medio del método del elemento finito, tomando en consideración el método de excavación (a sección completa o seccionada)

A la vez que para  $\Delta_r = 0$ ,  $\sigma_r$  está dado teóricamente por las siguientes expresiones :

$$\sigma_r = \frac{2 \sigma_c - \sigma_g}{+ 1}$$

$$\text{Si : } \quad \epsilon = \frac{1 + \operatorname{sen} \beta}{1 - \operatorname{sen} \beta} \quad \text{y} \quad \sigma_g = \frac{2 c}{\operatorname{tg} (45 - \beta/2)}$$

donde :

c = cohesión

$\beta$  = ángulo de fricción interna

La relación establecida entre  $\sigma_r$  min y  $\sigma_r$  se puede ver en el siguiente ejemplo: para un túnel situado en roca buena y compacta con una pequeña sobrecarga, donde el esfuerzo tangencial en el borde se desprecia y — excede el esfuerzo de compresión uniaxial; el  $P_1$  min puede ser pequeño — particularmente si la roca toma una carga alta permanentemente en adición causando un confinamiento de estratos.

El mismo tipo de roca sometido a una gran sobrecarga es obligado a desarrollar una zona plástica favorablemente grande causando deformaciones significantes. La roca en este caso es apropiada para tener fracturas profundas hasta de varios metros, requiriendo un  $P_i$  min grande, por lo que es necesario un sistema cruzado de estratos en lugar de ser confinado.

El valor de capacidad de carga que requiere la bóveda  $P_1^a$  debe de ser elegido para combinar la máxima economía y un grado aceptable de seguridad, por lo tanto  $P_1^a$  es posible que este prácticamente cerca del  $P_i$  min, obteniendo por este orden un factor de seguridad grande, desde la entibación adicional a la resistencia  $P_i^1$  de la bóveda.

Y con la envolvente de Mohr la resistencia al cortante de la masa rocosa  $\tau$  y el ángulo al cortante  $\alpha$  es determinado asumiendo el esfuerzo principal paralelo al ángulo recto a la línea de excavación.

La capacidad de carga del arco rocosa esta dada por :

$$P_3 = \frac{str \cos \psi}{b/2} - \frac{S \nabla n \sin \psi}{b/2}$$

La resistencia del anclaje contra el movimiento del conjunto cortante alrededor de la cavidad es:

$$P_4 = \frac{af \sqrt{p} \cos \beta}{at (b/2)}$$

La capacidad total de carga en la bóveda es por lo tanto

$$P_5 = P_2 + P_3 + P_4 \geq P_i \text{ min}$$

Una parte inseparable del método es el concreto lanzado que se hace solidario al terreno mediante un sistema de anclaje o un armado ligero - que contribuye a incrementar la presión de confinamiento engendrado por el efecto de bóveda en el contacto concreto lanzado - roca, haciendo que se reduzcan y controlen las deformaciones de la masa rocosa hacia la excavación; siendo esta una parte inseparable del método.

El dimensionamiento final por medidas.

Una fase y concepción inseparable del N A T M es un programa sofisticado de mediciones, que controlan sistemáticamente los esfuerzos y deformaciones permitiendo determinar la resistencia del soporte correspondiente con el tipo de roca en cuestión. Por este método toda perturbación incluso ulterior queda descartada, ya que el revestimiento de concreto lanzado reforzado al terreno es definitivo desde la apertura de la cavidad. Esta manera de proceder permite sobre todo, como lo muestran la medición de los esfuerzos, el eliminar los efectos nefastos de la descompresión o aflojamientos nocivos.

Ejecución del Proyecto.

El proyecto de ejecución es elaborado conjuntamente a partir:

- de los datos recogidos en el reconocimiento preliminar y completados, con los obtenidos en la ejecución de la obra.
- de la clasificación geotécnica de los terrenos.

- de los resultados de ensayos geotécnicos.
- de un estudio teórico.

Para particularizar este trabajo, se mostrará la secuencia a seguir en el análisis del revestimiento del túnel en la Sierra de las Cruces, sistema Cutzamala, (Plan Mediato para el Abastecimiento de Agua Potable del Area Metropolitana del Valle de México). Teniendo como base general alguna de las teorías mencionadas en este capítulo. En este caso se optó por hacer el estudio en base a los métodos tradicionales; basados en gran parte en la experiencia, utilizando para obtener la carga vertical el método de Protodyakonov y las fórmulas deducidas de Raymond J. Roak para la obtención de los elementos mecánicos de la sección.

- Consideraciones Básicas.

a) Resistencias a compresión de la roca.

En base a las pruebas de laboratorio efectuadas por Geosistemas, S. A., se obtuvieron valores de la resistencia de la roca a compresión no confinada y que se enmarcan en los siguientes cadernamientos.

Cadenamiento	Resistencia a compresión no confinada
Km 10 + 000 al Km 13 + 200	25 Kg/cm <sup>2</sup>
Km 13 + 200 al Km 20 + 200	49 Kg/cm <sup>2</sup>
Km 20 + 200 al Km 24 + 200	167 Kg/cm <sup>2</sup>

Siendo estas tres zonas en las que esencialmente se proyectaron diferentes revestimientos.

b) Solicitaciones.

b<sub>1</sub>) Carga Hidráulica.

Se considera carga hidráulica de 80 m. actuando sobre el revestimiento definitivo, la cual es máxima debido a que se aliviará por medio de los drenes localizados en la clave del túnel.

b<sub>2</sub>) Presión de roca.

Se consideró una presión vertical de  $35.0 \text{ ton/m}^2$ , actuando en todo el claro de la excavación; considerando la presión horizontal uniformemente distribuida.

b<sub>3</sub>) Peso propio.

Se propuso en la zona más desfavorable, un revestimiento de concreto de 30 cm. de espesor con un peso volumétrico de  $2.4 \text{ ton/m}^3$ .

- Procedimiento de Cálculo.

Se procede a calcular los elementos mecánicos en diferentes puntos de la sección del túnel sujeta a las siguientes solicitaciones:

- a) Presión vertical uniformemente distribuida.
- b) Presión horizontal uniformemente distribuida.
- c) Presión radial exterior del agua.
- d) Presión debido al peso propio del revestimiento.

Las expresiones de momentos flexionantes y fuerzas normales para los distintos efectos son las siguientes:

a) Presión vertical.

$$M_1 = 0.25 W_v R^2$$

$$T_1 = 0.0$$

$$M_2 = -0.25 W_v R^2$$

$$T_2 = -W_v R$$

$$M_3 = 0.25 W_v R^2$$

$$T_3 = 0.0$$

b) Presión horizontal.

$$M_1 = -0.25 W_h R^2$$

$$T_1 = -W_h R$$

$$M_2 = 0.25 W_h R^2$$

$$T_2 = 0.0$$

$$M_3 = -0.25 W_h R^2$$

$$T_3 = -W_h R$$

c) Presión radial exterior del agua.

$$M_1 = -0.176 K R^3$$

$$T_1 = -0.584 K R^2$$

$$M_2 = 0.194 K R^3$$

$$T_2 = 0.215 K R^2$$

$$M_3 = -0.219 K R^3$$

$$T_3 = -1.417 K R^2$$

d) Presión debido al peso propio.

$$M_1 = 0.350 W_{pp} R^2$$

$$T_1 = 0.167 W_{pp} R$$

$$M_2 = -0.390 W_{pp} R^2$$

$$T_2 = -1.570 W_{pp} R$$

$$M_3 = 0.445 W_{pp} R^2$$

$$T_3 = -0.167 W_{pp} R$$

La presión vertical es igual a 35 ton/m<sup>2</sup> mediante la aplicación de --

la teoría de Protodyakonov.

La presión horizontal se obtuvo a partir de la siguiente fórmula, --

aplicable en este caso:

$$W_h = \frac{0.26 W_{pp} R^3 + 0.17 W_v R^3 + \frac{0.13 K R^5}{R} - 0.13 K R^4}{2.70 \frac{E I}{E r} + 0.17 R^3}$$

en donde:

$$W_{pp} = 0.30 \times 2.40 = 0.720 \text{ ton/m}^2 \text{ (peso propio).}$$

$$R = 2.37 \text{ m (radio al paño de la excavación).}$$

$$R_1 = 2.07 \text{ m (radio al paño interior del revestimiento).}$$

$$W_v = 35 \text{ ton/m}^2 \text{ (presión vertical).}$$

$$K = 1.0 \text{ ton/m}^3 \text{ (peso volumétrico del agua).}$$

$$E = 10000 \text{ f'c} = 158 \times 10^4 \text{ ton/m}^2 \text{ (módulo de elasticidad del concreto).}$$

$$E_r = 20000 \text{ Kg/cm}^2 = 20 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$$

$$I = 1.0 \times 0.30^3 = 2.25 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \text{ (Mo de Inercia de la sección).}$$

$$\text{Por lo tanto } W_h = 34.48 \text{ ton/m}^2$$

Ahora bien, aplicando las fórmulas, se obtiene los siguientes valores de los momentos flexionantes y fuerzas normales actuando en la sección e indicados en la figura 10 a.

a) Presión vertical.

$$M_1 = 49.1 \text{ ton-m}$$

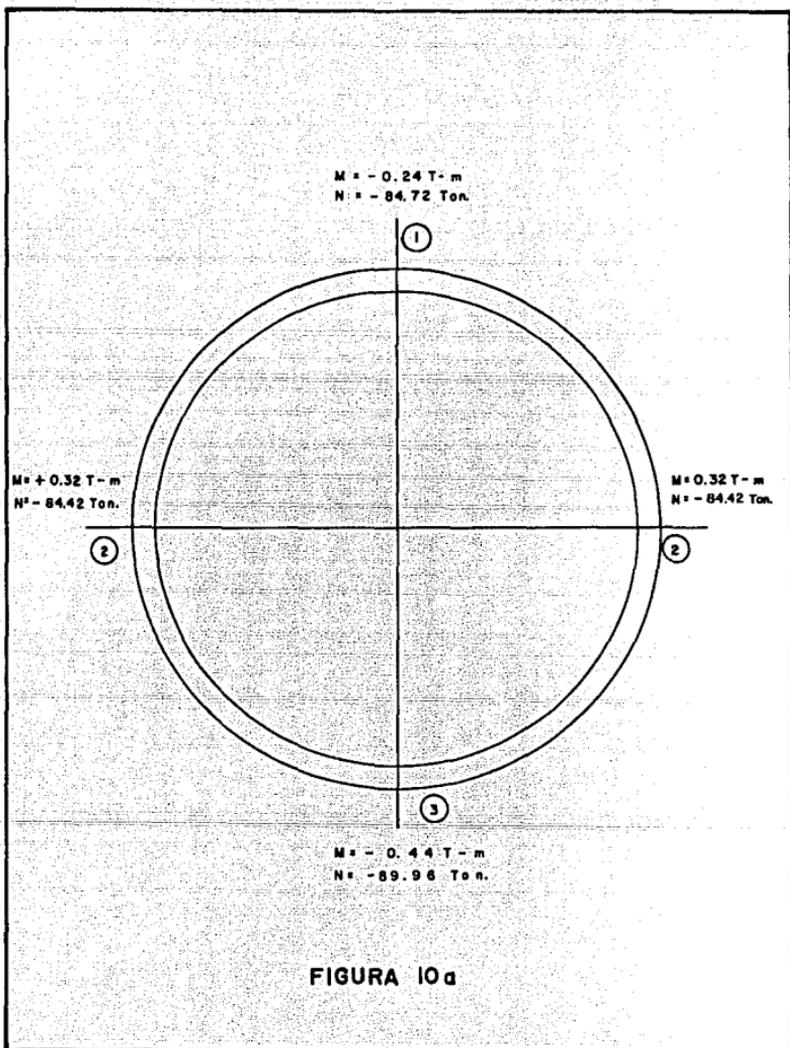
$$M_2 = -49.1 \text{ ton-m}$$

$$M_3 = 49.1 \text{ ton-m}$$

$$T_1 = 0.0 \text{ ton}$$

$$T_2 = -82.95 \text{ ton}$$

$$T_3 = 0.0 \text{ ton}$$



b) Presión horizontal.

$$M_1 = -48.42 \text{ ton-m} \quad M_2 = 48.42 \text{ ton-m} \quad M_3 = -48.42 \text{ ton-m}$$

$$T_1 = 81.72 \text{ ton} \quad T_2 = 0.0 \text{ ton} \quad T_3 = -81.72 \text{ ton}$$

c) Presión radial exterior del agua.

$$M_1 = -2.34 \text{ ton-m} \quad M_2 = 2.58 \text{ ton-m} \quad M_3 = -2.92 \text{ ton-m}$$

$$T_1 = -3.28 \text{ ton} \quad T_2 = 1.21 \text{ ton} \quad T_3 = -7.26 \text{ ton}$$

d) Presión debido al peso propio.

$$M_1 = 1.42 \text{ ton-m} \quad M_2 = -1.58 \text{ ton-m} \quad M_3 = 1.80 \text{ ton-m}$$

$$T_1 = 0.28 \text{ ton} \quad T_2 = -2.68 \text{ ton} \quad T_3 = -0.28 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$M_1 = 49.10 - 48.42 - 2.34 + 1.42 = -0.24 \text{ ton-m}$$

$$M_2 = -49.10 + 48.42 + 2.58 - 1.58 = 0.32 \text{ ton-m}$$

$$M_3 = 49.10 - 48.42 - 2.92 + 1.80 = -0.44 \text{ ton-m}$$

$$T_1 = -84.72 \text{ ton}$$

$$T_2 = -84.72 \text{ ton}$$

$$T_3 = -89.96 \text{ ton}$$

De los resultados anteriores, se puede observar que los momentos son pequeños y el concreto solo trabajará a compresión, con un  $P_{\text{máx}} = 90 \text{ ton}$ . De las recomendaciones hechas por Geosistemas S. A., se tomará una carga adicional de 80 m de columna de agua, teniendo por lo tanto una presión hidrotástica exterior igual a:

$$T = P_e R; \quad T = 80 \text{ ton/m}^2 \times 2.37 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 189.6 \text{ ton equivalente a -}$$

190 ton. que adicionada a la obtenida de un  $P = 280$  y de las especificaciones para diseño plástico del reglamento de construcción del O. D. F. - tendremos:

Factor de carga = 1.4

Factor debido a que un elemento falle por compresión = 1.2

$C_v = 0.15$  (coeficiente de variación).

$f^*c = 0.9 (1 - C_v) f'c$  ( $f'c$  reducida por diseño plástico).

$f''c = 0.85 f^*c$  (resistencia nominal del concreto).

$f^*c = 0.9 \times 0.85 f'c = 0.765 f'c$

$f''c = 0.85 f^*c = 0.65 f'c$

Si  $P = 280$  ton, entonces:

$P$  (de diseño) =  $280 \times 1.4 \times 1.2 = 470$  ton

Considerando un revestimiento de 30 cm de espesor, tenemos:

$0.65 f'c \times 100 \times 30 = 470\ 000$

$f'c$  (necesaria) =  $\frac{470\ 000}{0.65 \times 100 \times 30} = 241 \text{ kg/cm}^2$  por lo tanto

se colocará concret con un  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Es de hacerce notar que el caso analizado es el más desfavorable - (cadenamiento 10 + 000 al 13 + 200) pues según estudios de Geosistemas - S. A. figura 10 b, en la zona restante sólo será necesaria la colocación de concreto lanzado con espesores de 10 a 20 cm. figura 10 c, con un - -  $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$  debido a posibles deficiencias en el control de calidad,

ADEME: MARCOS METALICOS. Separación según se requiera

REVESTIMIENTO DEFINITIVO: CONCRETO COLADO CON CIMBRA METALICA DESLIZANTE

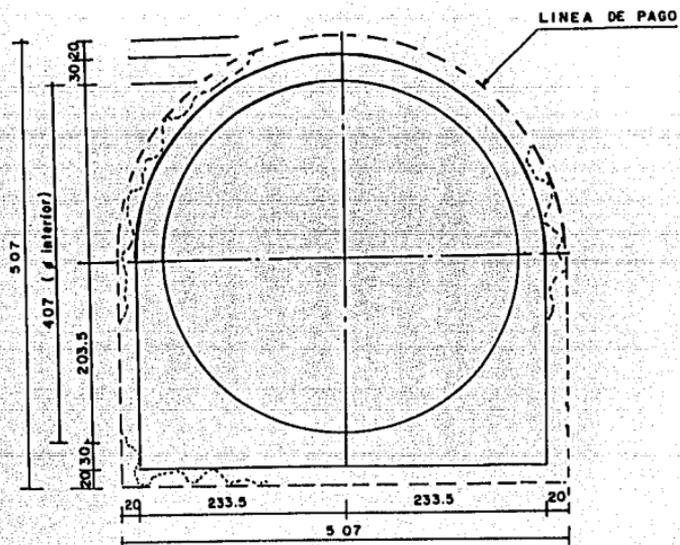


FIGURA 10b

ADEME: CONCRETO LANZADO

REVESTIMIENTO DEFINITIVO: CONCRETO LANZADO. Excepto  
charola indicada

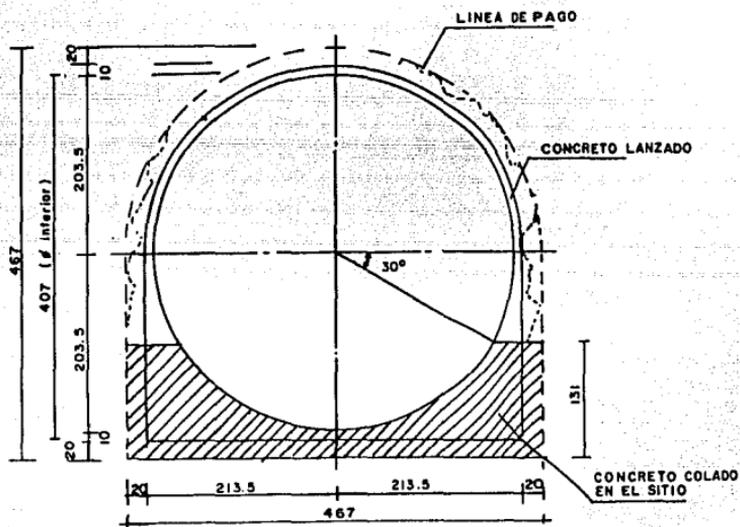


FIGURA 10c

no debiendo en ningún caso volver a usarse aquél que haya sido rebotado.

Por otra parte, deberán preverse en el exterior sistemas de soporte adicionales que se instalarán en caso de encontrar zonas con altos fracturamientos o de fallas debido a la imposibilidad de su predicción real.

### III. ADEME A BASE DE MARCOS METALICOS Y CONCRETO LANZADO

#### GENERALIDADES.

El sistema de soporte en excavaciones subterráneas ha sido por muchos años muy discutido y en un gran número de estos representan una parte del costo global de la misma.

Dependiendo de las características mecánicas de la roca y del tamaño del túnel, se puede decidir si el ademe se deberá proporcionar con marcos metálicos; concreto lanzado u otros.

En todo caso, es conveniente realizar un estudio económico y/o tiempo de entrega de la obra para así poder elegir el tipo de ademe; pero se puede adelantar que en excavaciones de gran sección transversal el ademe metálico es el más tradicional.

Aunque en la actualidad en túneles y lumbreras de gran sección transversal se ha utilizado concreto lanzado tanto en roca suave como incompatante obteniendo buenos resultados.

El método tradicional a base de marcos metálicos recomienda su uso debido a la facilidad de colocación.

La técnica moderna mediante el concreto lanzado recomienda su uso ya que ha logrado hacer que la roca y el concreto lanzado trabajen en conjunto, así como su fácil colocación en un tiempo mínimo, siendo un sistema de ademe que comparativamente representa mayores ventajas con

los otros ademas existentes.

A continuación se citarán las propiedades con respecto a estos dos tipos de ademe para visualizar así la importancia que tiene la armonía existente en la relación roca y soporte, ya que cualquier criterio debe relacionar una serie de factores que son: una mayor estabilidad, economía, seguridad y el menor tiempo de construcción.

#### Marcos Metálicos.

De acuerdo a los sistemas de soporte más comunes se discute en primer lugar los soportes metálicos y en segundo los procedimientos y características del concreto lanzado empleados de manera independiente y en combinaciones con los marcos metálicos.

En medida en que los marcos metálicos han venido desplazando a los de madera, que son de vida más corta, la distinción entre soportes temporales y permanentes ha perdido su importancia original ya que en la actualidad para calcular las sollicitaciones de carga que actuara sobre el ademe se determinan de la misma manera y con las mismas sollicitaciones de carga. Por lo tanto el soporte inicial se diseña con la carga total esperada. En esta forma el revestimiento posterior se construye para proteger el soporte primario o para proporcionar al túnel requisitos secundarios como un mejor acabado.

El soporte debe ser compatible con el método de excavación para ob-

tener la resistencia y flexibilidad adecuada. El ciclo de excavación tradicional a marcos metálicos comprende las siguientes operaciones: barración, carga, voladura, rezaga y colocación del soporte, cuando se utiliza este sistema el ademe debe colocarse después de rezagar, estimando el tiempo máximo que el túnel puede permanecer sin ademar entre el momento de la voladura y el del ademado, pudiendo fácilmente transcurrir dos o más horas, por lo que es necesario definir el tiempo total que puede permanecer sin el ademe.

En túneles largos donde el procedimiento de excavación puede variar desde sección completa hasta túnel piloto dependiendo de las características geológicas es conveniente que los marcos estén constituidos por varios tramos, de tal forma que se incrementa su versatilidad. En la fig. 11 se indica los tipos y partes de que consta un marco y la fig. 12 muestra la sección típica de un marco en herradura.

La función del soporte es ayudar a que la masa rocosa desarrolle su resistencia, pero evitando la deformación causada por la acción de una gran carga aproximadamente constante.

La relación que existe entre la deformación permisible de la roca y la rigidez y tiempo de instalación del soporte se muestra en la fig. 13- donde se toma en consideración lo siguiente:

- La curva representa la reacción del terreno que está en función -

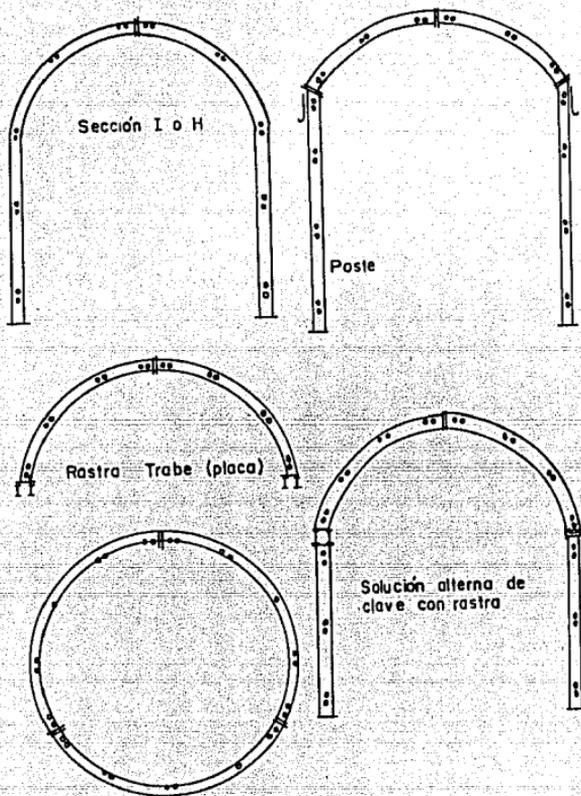


FIG. 11.- CINCO TIPOS DE MARCOS DE ACERO.

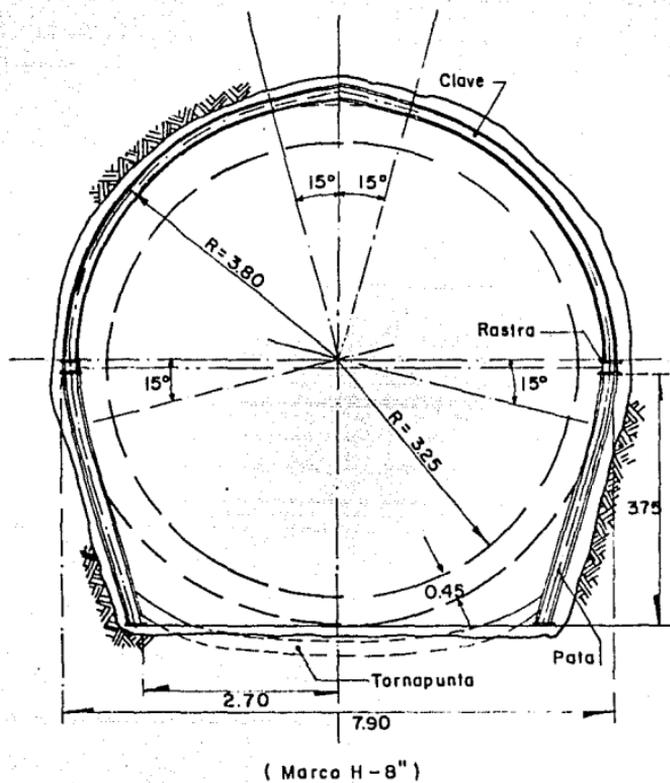
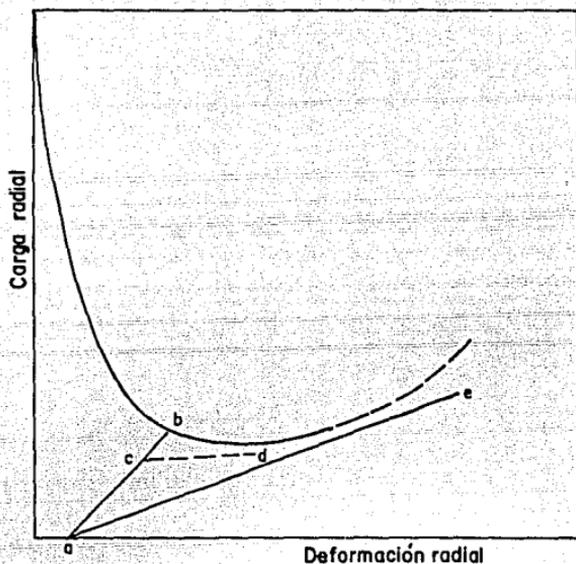


FIG. 12.- SECCION TIPICA DE UN MARCO EN HERRADURA



- a - b Deformabilidad del soporte
- a - c - d Soporte que fluye antes de estabilizar la excavación
- a - e Soporte muy deformable

FIG.13.- CURVA DE REACCION DEL TERRENO DE TUNELES.

principalmente de las propiedades del macizo rocoso y del procedimiento de construcción.

- Al instalar un soporte de rigidez a-b (fig. 13) la deformación de las paredes del túnel se estabilizan cuando la carga y la deformación del sistema de soporte son los representados por el punto b.
- Otro soporte de igual rigidez pero con punto de fluencia en C, es decir con resistencia menor seguirá la a - c - d y no se alcanzará la estabilización.
- Un soporte muy flexible de rigidez a - e no impide la deformación hacia el interior del túnel.
- Una rigidez comprendida entre a - b y a - e puede estabilizar el túnel pero puede también permitir desplazamientos fuera de los requisitos de operación.
- Esta curva es muy importante para designar el sistema de soporte, el único inconveniente que tiene es que solo da buenos resultados en casos de roca masiva e inalterada, en otro tipo de roca solo da alternativas para la selección del soporte a emplear.

Al colocar el muro es necesario "acuñarlo" con madera contra el terreno con el objeto de lograr que las cargas de la roca se transmitan como concentraciones en la estructura de soporte. Conocidas las sollicitaciones del terreno por las teorías o métodos anteriormente expuestos y en comparación con las mediciones de cargas in situ sean razonablemente-

aceptadas en un tramo de longitud que permitan un avance de acuerdo con los programas de construcción.

Es fácil hacer el análisis del marco por cualquiera de los procedimientos de análisis de resistencia de materiales. En las tablas XI y XII se muestran las características y capacidades de carga de marcos metálicos; estas tablas están en función con la hipótesis de distribución las cargas aplicadas consideradas en las fig. 14 y 15.

Los marcos de más rápida colocación son del tipo herradura de dos piezas aunque pueda estar formado por más piezas si el túnel es de gran tamaño o por requerirlo así el procedimiento de excavación empleado. Los marcos de este tipo se fabrican en secciones I o H ya que facilitan la colocación de las estructuras auxiliares y a la simetría de su sección, ventaja que no tiene el perfil de sección U que no resulta adecuado. - - Cuando la unión de la bóveda y las paredes forman un ángulo dado y sobre todo cuando las dimensiones de la obra son grandes y se hace necesario reducir el tamaño de los elementos para facilitar su transporte y manejo, se emplean marcos de dos postes y dos o más piezas en el arco.

En masas rocosas relativamente competentes y siempre que las cargas puedan ser transmitidas al piso a través de muros laterales, puede emplearse el tipo de marcos constituidos por dos o más piezas en arco en la bóveda apoyadas en los muros laterales. Este tipo de soporte elimina tanto el uso de los postes como los posetas para el asiento de los mis-

TABLA. XI - Capacidad de carga para marcos continuos

Perfil		Capacidad en libras por pie de ancho del túnel												Resistencia máx.mg. 24 000 lb/pulg <sup>2</sup>			
Peralte nominal pala y tipo	Peso por pie	14'-0"	16'-0"	18'-0"	20'-0"	22'-0"	24'-0"	26'-0"	28'-0"	30'-0"	32'-0"	34'-0"	36'-0"	40'-0"	42'-0"	44'-0"	
		40"	42"	44"	46"	48"	50"	52"	54"	56"	58"	60"	62"	64"	66"	68"	70"
Espaciamiento máximo entre cuñas de apoyo																	
4" I	7.7	2750	2470														
4"x4" H	13.0	4780	4310	3940	3570												
5" I	10.0	4030	3600	3200	2990												
5"x5" Poste	18.0	6520	6220	5830	5130												
5"x5" H	18.9	7860	7060	6300	5600												
6" I	12.5	5050	5030	4540	4130	3700											
6" I	17.25	7100	6580	5770	5260	4850	4450										
6"x4" Perfil ligero	12.0	5610	4940	4400	4060	3730											
6"x4" Perfil ligero	16.0	7540	6760	6110	5570	5100	4710										
6"x6" Poste	15.5	7450	6670	6030	5600	5050	4650										
6"x6" H	20.0	9950	8560	7740	7050	6400	5960	5530	5140								
6"x6" H	23.0	11900	10570	9570	8710	7980	7360	6830	6350	5930							
7" I	15.3			5960	5450	4960	4610										
8" I	18.4			7640	6950	6370	5880										
8" I	23.0			9100	8190	7600	7010	6500	6040	5640	5280	4960	4670				
8"x4" Perfil ligero	15.0			6320	5750	5270	4860										
8"x8" H	34.3		14950	13600	12460	11500	10070	9220	8250	7670	8150	7680	7270	6880	6550	6210	
8"x5 1/2" WF	17.0		7510	6660	6120	5650	5240										
8"x5 1/2" WF	20.0		8730	7750	7250	6710	6230	5780	5400								
8"x6 1/2" WF	24.0		10600	9650	8830	8150	7560	7020	6560	6150	5770	5440	5150	4880			
8"x6 1/2" WF	28.0		12450	11260	10310	9520	8830	8200	7650	7170	6740	6350	6020	5700			
8"x8" WF	31.0		13820	12590	11530	10640	9860	9160	8560	8020	7530	7100	6720	6360	6040	5750	
8"x8" WF	33.0		15840	14250	13110	12090	11160	10370	9690	9070	8530	8040	7600	7200	6830	6500	
8"x8" WF	40.0		17670	16280	14890	13750	12740	11840	11050	10360	9740	9180	8680	8220	7800	7420	
8"x8" WF	48.0				19640	17950	16600	15390	14290	13360	12510	11760	11090	10390	9840	9340	8890
8"x8" WF	58.0					21700	20030	18560	17240	16110	15110	14210	13400	12660	12000	11390	10830
8"x8" WF	67.0					23190	21500	19970	18650	17470	16420	15460	14650	13880	13160	12540	12040
10" I	25.4				9610	8860	8210	7630	7130	6690	6280	5920	5600	5310	5040	4800	
10" I	35.0				12520	11540	10740	9940	9290	8700	8170	7710	7290	6920	6590	6230	
10"x5 1/2" WF	21.0				8220	7560	7020	6520	6060	5710	5370	5060	4790	4530	4310	4100	
10"x5 1/2" WF	25.0				9870	9170	8450	7860	7340	6880	6400	6000	5760	5490	5200	4960	
10"x8" WF	33.0				13130	12360	11210	10450	9740	9130	8580	8060	7650	7250	6900	6580	
10"x8" WF	39.0				15830	14420	13360	12410	11590	10840	10210	9640	9120	8640	8210	7810	
10"x8" WF	45.0					18100	16660	15450	14370	13420	12540	11830	11160	10550	10000	9500	
10"x10" WF	49.0						18290	16970	15770	14730	13840	12990	12250	11580	10980	10430	9930
10"x10" WF	54.0						20200	18750	17410	16270	15260	14340	13530	12790	12130	11520	10960
12"x10" WF	66.0						24950	22900	21260	19870	18630	17520	16520	15630	14810	14070	13390
12"x8" WF	45.0									14170	13280	12490	11740	11160	10570	10000	9490
12"x10" WF	53.0									16670	15820	14880	14040	13260	12500	11810	11140
12"x12" WF	65.0									21140	19500	18330	17290	16370	15530	14750	14050

OB

TABLA. XII Capacidad de carga para marcos de clave con rastras

Perfil	Peso por pie	Capacidad en libras por pie de ancho del túnel					Resistencia máxima, 24 000 lb/pulg <sup>2</sup>											
		12'-0"	14'-0"	16'-0"	18'-0"	20'-0"	Ancho medido en la superficie exterior del revestimiento				Espaciamiento máximo entre cuñas de apoyo							
		40"	42"	44"	46"	48"	22'-0"	24'-0"	26'-0"	28'-0"	30'-0"	32'-0"	34'-0"	36'-0"	38'-0"	40'-0"	42'-0"	
4" I	7.7	2750	2470															
4"x4" H	13.0	4780	4310	3910	3570													
5" I	10.0	4030	3620	3200	2990													
5"x5" Poste	16.0	6920	6220	5630	5130													
5"x5" H	18.9	7660	7060	6580	5920													
6" I	12.5	5330	5030	4640	4130	3790												
6" I	17.25	7100	6580	5770	5260	4850	4430											
6"x4" Perfil ligero	12.0	2510	4940	4460	4060	3730												
6"x4" Perfil ligero	16.0	7540	6780	6110	5570	5100	4710											
6"x6" Poste	15.5	7450	6670	6030	5490	5030	4650											
6"x6" H	20.0	9050	8560	7740	7090	6460	5960	5530	5140									
6"x6" H	25.0	11900	10570	9570	8710	7960	7360	6830	6350	5930								
7" I	15.3				3920	4930	4610											
8" I	18.4				7640	6950	6370	5890										
8" I	23.0				9100	8290	7600	7010	6500	6040	5640	5280	4960	4670				
8"x4" Perfil ligero	15.0				6320	3750	3270	4880										
8"x8" H	34.3				14950	13610	12400	11500	10670	9920	9250	8670	8150	7680	7270	6880	6530	6210
8"x5 1/2" WF	17.0				7310	6600	6120	5650	5240									
8"x5 1/2" WF	20.0				8730	7950	7250	6710	6290	5780	5400							
8"x6 1/2" WF	24.0				10600	9650	8930	8150	7560	7020	6560	6150	5770	5440	5150	4880		
8"x6 1/2" WF	28.0				12430	11260	10310	9520	8650	8000	7450	7170	6790	6350	6020	5700		
8"x8" WF	31.0				13820	12590	11530	10640	9800	9100	8580	8020	7530	7100	6720	6300	6040	5750
8"x8" WF	35.0				15640	14250	13110	12040	11160	10370	9690	9070	8530	8040	7600	7200	6850	6500
8"x8" WF	40.0				17670	16280	14890	13750	12740	11840	11050	10360	9740	9180	8680	8220	7800	7470
8"x8" WF	46.0					17920	16600	15330	14290	13340	12510	11760	11090	10390	9840	9340	8920	8620
8"x8" WF	58.0					21700	20050	18560	17240	16110	15110	14210	13400	12660	12000	11390	10830	10340
8"x8" WF	67.0					25100	23190	21500	19970	18650	17470	16420	15480	14650	13980	13160	12540	12040
10" I	23.4					9610	8660	8010	7550	7150	6800	6280	5920	5600	5310	5040	4800	
10" I	33.0					12320	11340	10740	10040	9540	9090	8700	8170	7710	7290	6900	6550	6230
10"x5 1/2" WF	21.0					8720	7930	7390	6920	6520	6090	5710	5370	5080	4790	4550	4310	4100
10"x5 1/2" WF	25.0					9670	9120	8460	7860	7340	6980	6470	6100	5750	5420	5210	4960	
10"x6" WF	33.0					13130	12060	11210	10480	9740	9130	8580	8060	7550	7250	6900	6580	
10"x6" WF	39.0					15630	14420	13560	12610	11900	11200	10210	9640	9120	8640	8210	7810	
10"x6" WF	45.0					18100	16880	15450	14370	13420	12580	11850	11160	10590	10000	9500	9040	
10"x10" WF	49.0					18290	16970	15770	14750	13820	12990	12250	11580	10980	10430	9930		
10"x10" WF	59.0					20200	18750	17410	16270	15260	14540	13530	12790	12130	11520	10960		
10"x10" WF	66.0					24690	22900	21260	19870	18630	17520	16520	15520	14810	14070	13390		
12"x6" WF	45.0								14170	13280	12490	11790	11150	10570	10050	9660		
12"x10" WF	53.0								16670	15820	14980	14040	13260	12600	11960	11400		
12"x12" WF	63.0								20780	19500	18330	17290	16370	15530	14750	14050		

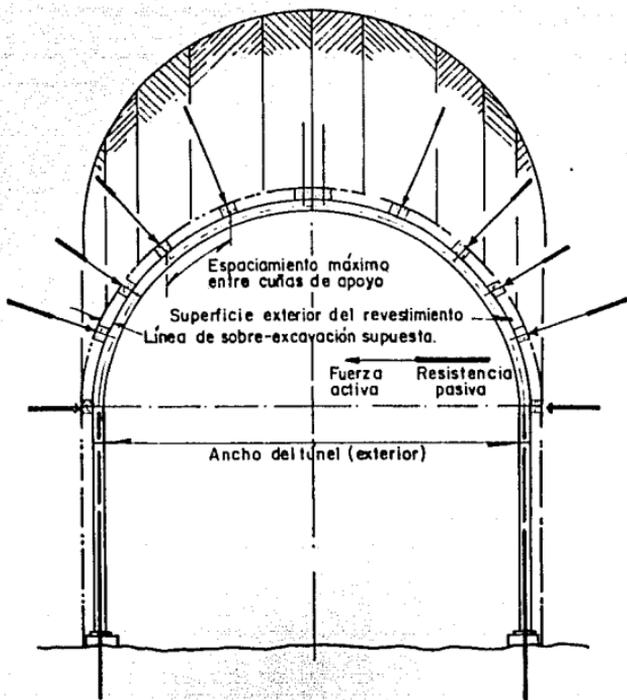
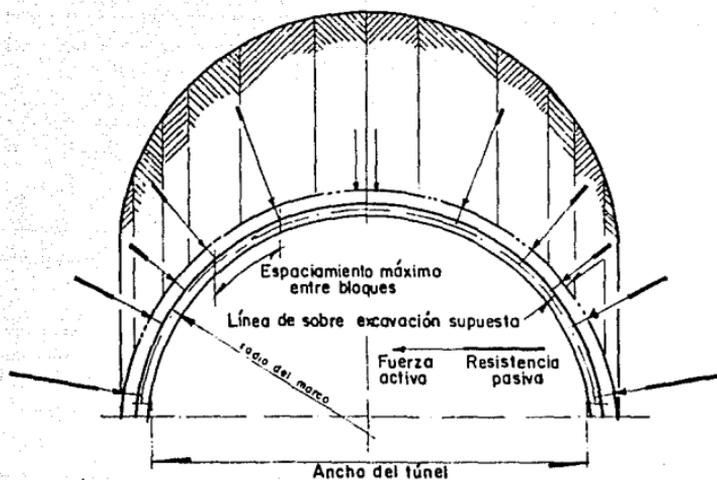


FIG. 14.— MARCOS CONTINUOS



**FIG.15.- MARCOS DE CLAVE RASTRAS**

mos. Este sistema de soporte no deberá aplicarse en roca fracturada ni de mala calidad. El apoyo de los muros laterales debe de ser firme y uniforme. En túneles de paredes laterales muy altas es conveniente reforzar los muros laterales con postes que pueden quedar más espaciados que los arcos de la bóveda.

En rocas de muy mala calidad, muy fracturada o expansivas los marcos circulares son los más apropiados por su habilidad de resistir cargas en cualquier dirección. Cuando en marcos en herradura aparecen presiones laterales importantes, se hace necesaria la instalación de la torapunta fig. 12, para resistir estas presiones y prevenir el hundimiento del piso. En ocasiones el marco de herradura se convierte en marco circular para contrarrestar presiones laterales importantes.

Las estructuras de soporte que se instalan en el sentido longitudinal son las rastras, que sirven para dar la separación adecuada y transmitir a los marcos las cargas correspondientes a los espacios comprendidos entre ellos. Las estructuras secundarias que se instalan entre marcos, rastras y separadores, pueden ser de madera, plástico o acero y tienen una o más de las siguientes funciones:

- Proteger contra desprendimientos pequeños.
- Recibir y transmitir las cargas a las estructuras principales.
- Proporcionar una superficie sobre la cual debe apoyarse el acuminamiento necesario entre el terreno y los soportes, uniformizando -

las cargas sobre los muros de revestimiento.

- Proporcionar rigidez longitudinal al sistema de marcos.

Por razones económicas y de tipo constructivo es aconsejable efectuar levantamientos topográficos precisos del túnel para verificar que el eje del túnel coincida con el de proyecto.

En el levantamiento topográfico se obtiene la siguiente información:

1. Plano de gálibos horizontales.
2. Perfil de piso y clave.
3. Secciones transversales.

En el plano de gálibos horizontales se estudia la posición más conveniente del eje de cimbra con respecto al eje de proyecto. Normalmente este eje de cimbra se localiza al centro de la planta de gálibos y para definir la longitud de cada tangente así como la magnitud de las desviaciones del eje de cimbra, se deberá emplear una plantilla del módulo de cimbra hecha a la misma escala de los planos topográficos.

En el perfil de piso y clave deberá ubicarse la rasante hidráulica de proyecto, y en dicho plano deberá estudiarse la posición más conveniente del eje de cimbra, haciéndose en caso necesario la modificación de la rasante hidráulica de proyecto y respetándose las restricciones marcadas en el proyecto.

Una vez definido el eje de cimbra en planta y en perfil, se procede

a estudiar en las secciones transversales distintos espesores del revestimiento, obteniéndose al mismo tiempo la relación de los marcos por mover para cada espesor estudiado, así como la magnitud de dichos movimientos.

En base a la información mencionada, se procede a definir el espesor del revestimiento más conveniente desde el punto de vista estructural y económico, obteniéndose de inmediato la relación de marcos por mover y la magnitud de movimientos.

#### Colocación de Marcos.

La colocación de marcos metálicos consiste en colocar los elementos que la forman, dos piezas postas y dos arcos, en su posición correcta — tanto en línea como en nivel.

Para lograr esta condición, la operación se divide en tres partes — principales:

##### a) Colocación de los postas.

La colocación de los postas se hace sobre una plantilla o zapata perfectamente nivelada de acuerdo con la rasante de proyecto, para que — el marco quede en su posición correcta debe quedar ligado provisionalmente a los postas del marco anterior para así poder moverlo según señales del topógrafo; quedando así alineado y centrado, fijándose perfectamente con tensores y separadores con el marco anterior.

b) Erección de los Arcos.

Nivelados, centzados y asegurados los postes del marco resta únicamente colocar a tope y atornillados en la parte superior los arcos del marco con la ayuda de la plataforma de barrenación, un malacate de aire, un estrobo y una patasca que auxiliarán para colocar estos arcos en su posición, colocándose los tornillos de unión y apretándose firmemente; esta actividad deberá estar vigilado por el topógrafo que irá señalando los movimientos necesarios para centrar bien la unión de los arcos.

c) Retaque de Madera.

Consista en dos partes:

a) Aseguramiento (castigo del marco). Consista en colocar en puntos bien definidos, bloques de madera entre el patin exterior del marco y el terreno, con el objeto de alinear el marco y principalmente para transmitir a lugares determinados las cargas provenientes del terreno.

b) Retaque propiamente dicho: Consista en rellenar en forma ordenada con madera de escuadria y longitudes adecuadas en el espacio entre los bloques de madera y el terreno en el claro o luz entre dos marcos cubriendo y soportando el terreno.

Tanto el aseguramiento (castigo) y retaque de madera, se amacizan con

cuñas de madera colocadas convenientemente. Nunca deberán usarse clavos en las cuñas, pues no permitira que posteriormente pueda apretarse (recastigarse) el retaque de madera y el marco mismo.

Con el objeto de acelerar esta actividad es indispensable que en la plataforma de barranación y en el lugar en donde no estorbe haya siempre madera de 2" X 8" X 8', 4" X 8" X 8', 6" X 8" X 8' y cuñas de madera de 3" X 6" y 6" en cantidad razonable para la primera etapa de erección del marco.

#### Concreto Lanzado.

Este es un sistema empleado principalmente como soporte permanente, y/o temporal en escavaciones sobre terrenos inestables. Se trata de concreto conducido a través de mangueras y proyectado neumáticamente a alta velocidad sobre la superficie por recubrir.

Las condiciones fundamentales que rigen el éxito o fracaso del concreto lanzado parece ser su aplicación inmediata, adquisición temprana de resistencia y la flexibilidad suficiente que permita una eficiente interacción terreno - soporte; donde el objetivo principal del concreto -- lanzado no es funcionar como único soporte del túnel, sino integrar y emplear la roca circundante que es incapaz de funcionar como una estructura autosoportante. En tales condiciones no es el concreto lanzado sino la propia roca la que tiene que absorber la carga principal de las pre--

siones existentes en la roca; donde la función del concreto lanzado es — mantener la estabilidad de la excavación hasta que se desarrolle en la masa rocosa una distribución de esfuerzos que quede bajo el valor de la resistencia de la propia masa rocosa. Debido a la flexibilidad del concreto lanzado la presión que finalmente recibe del terreno no es mucha, comparable a la que se ejerce en la interacción roca - soporte en los otros sistemas de soporte más rígido, la resistencia de soporte necesaria del concreto lanzado para lograr el equilibrio depende de la descarga de la roca — que nosotros permitimos y en primera etapa es considerablemente menor que los esfuerzos originales en la roca.

Los principios que gobiernan al soporte de concreto lanzado difieren considerablemente de aquellos que se utilizan en los soportes de acero, — como se ha expuesto, el objetivo del concreto lanzado no es tomar por el mismo la carga total (a menudo autoinducida) de la roca, sino emplear y — activar la roca misma como un miembro soportante, no existiendo procedimientos de diseño riguroso que tomen en cuenta las diferentes condiciones de calidad de la roca y los métodos de construcción. La información al — respecto muestra que la experiencia acumulada permite solo elaborar normas de diseño en forma de recetas. Sin embargo estas normas no son confiables ya que se basan en la experiencia de obras en condiciones geológicas particulares. Las diferentes normas de diseño expuestas en el capítulo an

terior definen la calidad de la masa rocosa y dan recomendaciones de diseño de los diferentes sistemas de soporte incluyendo concretos lanzado y el empleo combinado con malla de alambre, anclaje y marcos metálicos.

La mejor experiencia como siempre, se deriva de la enseñanza colegiada de las fallas. El conocimiento basado en la práctica, decide entonces si el concreto lanzado dará o no un buen resultado en roca débil.

La fig. 16 muestra los espesores de concreto lanzado, como una función del tiempo transcurrido entre la excavación de la roca y la aplicación del concreto lanzado, para varios tipos de roca y suelo, para un diámetro de túnel comprendido entre 4 y 5 m.

La gráfica muestra claramente que en estos tipos de roca es ventajoso y puede ser necesario, antes de aplicar el concreto lanzado, esperar hasta después de que la parte principal de la redistribución de presiones y de deformaciones haya ocurrido. Las fracturas en el concreto lanzado colocado prematuramente son casi siempre inevitables por lo que el concreto lanzado debe colocarse preferentemente después de que la roca se haya relajado por un lapso de 6 a 10 horas.

Aunque es correcto que se pretende llegar a cierta clase de sistematización de criterios de diseño, debe mencionarse que algunos argumentos están en contra de un demasiado apego a tal criterio, dadas las condiciones de la roca que nunca es un material isotrópico homogéneo. Medi-

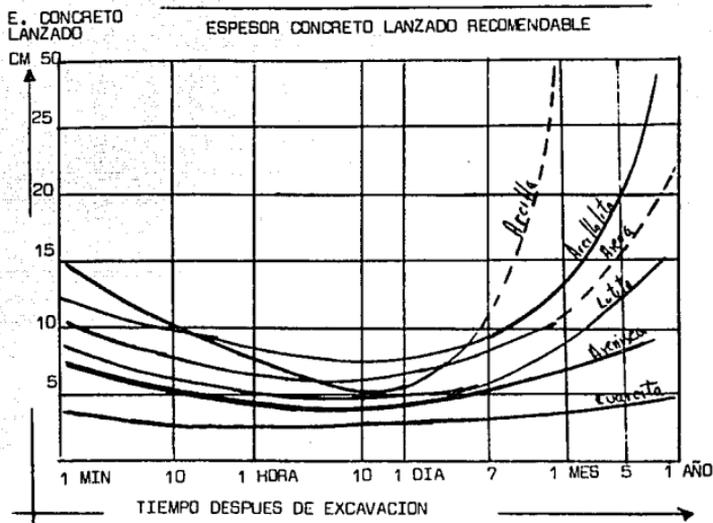


Fig. 16 Espesor recomendado de concreto lanzado como función del tiempo de aplicación después de excavación para varios tipos de roca y suelo (diámetro túnel 4-5 m).

ciones locales como las usadas en el NATM muestran en consecuencia solamente una parte y en algunos casos ninguna de las condiciones prácticas - son reales, lo que implica que la base de la aproximación teórica se pierda considerablemente. Cayendo por lo consiguiente en subdimensionar el soporte y por otro lado existe muy a menudo la tendencia al sobredimensionamiento, de este modo el objetivo específico y el carácter del soporte del concreto lanzado son pasados por alto.

Las ventajas más importantes que tiene este sistema de soporte son :

- Sellar la superficie rocosa deteniendo el flujo de agua y evitando así el arrastre de partículas y tubificación del relleno de las -- discontinuidades; servir de unión entre los bloques al penetrar en las juntas y fisuras; o impedir los desprendimientos que aparecen al researse la superficie expuesta.
- Mantener la propia resistencia de la roca evitando movimientos superficiales y locales de los bloques pequeños, propiciando así una distribución de esfuerzos y arqueo a través de los mismos bloques-- detenidos por una capa delgada de concreto lanzado.
- Soportar las fuerzas de interacción terreno-soporte estabilizando -- los movimientos hacia el interior de la excavación funcionando como arco o anillo resistente.

El concreto lanzado es adecuado en túneles excavados a base de explo

sivos, ya que ayudan a un rápido arreglo de esfuerzos adecuados para la colocación del ademe. El del concreto lanzado independiente de otros sistemas de soporte, es insuficiente en la mayoría de las grandes obras subterráneas, teniendo que hacer uso de una combinación de sistemas.

#### Procedimientos de aplicación del concreto lanzado.

La calidad del concreto lanzado dependen de la relación agua-cemento el tamaño y graduación de los agregados, el tipo de cemento los aditivos y la aplicación adecuada.

#### Procesos de concreto lanzado:

Hay dos procesos básicos recomendados para la preparación y aplicación del concreto lanzado: Proceso de mezcla seca y Proceso de mezcla húmeda.

#### Proceso de Mezcla Seca.

Este proceso consiste en mezclar en seco o algo húmedos los agregados y el cemento en un alimentador mecánico. Este material es transportado por aire comprimido a través de una manguera a una boquilla especial de salida. En esta boquilla fijada en el interior con un tubo múltiple perforado por el que el agua requerida se introduce bajo presión y se mezcla íntimamente con los otros ingredientes.

Este proceso se ha usado durante unos 50 años para aplicar mezclas de mortero en túneles de paredes húmedas y aún con filtraciones.

#### Proceso de Mezcla Húmeda.

Este proceso consiste en mezclar las cantidades predeterminadas de agua, cemento y agregados en la cámara del equipo alimentador; la mezcla pasa a la manguera alimentadora y es conducida por aire comprimido o por otro medio a una boquilla donde se le agregan los aditivos acelerantes y se inyecta aire adicional para incrementar la velocidad y mejorar la trayectoria del chorro. Este mortero o concreto es lanzado como chorro desde la boquilla a alta velocidad sobre la superficie que se está tratando.

Este proceso se ha aplicado en un considerable número de obras en los últimos 10 años principalmente en túneles secos.

El concreto lanzado conveniente para los requisitos de construcción normal, se puede producir por ambos procesos. Sin embargo, la diferencia en el costo del equipo, mantenimiento y aspectos de operación hay mucha diferencia que merece consideración y se muestran en la tabla XIII.

El diseño de las mezclas para concreto lanzado se basa en experiencias previas y en tanteos que se realizan sobre paneles de pruebas. La cantidad de agua que debe emplearse debe de ser un poco menor que aquella con la que comienza a ocasionar desgregación del concreto ya lanzado. El contenido de cemento se determina con base en la relación agua - cemento que debe satisfacerse para alcanzar la resistencia especificada. La relación inicial cemento agregado por peso varía entre 1:3 y 1:5; la óptima -

TABLA XIII-COMPARACION DE CARACTERISTICAS OPERACIONALES DE LOS  
 PROCESOS DE MEZCLA HUMEDA Y SECA.

Proceso de Mezcla Seca		Proceso de Mezcla Húmeda	
1	Control sobre el agua de mezclado y consistencia de la Mezcla en la boquilla.	1	El agua de mezclado se controla en el equipo de conducción y puede medirse exactamente.
2	Más conveniente para la colocación de mezclas contenidas agregado poroso ligero.	2	Mejor garantía de que el agua se mezcla completamente con los otros ingredientes. Esto puede traducirse en menor rebote y desperdicio.
3	Apta en mayores longitudes de manguera.	3	La operación de lanzamiento se efectúa con menor polvo.

TABLA XIV- GRADUACION PARA AGREGADO FINO.

Tamaño de Tamiz, U.S. standard mallas cuadradas.	Por ciento que pasa, en peso.
3/8 "	100
No. 4	95-100
No. 8	80-90
No. 16	50-85
No. 30	25-60
No. 50	10-30
No. 100	2-10

se determina experimentalmente en función de la resistencia a la compresión y el rebote observados.

La calidad de la mezcla para concreto lanzado está en función de las propiedades físicas de cada uno de los materiales dosificados que varían sólo en la granulometría de los agregados y en el uso de aditivos superacelerantes, con respecto al concreto convencional.

Cemento.- La decisión sobre el tipo de cemento está relacionada con el lugar donde se localiza la estructura, con la velocidad deseada del desarrollo del fraguado y de resistencia y con la economía.

Agua.- Debe estar libre de impurezas y debe cumplir los mismos requisitos que para concreto convencional.

Agregados.- La arena para concreto lanzado debe cumplir con los requerimientos para agregado fino. Esto requiere la graduación mostrada en la tabla XIV.

Cuando se use el agregado grueso deberá adaptarse a las graduaciones de la tabla XV.

Aditivos.- Puede ser deseable incluir aditivos en el concreto lanzado para aplicaciones y condiciones especiales. Los aditivos deben cumplir según sean aplicables con los requerimientos de las normas y especificaciones tentativas para aditivos químicos, para concretos y especificaciones para aditivos inclusores de aire para concreto.

TABLA XV-GRADUACIONES PARA AGREGADO GRUESO

Tamaño de tamiz U.S. Standard - Mallas cuadradas	Porcentaje, en peso que pasa las mallas individuales		
	Tamaño del # 8 a 3/8"	Tamaño del # 4 a 1/2"	Tamaño del # 4 a 3/4"
1" (25.4 mm)	-	-	-
2/3" (19.0 " )	-	100	09-100
1/2" (12.7 " )	100	90-100	-
3/8" ( 9.5 " )	85-100	40-70	20-55
No. 4	10-30	0-15	0-10
No. 8	0-10	0-5	0-5
No. 16	0-5	-	-

TABLA XVI (●)-CAPACIDAD DEL COMPRESOR PARA CONDICIONES NORMALES  
DE OPERACION

Capacidad del compresor Pie <sup>3</sup> /min.	Diámetro manguera		Tamaño máxi- mo de la pun- ta de la bo- quilla.		Presión de aire de - operación- utilizable lb/pulg <sup>2</sup>
	pulg.	cm.	pulg.	cm.	
250	1	2.54	3/4	1.90	40
315	1 1/4	3.17	1	2.54	45
365	1 1/2	3.81	1 1/4	3.17	55
500	1 5/8	4.13	1 1/2	3.81	65
600	1 3/4	4.44	1 5/8	4.13	75
750	2	5.08	1 3/4	4.44	85

#### Equipo:

Máquinas de lanzado.- Una máquina para concreto lanzado es un mecanismo que suministra una cantidad determinada de material granular en una corriente de aire a presión. El suministro de material debe ser proporcionado en forma regular, a un ritmo acorde con el trabajo requerido. El material debe llegar a la boquilla de lanzamiento en forma continua y con velocidad adecuada. Las máquinas de uso más común son las de doble cámara y las de tambor rotatorio fig. 17 y 18 aunque las máquinas modernas utilizan un tambor rotatorio con compartimientos en forma de " U " fig. 19.

Los compresores que se utilicen deben proporcionar suficiente volumen de aire, a presión correcta; esta no debe presentar fluctuaciones. El aire suministrado a la lanzadora debe estar seco y libre de aceite. En la tabla XVI se muestran las condiciones requeridas para los compresores.

#### Cuadrilla de lanzado.

La calidad del concreto lanzado depende en gran parte de la destreza de la cuadrilla. Es necesario que los miembros de la cuadrilla reciban entrenamiento, adquieran experiencia en este campo y sea aprobada su aptitud antes de participar en un trabajo real de concreto lanzado.

Una cuadrilla esta integrada por: un lanzador, un operador de chiflón, un operador de la lanzadora, un operador de la mezcladora, un sobrestante y peones que ayuden en maniobras diversas (traslado de materiales,-

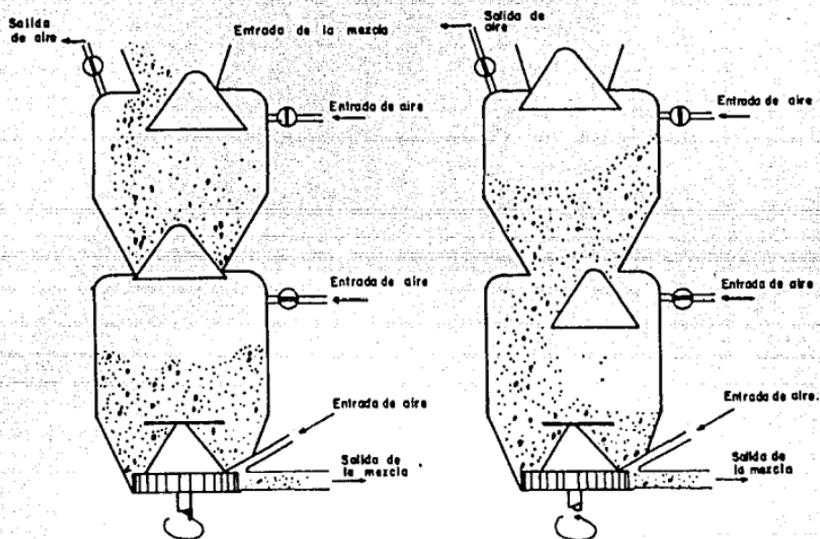


FIG. 17- MAQUINA LANZADORA DE DOBLE CAMARA

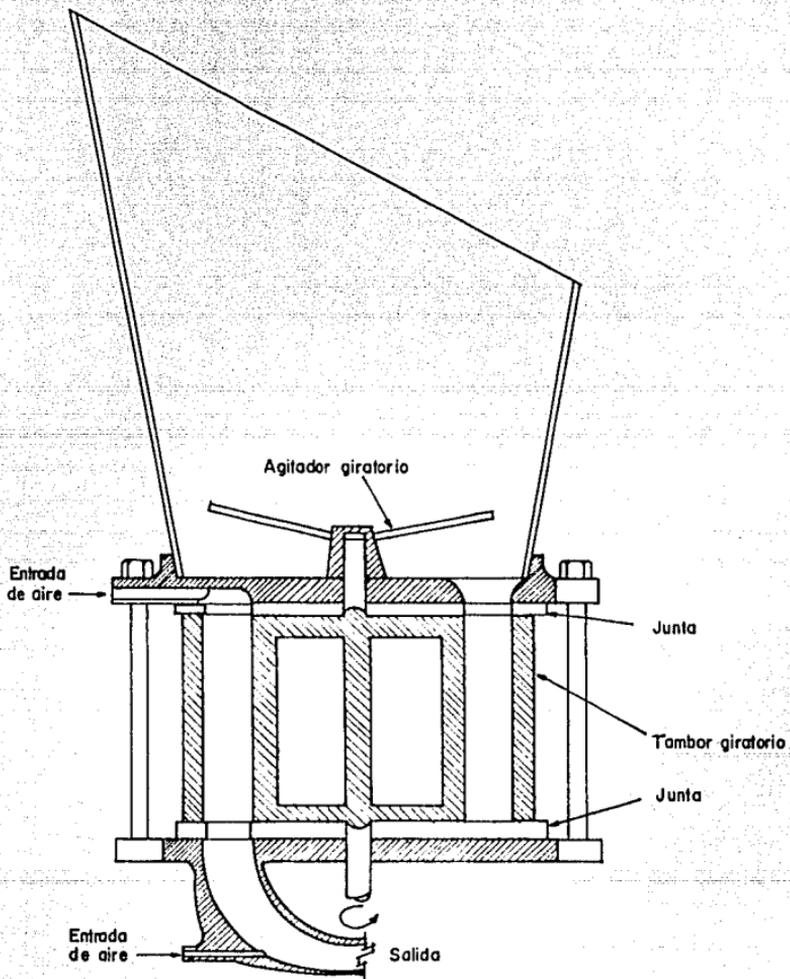


FIG. 18.- MAQUINA LANZADORA DE TAMBOR ROTATORIO

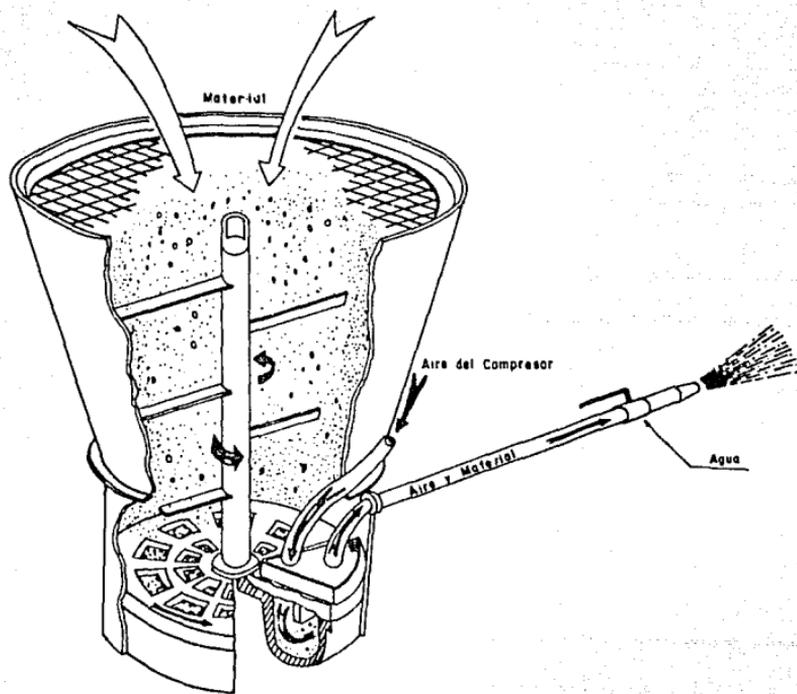


FIG. 19.- MAQUINA LANZADORA CON COMPARTIMENTOS EN "U"

accesorios, mezclado, etc.).

#### El Método del Robot.

En los últimos años ha evolucionado notablemente la colocación del concreto lanzado, el cual se ha denominado con el nombre del Método del Robot, que consiste en una tolva lanzadora montada en plataforma hidráulica o sobre vagoneta en rieles, una bomba para acelerantes y un brazo de extensión fig. 19 a.

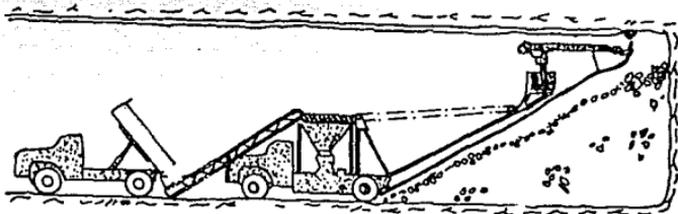
Para la aplicación del concreto, este brazo es operado hidráulicamente en cualquier dirección a control remoto por el operador.

El Robot por su extensión tiene la ventaja de hacer colocaciones de concreto lanzado aun sobre el montón de rezaga, en cualquier ángulo de la boquilla fig. 19 a, reduciendo notablemente el rebote ya que se trabajará con un ángulo ideal. Además se pueden hacer colocaciones de concreto lanzado donde es imposible hacerlo manualmente, debido a lo peligroso y virtualmente imposible de tratar en zonas de caídas o derrumbes ya que el tiempo disponible para detener estas situaciones es corto.

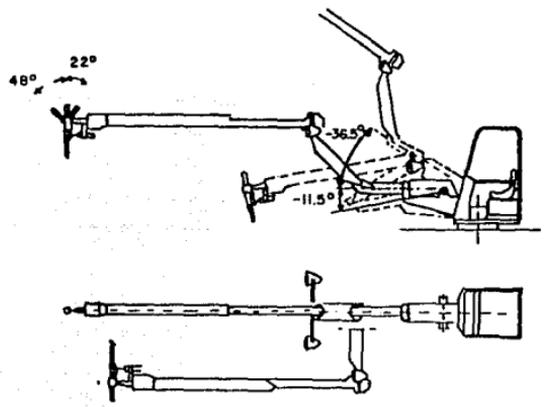
El lanzador trabaja en completa seguridad, protegido por una capa de concreto lanzado aplicado anteriormente pudiendo trabajar más tiempo ya que no está agobiado por el peso de mangueras y chiflones.

#### Rebote.

El rebote es el material (mortero o concreto) que queda en la super



ARREGLO DEL EQUIPO



MOVIMIENTOS DE LA BOQUILLA

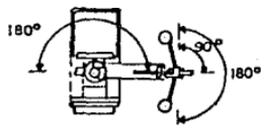


FIGURA 19a

ficie sin adherir durante la aplicación del concreto lanzado debido al -- choque con la superficie dura, con el refuerzo o con las partículas mis-- mas de agregado. El rebote dentro de la aplicación del concreto lanzado -- se caracteriza por dos fases; la primera ocurre mientras se forma una pe-- queña capa de mortero que forma un colchón de amortiguamiento, prestándo-- se un rebote extremadamente elevado. En la segunda, el concreto lanzado -- choca contra la capa suave de mortero fresco y el rebote se reduce consi-- derablemente.

En la fig. 20 se muestra la influencia de la distancia y del ángulo-- de lanzado.

#### Verificación de calidad.

El control de calidad del concreto lanzado es más difícil que para -- concreto convencional puesto que está afectado no sólo por la exactitud-- de dosificación sino en forma más importante, por la pericia y el cuidado-- continuo del personal de aplicación.

Generalmente no es posible o deseable obtener núcleos de la estructu-- ra para hacer especímenes para ensayos de control regular.

Por tanto deberán hacerse periódicamente pequeños tableros de ensaya-- no reforzados formando cuadros de 30 cm., de lado cuando menos y de 7.5 -- cm. de espesor y extraerse núcleos o cubos para ensayos de compresión y-- para examen visual.

MUY CERCA



CORRECTO



MUY LEJOS

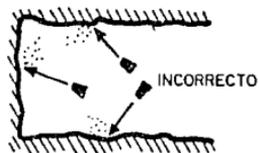
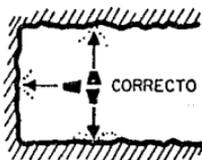
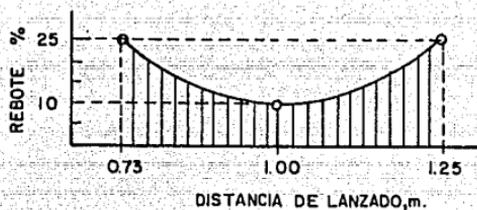


FIG. 20- INFLUENCIA DE LA DISTANCIA Y DEL ANGULO DE LANZADO

Aunque no es generalmente recomendable, algunos ingenieros han encontrado que para su tipo de construcción particular y técnicas de trabajo - los cilindros fabricados mediante la aplicación del concreto sobre los -- moldes formados con tela metálica son satisfactorios para el control diario de trabajo. La tela de alambre de 16 ó 19 mm. (5/8" ó 3/4") de abertura es recomendable para especímenes de mortero y tela de 25.4 mm (1") para especímenes de concreto. El material excedente del exterior del molde se corta con una llana de arista viva. Cuando los cilindros tienen 24 - - horas de edad se puede retirar la malla. Cuando se usan cilindros, los resultados deben correlacionarse con ensayos en tableros. Los núcleos de ensayo deben tomarse de la obra terminada tan frecuentemente como sea necesario.

Los resultados de los ensayos deberán valuarse como se describe en el "ACI-214-65" ("Evaluación de resultados de ensayos de compresión de -- concreto en el campo").

#### Inspección.

La operación del concreto lanzado debe ser continuamente inspeccionada verificando los materiales, las formas de refuerzo, el equipo de colocación, la aplicación del material, el curado y la protección contra la -- congelación. Cada capa de concreto lanzado debe sondearse sistemáticamente con martillo para verificar las áreas resonantes; extrayendo los nú-

cleos que se requieran para verificar la calidad del material en el sitio. Estos núcleos se tomarán al principio de la obra, para que los datos obtenidos se puedan usar para efecto de mejoramiento posterior de la obra.

#### I V. RECOMENDACIONES

##### GENERALIDADES.

Las recomendaciones y conclusiones de estos dos sistemas de soporte- uno moderno y otro convencional y/o tradicional, se puede comprender mejor con una comparación de métodos en todas las formas de ejecución de trabajo.

Siendo de suma importancia reconocer la diferencia de métodos ya -- sean estos usados como soporte temporal o permanente.

La experiencia práctica ha demostrado que las fuerzas que obran en los túneles son considerablemente más bajas que las utilizadas por los diseñadores; siempre que el refuerzo del túnel se lleve a cabo correctamente, se puede decir que el soporte de túneles en la actualidad se encuentra sobre diseñado.

##### Consideración de Métodos.

Según las técnicas tradicionales, la excavación debe ser con la sección más grande posible y guardando como objetivo la rentabilidad de la perforación, debiendo ser la sección mínima a arrancar compatible con la dimensión de los elementos de sustentación (marcos o cimbra metálica). Por el contrario con el concreto lanzado se esfuerza en reducir la excavación franqueando así problemas de rendimiento.

Después de la excavación en el método convencional, el sostenimiento provisional es asegurado por marcos metálicos sobradimensionados que no se adaptan con facilidad al perfil; realizándose así un sostenimiento rígido teniendo tan solo contactos parciales con el macizo, lo que implica que se tengan consecuencias muy desfavorables: por una parte, una caída de las características mecánicas de los terrenos en las zonas tocadas por la descompresión y por otra la movilización de fuerzas concentradas muy elevadas en el punto de contacto entre el sostenimiento provisional y el macizo, que pueden llegar hasta la rotura del marco metálico. Utilizando el concreto lanzado, ligeramente armado de varillas soldadas se realiza por el contrario un sostenimiento continuo, perfectamente solidario con el terreno adaptándose exactamente a las irregularidades del perfil, rellorando los vacíos y fisuras del macizo. Además el concreto es de una colocación de obra muy rápida sea cual sea la sección arrancada. Las primeras capas de concreto lanzado, desde su aplicación, aseguran en fin una protección del macizo contra toda forma de alteración. El sostenimiento por concreto lanzado incluso es considerado como provisional, presentando grandes adelantos, tanto sobre el plano geotécnico como económico sobre el sostenimiento tradicional por marcos metálicos.

Las diferencias esenciales entre el procedimiento tradicional y el concreto lanzado se ven al final de la construcción. La fig. 21 represen-

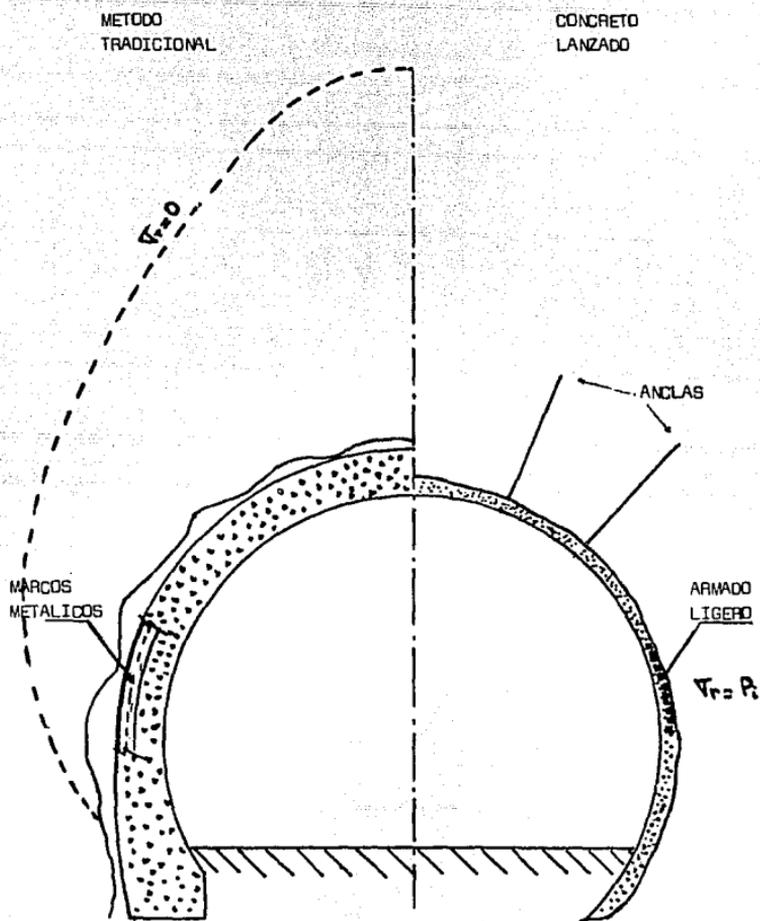


FIG. 21

ta esquemáticamente dos perfiles tipos de túnel con su sostenimiento definitivo. Uno mediante marcos metálicos y el segundo a base de concreto lanzado. Las diferencias llevan en primer lugar a los siguientes puntos:

- Las técnicas de colocación en obra del sostenimiento.
- El procedimiento mecánico del sostenimiento.

La sustentación provisional a base de marcos metálicos está constituido por una bóveda de concreto encofrado, colocado según la abertura de la excavación en sección total dejando los marcos incrustados en la bóveda; que juega entonces el papel de armadura. A pesar de la inyección de pegado de relleno, es siempre difícil el tener una buena unión entre la bóveda y el macizo. Para remediar los efectos nefastos de la descompresión el espesor de la bóveda debe alcanzar por lo general unos valores -- del orden de los 30 a 60 cm. La bóveda es entonces muy rígida y muy pesada, lo que origina que pase bastante tiempo entre la excavación y la colocación del revestimiento definitivo.

La sustentación de marcos metálicos tiene el inconveniente de: que es demasiado rígida y no está solidariamente ligada al terreno.

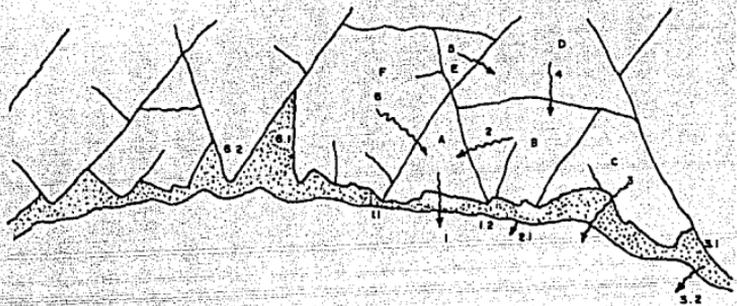
En terrenos difíciles la acción del concreto lanzado es reforzado mediante un armado ligero y anclajes con un refuerzo a base de marcos metálicos ligeros incrustados en el concreto lanzado. En el concreto lanzado las tensiones en el revestimiento son transmitidos al revés dentro de la-

roca ya que no es el miembro soportado, pero se ha convertido en el elemento principal del sistema soportante del túnel.

Una de las propiedades del concreto lanzado, es que suministra una forma de ademe rápida y efectiva en toda la periferia de un túnel. Obviamente el revestimiento de concreto lanzado no puede ser considerado como un cilindro de paredes delgadas. Los mecanismos reales del comportamiento de las estructuras compuestas de roca - concreto lanzado no son todavía comprensibles y puede ser que nunca sean entendidos del todo. Sin embargo es interesante presentar algunos ejemplos donde se muestran diferentes mecanismos de falla en la estructura compuesta de roca-concreto - lanzado.

- Falla progresiva en la roca soportada con concreto lanzado.

En la fig. 22, se supone que la sección está en equilibrio por un tiempo suficientemente largo después de la excavación a fin de que el concreto lanzado colocado obtenga resistencia. Es necesario que las fuerzas cortantes a lo largo de las caras del bloque A, sean de tal magnitud que lo soporten por algunas horas. Luego se supone que un movimiento de traslación y rotación ocurre para reducir estas fuerzas cortantes a cero. Por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del concreto lanzado alrededor de la periferia de la base del bloque necesaria para mantenerlo en equilibrio se puede calcular. Recíprocamente, si la resistencia al esfuerzo cortante del concreto lanzado es conocida, se puede calcular un factor



Paso No. 1.- El bloque A. cae por falla al cortante del concreto lanzado en 1.1 y 1.2

2.- El bloque B. gira hacia la izquierda y cae, fallando el concreto lanzado por tensión en 2.1.

3.- El bloque C. gira hacia la izquierda y cae rompiendo la adherencia entre el concreto lanzado y la roca en 3.1.

4.- El bloque D. cae seguido por el bloque E.

5.- El bloque F. gira a la derecha y cae rompiendo la débil adherencia entre el concreto lanzado y la arcilla que se intemperizó a lo largo de la fractura en 6.1 y 6.2

FIG. 22.- FALLA PROGRESIVA EN ROCA SOPORTADA POR CONCRETO LANZADO.

de seguridad contra una caída del bloque A, y de tener así una falla progresiva.

- Falla por rotación de un bloque grande.

La fig. 23 , ilustra otro mecanismo probable de la falla del revestimiento de concreto lanzado de un túnel. Para este caso se supone que la roca es estable un lapso suficiente para que se pueda colocar el concreto lanzado. Luego las fuerzas cortantes sobre los lados del bloque -- sombreado se reducen como un resultado de la redistribución de esfuerzos y el bloque tiende a fallar por rotación con respecto a su eje localizado a la derecha de la figura.

- Falla por deslizamiento a lo largo de una superficie de debilidad.

Es razonable esperar que la resistencia al esfuerzo cortante que ofrece una delgada capa de concreto lanzado es pequeña en comparación con las fuerzas que tienden a provocar el movimiento de la roca fig. 24 .

En comparación con los dos modelos de falla anteriores, el comportamiento del concreto lanzado en este tercer ejemplo se encuentra aún más alejado de cualquier hipótesis simple de diseño. Los movimientos que ocurren en este caso no pueden ser detenidos por ningún espesor razonable de concreto lanzado y será necesario estabilizar la sección por otros medios.

Para un conjunto con estas características, los asentamientos y la-

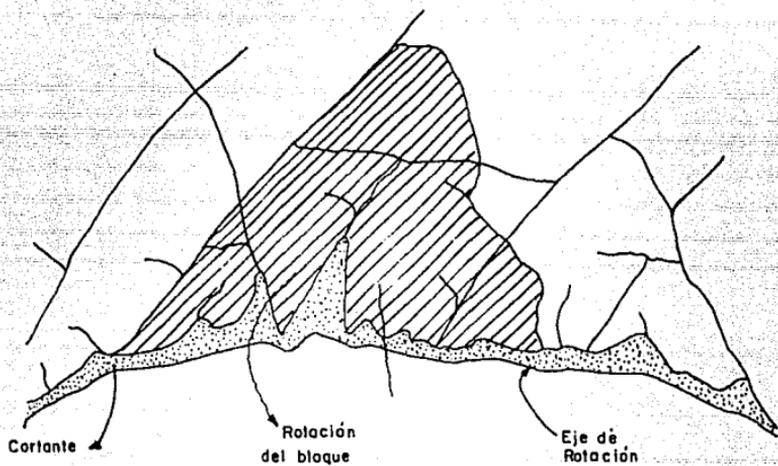


FIG. 23.-FALLA POR ROTACION DE GRANDES BLOQUES -  
EN ROCA SOPORTADA CON CONCRETO LANZADO.

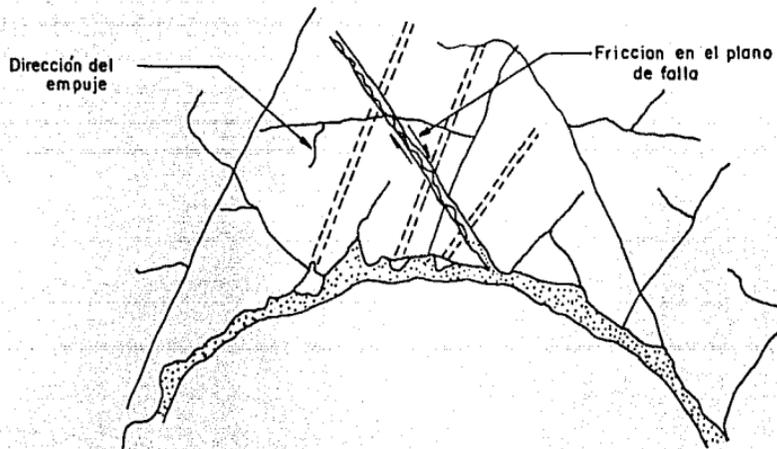


FIG. 24.- FALLA POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE UNA SUPERFICIE DE DEBILIDAD.

extensión del material suelto dependerán del cuidado al construir, de la resistencia, estabilidad y pronta instalación de soportes. El uso combinado de concreto lanzado con otros sistemas de soporte colocados cerca del frente en masas rocosas, que dan lugar a estos bloques sueltos, tiene la ventaja de reducir el aflojamiento de bloques desde un principio y dar como resultado que los marcos metálicos requeridos como soporte definitivo puedan ser mas livianos; otra solución sería la combinación anclas y concreto lanzado.

Comparación entre sistemas de soporte:

Primario o temporal y secundario o definitivo.

Soporte Primario : Marcos Metálicos y Madera

Soporte Definitivo : Concreto Colado

Ventajas:

- Resulta una superficie lisa que dá baja fricción a la corriente de agua.

Desventajas:

- El revestimiento de concreto colado debe tomar cargas grandes, en comparación a cuando se usa el revestimiento de concreto lanzado.
- Es prácticamente imposible colar en espesores delgados a causa de la cimbra que necesita una distancia libre a las salientes de roca de al menos 0.20 a 0.25 m. De no existir esta distancia ocu-

rren problemas prácticos de manejo de cimbra.

- El contacto entre el revestimiento y la roca es siempre malo; la inyección de contacto que se debe hacer, constituye una zona débil entre la roca y el concreto.

Soporte Primario : Concreto Lanzado

Soporte Definitivo : Concreto Colado

#### Ventajas:

- Teóricamente se pueden colar espesores de concreto menores porque no existen cargas grandes.
- La cantidad de inyecciones de contacto es menor que cuando se usa la combinación marcos metálicos - concreto colado y en algunos casos hasta se evita.
- El equipo necesario es muy simple.
- El soporte definitivo es una secuencia natural del soporte primario. Los dos armonizan y cooperan perfectamente.

#### Propiedades del Concreto Lanzado.

Se ha demostrado que el concreto lanzado tiene una resistencia y una durabilidad igual o mayor que el concreto hidráulico colado; esto se debe a los siguientes factores:

- La adherencia a la superficie de la roca es superior en el concreto lanzado  $20 - 40 \text{ kg/cm}^2$  contra  $0 - 5 \text{ kg/cm}^2$  de concreto colado.
- El concreto lanzado tiene mayor cooperación con la roca que el --

- concreto colado. Esto se debe al hecho de que el concreto lanzado penetra profundamente en fallas, grietas y cavidades de la roca.
- El peso volumétrico del concreto lanzado es en general superior al peso volumétrico del concreto colado (2.2 contra 2.0). Esto es debido a la fuerte compactación que ocurre durante el lanzamiento; - resultando en una resistencia mejor a la abración.
  - El concreto lanzado tiene una flexibilidad superior al concreto colado, aproximadamente dos veces más debido a la manera de colado.
  - La resistencia a la flexión es del 15 al 20 % de la resistencia a la compresión ( $f'c$ ).
  - La resistencia a la tensión es del 8 al 12 % de la resistencia a la compresión.
  - La resistencia al cortante es del 6 al 12 % de la  $f'c$  del concreto.
  - La resistencia a la carga puntual (Punch - load) es el 30 % superior al concreto colado.
  - El concreto lanzado ha demostrado una resistencia superior a tablores.

Consideraciones entre sistemas de soporte.

a) Marcos Metálicos.

- Los marcos metálicos tienen la ventaja que para una menor sección de marcos se tiene mayor capacidad que un marco de madera reduciéndose la

sección de excavación. Tiene el inconveniente que requieren llevar madera de retaque para recibir el terreno; estos marcos requieren como los de madera encadenarse entre ellos para evitar que en la voladura los tire o -- los deforme.

- Los marcos metálicos tienen el inconveniente de que requieren mucho mano de obra para su fabricación sobre todo rolado y soldadura.

- La adquisición de viguetas con escuadras para los soportas es cada vez más difícil.

- Tanto los marcos de madera como los metálicos reciben al terreno, -- más no lo protegen ni del intemperismo ni de las filtraciones que puedan ocurrir; debiendo tener por lo regular cuadrillas de personal, readamando, recauñando y cambiando piezas por descomposición.

#### b) Concreto Lanzado.

- Puede ser colocado en las bóvedas de las excavaciones inmediatamente después de la voladura una vez terminada la ventilación del frente; sin -- necesidad de rezagar. Reduciendo así el ciclo de excavación tradicional.

- Para ganar todavía más tiempo se puede aplicar una capa preliminar y continuar perforando y aplicar después capas posteriores que pudieran -- necesitarse.

- Las variaciones en las dimensiones del túnel causadas por sobre-ex -- cavación, desprendimientos pequeños y deslizamientos no modifican la efi-

ciencia del soporte; contrario a lo que sucede cuando se usan marcos tradicionales.

- Se puede modificar la magnitud del soporte rápidamente variando tan solo su espesor, en función de las condiciones locales de la roca.

- Se logra una mayor continuidad en la estructura del ademe.

- No requiere llevar retacos de madera, simplemente se lanza sobre la misma geometría de la excavación, reduciendo así el tiempo del ademe en el proceso del ciclo de excavación con respecto al tradicional.

- El concreto lanzado es un magnífico sistema para el caso de caídas en los túneles; por su rápida colocación evita el intemperismo.

- Se puede aceptar espesores menores de revestimiento. Porque los esfuerzos rasantes entre roca y concreto lanzado se reducen en comparación a los que presentan al usar marcos metálicos.

- Por su rápida colocación se tiene una terminación de obra más corta.

#### CONCLUSION

En resumen, después de haber esbozado los principios de los métodos de ademe y mostrado algunos detalles tecnológicos para la puesta en obra de los sistemas de soporte en túneles en la actualidad; algunos de estos superiores a otros, dadas las condiciones geológicas y las posibilidades de cálculo considerablemente acrecentadas, por los recientes progresos -

que han contribuido a explicar ciertos fenómenos en el ademado; pero hay que tomar en cuenta que no solo se parte de los cálculos teóricos. Sino también de las características óptimas de la excavación (naturaleza y dimensionamiento del soporte) pueden ser determinadas.

Toda perturbación incluso ulterior a la realización de la cavidad, puede jugar un papel importante sobre las presiones, así como el reemplazo del sostenimiento provisional por el definitivo, que generalmente en el método tradicional puede llevar consigo desórdenes importantes en el macizo y movilizar sobrecargas que influirán sobre el revestimiento.

Como se ha visto que en años anteriores el ademado a base de marcos metálicos fue la innovación en túneles desplazando con sus características y propiedades el sostenimiento a base de marcos de madera.

Actualmente se puede afirmar que el sostenimiento de túneles a base de concreto lanzado, es hoy en día un avance tecnológico que ha desplazado a los métodos tradicionales. Este método es muy racional con respecto a otros por tres razones principales: el proceso de sostenimiento es óptimo mecánicamente hablando, el sistema no es tan complicado entre otros por los elementos de sostenimiento provisional y por último, sobre el plano económico que puede ser puesto en obra a un costo inferior, al que interviene cuando se aplican técnicas tradicionales.

Finalmente el desconocimiento de esta nueva técnica se debe a la --

falta del conocimiento tecnológico y al hecho de que no existen criterios de diseño satisfactorios para utilizar al concreto lanzado como refuerzo.

La falta de tales especificaciones probablemente es el resultado de las características propias de los sistemas de concreto lanzado. El resultado es que el concreto lanzado se usa principalmente en túneles donde su necesidad es discutible y se le excluye por considerarlo inadecuado en formaciones rocosas en las que sería de mayor actualidad.

BIBLIOGRAFIA

1. Túneles y Obras Subterráneas.  
Editores y Técnicos Asociados S. A. Barcelona.
2. Mécanica de Rocas en la Ingeniería Práctica.  
K G Stagg O. C. Zierkewicks  
Ed. Blume España
3. Encofrados  
M. J. Ricovard.  
Editores Asociados S. A. Barcelona.
4. La Ingeniería de los Suelos en las Vías Terrestres Tomo II  
A. Rico y H. del Castillo  
Ed. Limusa.
5. Manual de Diseño de Obras Civiles  
Geotecnia (Obras Subterráneas)  
C. F. E.
6. Sistemas de Soporte de Excavaciones Subterráneas en Roca  
Andrés Moreno F.  
I C A, México 1975
7. Práctica Recomendada para Concreto Lanzado Neumáticamente.  
Comité A C I ( 1966 )
8. Apuntes del Curso "Construcción de Túneles"  
Ing. Marteen Kramers e Ing. Guillermo Guerrero V.  
C. E. C., U N A M, 1974
9. Concreto Lanzado  
T. F. Ryan  
I M C Y C
10. Shotcrete for ground Support  
ACI SPECIAL PUBLICATION No. 54
11. N A T M  
Congreso en Zurich 19/Marzo/1976
12. Tunnels and Tunnelling  
The International Tunelling Journal  
Noviembre y Diciembre de 1981.

DONADO POR D. G. E. - B. C.