

CAPITULO 9.

TÚNELES

1. Generalidades

Dada la amplitud del tema, solo se considerarán aspectos relacionados con obras de Ingeniería Civil.

Los túneles son obras de ingeniería excavadas o construidas bajo la superficie con distintos fines. Posiblemente el más importante de estos sea el transporte. Se realizan túneles para ferrocarriles y carreteras subterráneas, para acueductos y obras hidroeléctricas. En caso de que pasen por debajo del agua pueden ser submarinos o subfluviales. Otro fin importante es el de almacenaje tanto de fluidos (agua, petróleo), como de sólidos.

Cuando el fin del túnel es el transporte, la opción de construirlo se realiza ante la presencia de algún tipo de obstáculo, como montañas, ríos, ciudades o por razones defensivas de todo tipo.

Durante la ejecución, los túneles son una de los tipos de obras de ingeniería que presentan el mayor número de incertidumbres sobre la ocurrencia de problemas. Por eso requieren tomar decisiones sobre la marcha de los trabajos. Estas varían de acuerdo a los métodos de ejecución y equipos disponibles y están condicionadas por características del diseño (sección, destino, longitud) y las condiciones del terreno (resistencia, deformabilidad, presencia de agua, profundidad)

2. Estudios preliminares

Exploración

En la mayoría de los casos el trazado, tamaño y forma de la sección del túnel se establece con anterioridad al reconocimiento geológico. Sin embargo el hallazgo en los estudios previos de condiciones geológicas particularmente malas, puede dar lugar a un nuevo trazado.

Resulta particularmente importante caracterizar el macizo rocosa para determinar el tipo de sostenimiento que se puede llegar a necesitar, metodología de excavación, etc. Generalmente el reconocimiento se completa a medida que se realiza la construcción, para lo cual se necesita realizar un seguimiento adecuado de las condiciones geológicas.

En el estudio geológico se determinan el tipo de roca o suelos que se pueden llegar a atravesar, la orientación de las principales discontinuidades (fracturas, fallas), la eventual presencia de agua y su cantidad, y la ocurrencia de zonas inestables por una combinación desfavorable de estos factores.

Los métodos de estudio son variados y dependen del nivel en que se encuentre el proyecto de la obra. Si los túneles no son muy profundos se puede realizar sondeos por medio de perforaciones extrayendo testigos de las zonas de interés. Estas se ubican a lo largo de la traza del túnel. Otras veces se opta por efectuar pozos que posteriormente son utilizados como chimeneas de ventilación. Asimismo pueden realizarse túneles de reconocimiento de pequeña sección en las bocas durante el estudio, o en el frente durante la construcción.

Los estudios tienen no solamente importancia desde el punto de vista técnico, sino que sirven para evitar dificultades contractuales o legales.

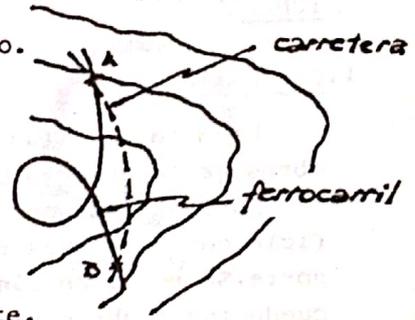
Trazado del túnel y su perfil

Dependen de la topografía y de las condiciones de ejecución, así como del destino para el cual se lo realiza.

El trazado más conveniente, simple y económico es el recto.

En carreteras, cuando los túneles son cortos pueden tener trazado recto o curvo (se busca radio constante)

Los túneles para ferrocarril tienen pendientes muy pequeñas. En el caso del dibujo



$$i = \frac{H_b - H_a}{AB}$$
 donde H_a, H_b son las cotas
 AB distancia entre A y B

La pendiente puede ser ascendente, horizontal o descendente.

Para evitar problemas con la evacuación de las aguas, es preferible que sea ascendente. En túneles cortos se adopta una sola pendiente. En túneles largos pueden seguirse pendientes ascendentes por ambas bocas, cuando se realiza la excavación simultánea por ellas.

En túneles subfluviales la pendiente es descendente en ambos extremos y la evacuación de las aguas se hace por bombeo.

En las galerías hidráulicas, el problema es distinto e interesan otros factores distintos a la evacuación de las aguas.

El perfil transversal depende de la función de la obra y de la naturaleza del terreno. Una vez definida la superficie transversal, se elige la forma de acuerdo con las características geológicas y las necesidades del destino del túnel.

Salvo en terrenos rocosos sanos, generalmente van revestidos. Se usa para ello mampostería, hormigón, gunita (mortero proyectado) y en algunos casos, metal.

La naturaleza del terreno condiciona el espesor del revestimiento. Habrá mayor espesor cuando haya mayor empuje y cuando sea mayor la sección del túnel.

En terrenos malos el revestimiento debe ser completo, y la forma más adecuada es la circular. En terrenos normales el revestimiento sólo se usa en los hastiales (paredes) y en la bóveda. En terrenos muy buenos, sólo en la bóveda. En rocas, a veces basta con revestimiento de gunita combinada con bulones de anclaje.

Casos particulares de secciones

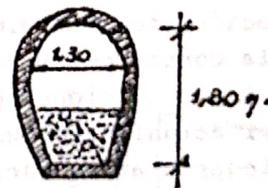
1. Alcantarillas

Presentan pendientes reducidas

deben ser revestidas con un espesor de 20 cm.

deben ser visitables

su forma más conveniente es la ovoidal.



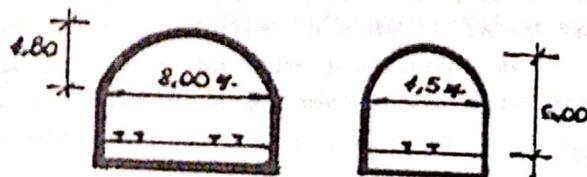
2. Acueductos y galerías hidráulicas

Generalmente son de forma circular ya que se obtiene mayor resistencia con un espesor mínimo, y a igual sección recta puede pasar mayor caudal.

3. Vías férreas

El galibo depende del número de vías que se alojarán.

En las ciudades, para los trenes subterráneos se exige mayor ancho que el señalado por el dibujo. Por esa causa es necesario aumentar el revestimiento

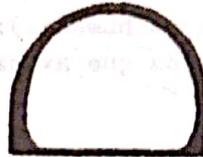


medidas mínimas

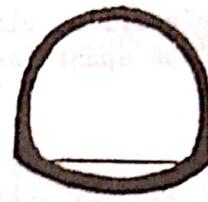
Los perfiles transversales también dependen del tipo de terreno



buen terreno



terreno regular

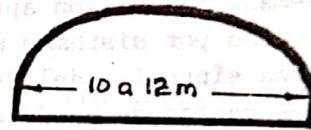


terreno malo

4. Carreteras

Las secciones para carreteras son en general mayores que las de vías férreas. En este caso dependen del número de carriles con que está proyectado el camino.

El espesor del revestimiento depende de las presiones exteriores.



3. Construcción de túneles

La ejecución de túneles plantea dentro de una gran cantidad de métodos y sistemas, algunas etapas comunes a todos ellos.

Dejando a un lado todo lo que se refiere a la topografía, se pueden distinguir dos grandes etapas:

- 1-Excavación
- 2-Entibación y revestimiento.

3.1. Excavación

Una de las características que tienen las excavaciones subterráneas es que los frentes de ataque son generalmente reducidos si los comparamos con los volúmenes a extraer. Por esa causa, cuando se planea la ejecución se puede no solamente encarar la excavación por ambos extremos de un túnel, sino también realizar excavaciones accesorias como pozos o ventanas de acceso a la traza del túnel de manera de aumentar los frentes de ataque.

Una clasificación de los terrenos de acuerdo a la viabilidad de su ejecución de un método determinado es la siguiente:

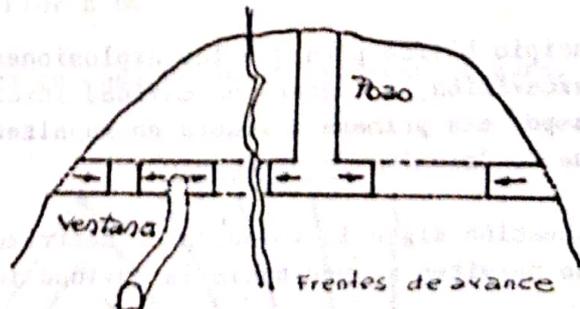
1°) Rocas

Exige el empleo de explosivos.

2°) Terrenos buenos que no necesitan explosivos (arcillas duras, areniscas, arenas aglomeradas)

Se puede avanzar 1 a 3 m. sin entibación.

3°) Terreno medio o mediocre (tierra seca, arena y grava densa, arcillas consis-



tentes):

El techo se mantiene unos minutos y los hastiales una hora.

4ª) Mal terreno (arcillas blandas, arenas húmedas):

El techo debe apuntalarse a medida que avanza y los laterales resisten unos minutos.

5ª) Terrenos sueltos (arenas y gravas secas, arenas saturadas):

Hay que avanzar al abrigo de un verdadero escudo.

Esta clasificación no es rigurosa y pueden presentarse algunas variantes. Así, por ejemplo, con el avance de los equipos mecánicos, algunas máquinas tuneleras pueden excavar cierto tipo de rocas que antes se realizaban con explosivos únicamente.

Todas las demás (2ª a 5ª) son aptas para ser excavadas tanto por equipos altamente mecanizados, como por sistemas manuales.

Si se hace una síntesis del desarrollo de los métodos de excavación, se observa que, a grandes rasgos, se puede dividir en dos grandes períodos lo que va del presente siglo:

a) Hasta la década del 50, aproximadamente, se usaban distintos tipos de métodos, la mayoría identificados con el nombre del país del cual provenían.

b) A partir de la década del 50, aproximadamente, con el desarrollo de máquinas tuneleras y de la mecánica de rocas, se cambian algunos conceptos referentes a la estabilidad de los túneles, en cuanto al momento en el cual se debe colocar el revestimiento. Con ello hay cambios en la metodología de excavación.

Método de avance de túneles en roca mediante explosivos

La característica que singulariza este tipo de excavación es que tiene una única superficie libre para las voladuras y los barrenados. Dada esta circunstancia, las "pegas" o explosiones tienen un gran confinamiento, pues los "barrenos" son casi normales a la superficie libre.

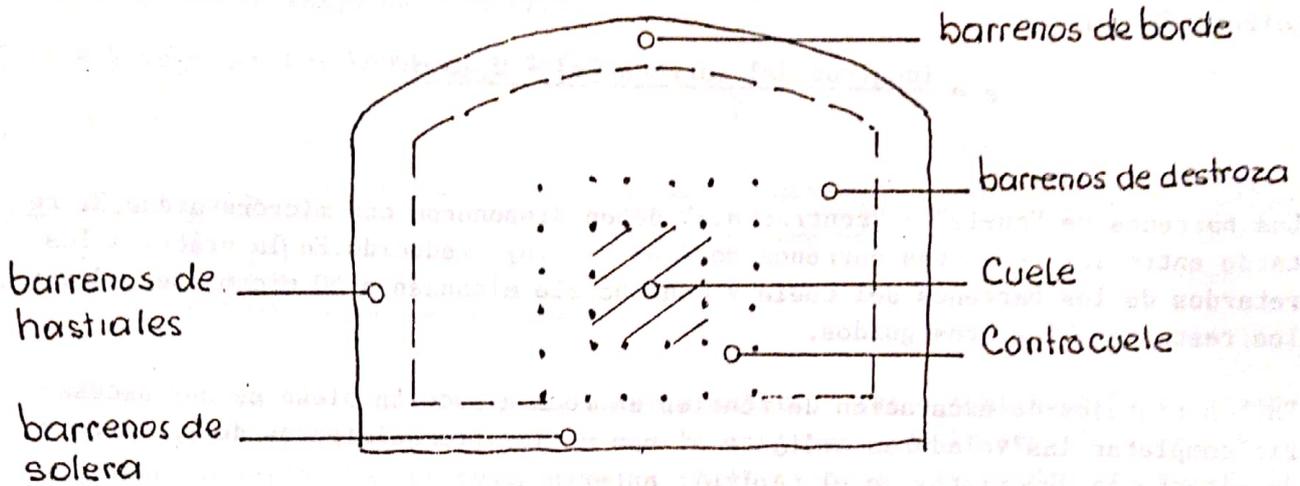
El principio básico para que las explosiones logren remover el frente y avanzar en la excavación, es lograr una cavidad inicial mediante una sección abierta en la roca por una primera voladura en su alrededor, para ampliar la excavación inicial que se denomina "contracuele".

A continuación sigue la voladura o "destrozo" del resto de la sección con "barrenado" que permiten romper hacia la cavidad inicial del "cuele" y "contracuele".

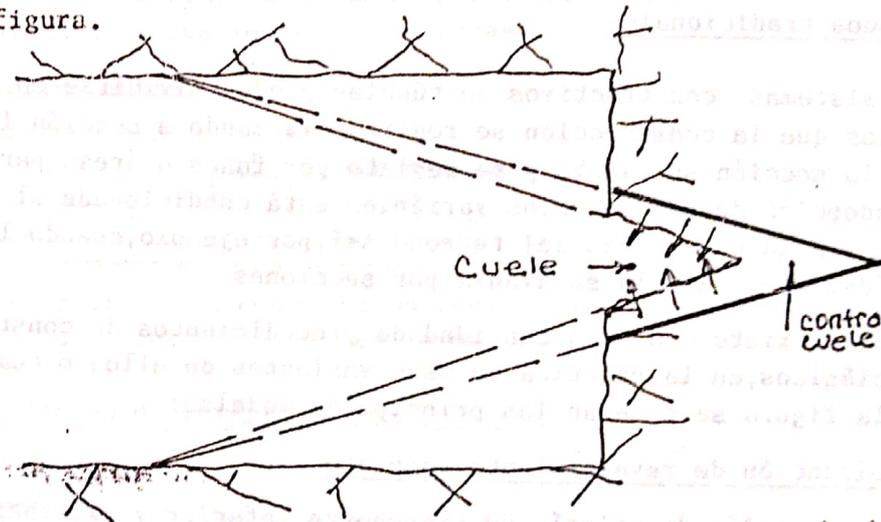
La "destroza" opera así en forma semejante a las voladuras de "banqueo", que vimos en excavaciones en roca a cielo abierto.

Existen variedades diversas de ubicar y de programar el "cuele". Un procedimiento

sería como el que se propone en la figura, donde el programa de voladuras que se observa comprende no solamente el "cuele" y "contracuele" sino las áreas de los barrenos de destroza, de bóveda y solera.

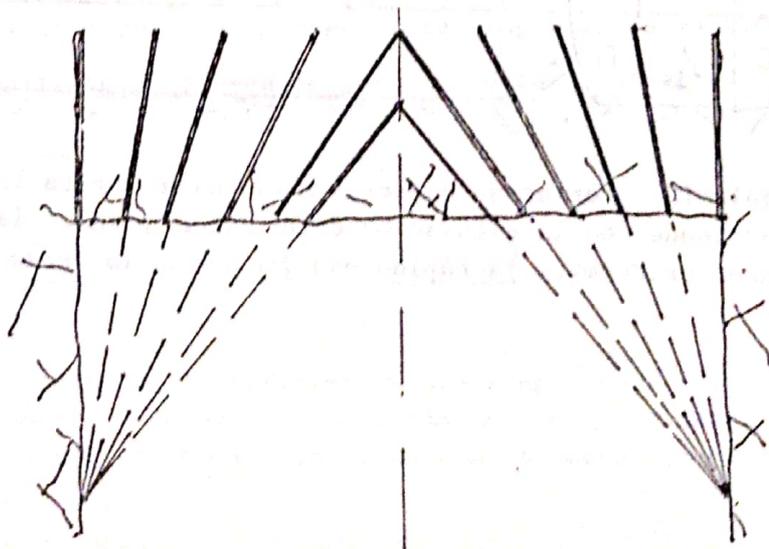


Otra vista de la operación de lograr el "cuele" y "contracuele" se ve en planta, como indica la figura.



Para que este tipo de avance sea posible, se necesita un ancho adecuado del túnel y que el ángulo menor no sea inferior a 60° .

Los restantes barrenos vistos en planta se muestra en la siguiente figura. Igual criterio y procedimiento se tendrá para un corte donde apareciera la bóveda y / la solera.



La longitud de la "carga de fondo" debe alcanzar 1/3 de la profundidad del barreno. La "carga de columna" debe tener 1/2 de la longitud de la carga de fondo. La separación entre barrenos debe ser aproximadamente la que se obtiene de la siguiente fórmula:

$$e = \frac{\text{longitud del barreno [m]} - 0,40 \text{ m}}{2}$$

Los barrenos de "cuele" y "contracuele" deben disponerse con microretardos. El retardo entre los restantes barrenos no debe ser muy reducido. En la práctica los retardos de los barrenos del cuele y contracuele alcanzan a 50 micro segundos y los restantes 75 microsegundos.

En los trabajos de excavación de túneles en roca a sección plena es muy necesario completar las voladuras mediante el uso de los procedimientos de precorte y de recorte ya descritos en el capítulo anterior.

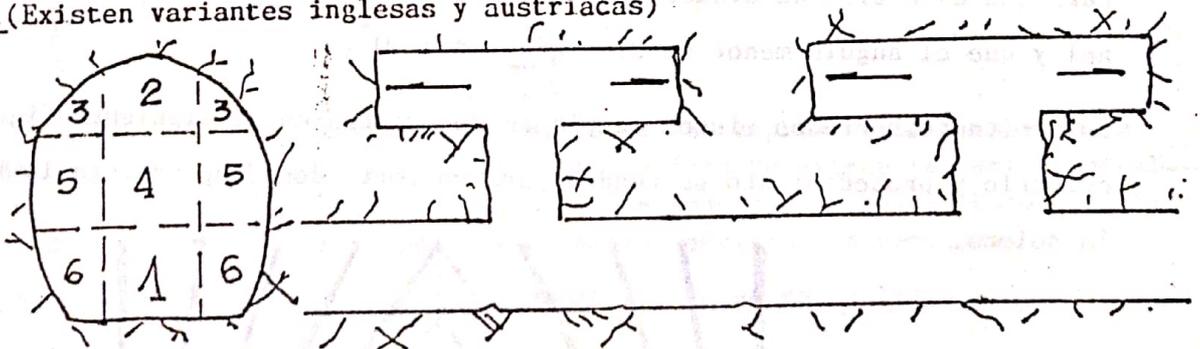
Métodos tradicionales

Los sistemas constructivos de túneles pueden dividirse en dos grupos: aquellos en los que la construcción se realiza avanzando a sección llena y aquellos en que la sección se excava **y se reviste** por fases o áreas parciales. La adopción de una de estas variables está condicionada al tamaño de la excavación y a la naturaleza del terreno. Así, por ejemplo, cuando los terrenos son de calidad media a mala, se avanza por secciones.

Si bien existe una gran cantidad de procedimientos de construcción por partes ya clásicos, en la práctica se usan variantes de ellos o combinados entre sí. En la figura se reseñan los principales modelos:

1. Colocación de revestimiento completo

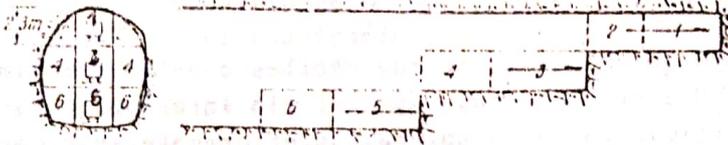
a. Construcción de galería de transporte inferior y excavación en la parte superior. (Existen variantes inglesas y austríacas)



Desde una galería inferior se construyen chimeneas hasta la parte superior y luego se desciende con la excavación, ensanchando primero la parte superior y luego la inferior. Permite la rápida evacuación de la broza y varios frentes

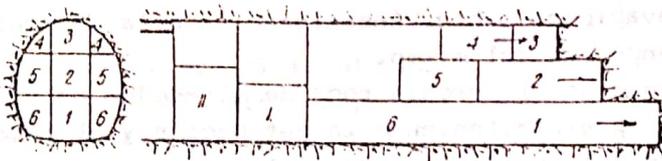
de ataque. Normalmente presenta problemas de ventilación. El revestimiento se coloca desde abajo hacia arriba.

b. Excavación por bancos descendentes



La excavación se inicia con una galería superior que a continuación se ensancha hasta completar toda la parte superior. El resto de la sección se excava con uno o varios bancos cuyos frentes están separados. Se pueden presentar algunos inconvenientes en la evacuación de la broza, ya que se deben salvar desniveles. El revestimiento se realiza desde la parte inferior hacia arriba. Se lo utiliza en grandes excavaciones subterráneas.

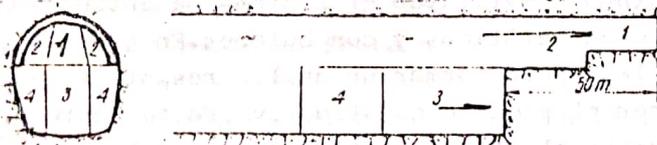
c. Excavación con corte central



Se usa únicamente en rocas muy buenas que no requieren ningún soporte de la bóveda. Luego se coloca el revestimiento en forma total.

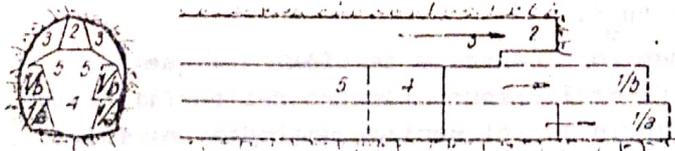
2. Excavación y colocación de revestimientos parciales

d. Método del arco flotante



Se comienza con una galería superior, la que se amplía hasta completar la bóveda. Luego se construye el recubrimiento de ésta. Se extrae la parte central del túnel quedando sólo pilares laterales que soportan la bóveda. Estos son reemplazados por revestimiento por partes hasta completar la sección.

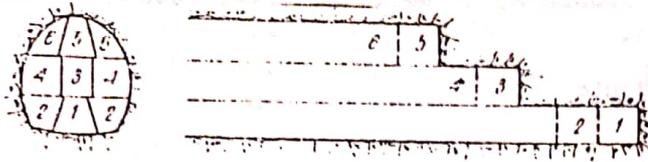
e. Excavación de hastiales y bóveda, dejando un núcleo central



Se usa cuando la roca no es lo suficientemente fuerte para soportar la bóveda usando el método anterior. Se excavan simultáneamente dos galerías para revestir los hastiales. Luego se realiza lo mismo con la bóveda. Por último se extrae

todo el núcleo que ha servido para apuntalar.

f. Excavación y revestimiento hacia arriba. (Italiano)



Este método se utiliza cuando los macizos son muy débiles o están sometidos a intensos campos tensionales. Primero se excava una galería inferior que se ensancha y se realiza el revestimiento de la solera. Posteriormente se excava la parte central y los hastiales, revistiéndolos. Por último se excava la bóveda y se la reviste. Este método se realiza en etapas muy pequeñas.

Métodos modernos

Nuevo Método Austríaco (VER ANEXO)

Un método que ha permitido una mayor difusión de las excavaciones a sección llena es el nuevo método austríaco, el cual puede decirse que ha influido en el desarrollo de las grandes excavaciones subterráneas, gracias a la general aplicación en éstas, de diversos conceptos del mismo.

La idea principal consiste en que sea la propia roca de alrededor del túnel la que se autoapoye al máximo posible, teniendo la entibación y el revestimiento definitivo una misión de confinamiento o de piel.

Para lograr el autoapoye de la roca es necesario evitar su aflojamiento y degradación, debiendo colocarse el soporte provisional rápidamente, muy próximo al frente de excavación y ceñido a la roca para evitar la desintegración del macizo, lo que suele iniciarse con la apertura de fisuras y caída de bloques muy pequeños.

La gunita y el hormigón proyectado constituyen el sistema de entibación más usado. Puede reforzarse con cerchas metálicas y con bulones. En general, el método recurre a la excavación llena para formar un anillo resistente alrededor de la excavación y para acelerar el proceso constructivo, factor este último muy importante a la hora de evitar el aflojamiento excesivo del terreno. Esto último queda evidenciado en la siguiente observación referida al comportamiento de las deformaciones de túneles con relación a la distancia al frente de avance.

En el ejemplo de la figura se muestra un túnel construido a frente total, con método de perforación y voladura y con soportes de acero instalados inmediatamente abierta la excavación. Las tensiones in situ, horizontal y vertical, se consideran iguales, con un valor " p_0 ".

Etapas 1: el frente del túnel aún no alcanzó la sección x-x que define la sección del túnel bajo estudio. El macizo rocoso dentro del perfil propuesto, en línea de puntos, está en equilibrio con el macizo que rodea al túnel.

La "presión interna soporte P_i ", es igual a la tensión del macizo P_0 .

Etapas 2: el frente del túnel ha avanzado más allá de la sección x-x, y la pre-

si3n soporte " P_i ", anteriormente provista por la roca en el interior del perfil, ha caído a cero. No obstante el t3nel no colapsar3 porque la deformaci3n radial " u " est3 limitada por la proximidad del frente, el cual provee un importante efecto de empotramiento. Si esta colaboraci3n no fuera suficiente, se requerir3a una cierta presi3n soporte " P_i ", dada por los puntos "B" y "C" en el gr3fico, para limitar la deformaci3n radial " u ". Advi3rtase que la " P_i " necesaria para limitar las deformaciones del techo, es mayor que la requerida para los hastiales, debido a que el peso de un determinado volumen de roca floja por encima del techo del t3nel, tambi3n debe ser tenido en cuenta.

Etapa 3: una vez que el frente ha sido limpiado del material proveniente de las voladuras (broza), se instalan las cerchas de acero hasta las proximidades del nuevo frente. En esta situaci3n el soporte no tiene carga, seg3n se indica por el punto "D" en el gr3fico, ya que ninguna deformaci3n del t3nel ha podido a3n desarrollarse. La deformaci3n radial est3 manifestada por los puntos "B" y "C".

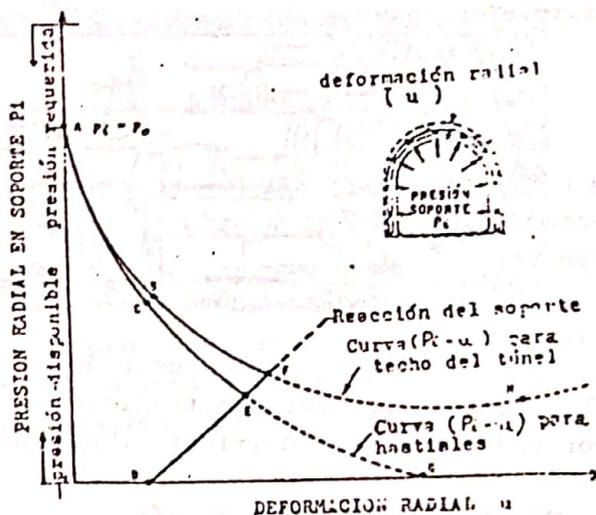
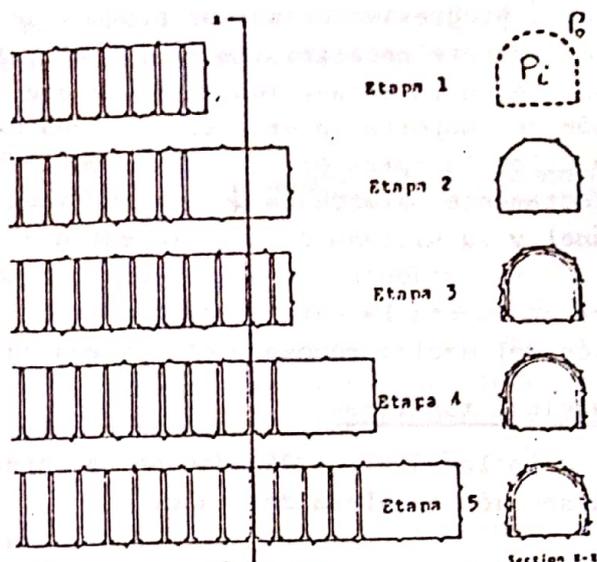
Etapa 4: el frente del t3nel ha avanzado hasta $\frac{1}{2}$ su di3metro, m3s all3 de la secci3n x-x, y el empotramiento dado por la proximidad del frente es considerablemente reducido.

Esto provoca la deformaci3n radial de los hastiales, curva "C-E-G", y del techo del t3nel, curva "B-F-H". Esta deformaci3n hacia el interior, o "convergencia" del t3nel, induce cargas en el sistema de soportes, el cual reacciona como un resorte r3gido. La presi3n de soporte " P_i ", suministrada por los arcos de acero se incrementa progresivamente, curva "D-E-F", en funci3n de la deformaci3n radial del t3nel.

Etapa 5: el frente del t3nel se ha alejado bastante de la secci3n x-x, por lo que el efecto de empotramiento no tiene ninguna influencia.

Si no se hubieran instalado soportes, la deformaci3n radial del t3nel se incrementar3a, seg3n las curvas punteadas "E-G" y "F-H".

En el caso de los hastiales, la presi3n requerida para limitar los desplazamientos cae hasta cero, en el punto "G", y los hastiales permanecer3n estables, mientras ninguna fuerza remanente induzca nuevas deformaciones.

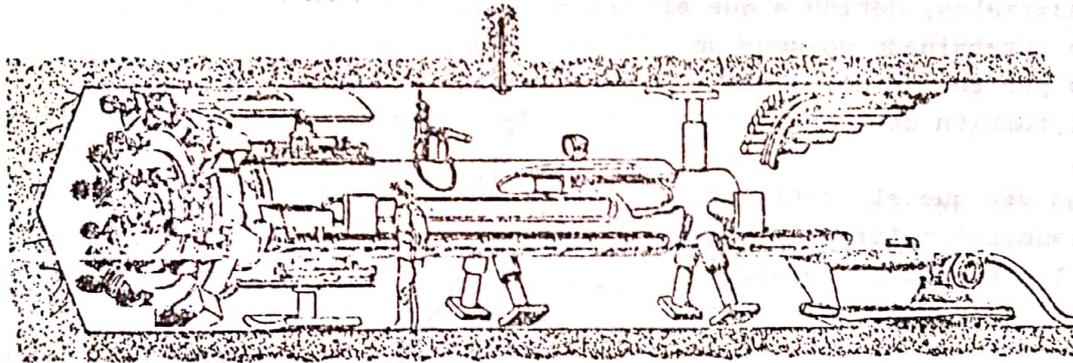


Respecto al techo del túnel, la presión de soporte requerida cae hasta un valor mínimo y luego comienza a incrementarse nuevamente. Esto es debido a que el desplazamiento hacia abajo del techo, provoca el aflojamiento progresivo de nuevos bloques de roca cuyo peso debe ser sumado a la presión soporte necesaria. En el ejemplo, el techo colapsará si no se coloca algún soporte en la excavación. Debido a que esto ha sido realizado, la curva de reacción del soporte intercepta la curva carga-deformación, en los puntos "E" y "F". En ellos la "presión soporte requerida" para limitar nuevas deformaciones es exactamente balanceada por la "presión soporte disponible" en las cerchas, y el túnel y su sistema de soporte están en equilibrio estable.

Es evidente que el proyecto racional de un sistema de soportes deberá tener en cuenta la naturaleza "interactiva" de las características carga-deformación del macizo rocoso y el sistema de soportes.

Máquinas tuneleras

En las últimas décadas se ha intensificado el uso de máquinas que horadan la sección completa del túnel



Es un sistema que a pesar de su elevado costo de inversión resulta rentable frente a los métodos tradicionales de excavación (perforación y voladuras) por sus elevados rendimientos. Una idea la da el siguiente cuadro:

Túnel	Litología	Diámetro	Longitud	Avance
Seabrook (U.S.A.)	Esquistos, granitos	6,7 m	4,0 km	10,6 m/día
Rochester (U.S.)	Areniscas, lutitas	5,7 m	4,9 Km	22,9 m/día
Pueblo Viejo (Guatemala)	Calizas brechosas	5,8 m	24,0 Km	34,5 m/día

Estos equipos se construyen a medida de acuerdo a los requerimientos de los contratistas. Puede decirse que no hay limitaciones en los diámetros máximos ya que existen equipos para secciones de 15 m. de diámetro. La frecuencia en el uso del método ha crecido tanto que en algunos casos se pueden conseguir máquinas usadas en otros proyectos con las dimensiones que se requieran.

Tipos de máquinas.

Se pueden dividir en dos grandes grupos según la forma de acción de las herra-

mientas de corte.

a) Tipo rotatorio. Es una gigantesca rueda que gira alrededor de un eje central y que va armada con dientes o brocas. Como variante pueden existir sistemas formados por varias ruedas pequeñas. Se usan en rocas duras.

b) Tipo oscilante. Presenta dos o más brazos que tienen limitada capacidad de giro y trabajan independientemente, como si fuesen limpiaparabrisas. Son usadas en formaciones blandas.

Estos cabezales se montan en verdaderos trenes que avanzan sobre rieles o patines. Disponen de sofisticados sistemas de orientación para poder desplazarse en la dirección adecuada. El uso del rayo láser es muy generalizado. El operador puede realizar correcciones tanto horizontal como verticalmente.

Para poder trabajar, el equipo debe reaccionar contra el entibamiento del túnel o contra las paredes (radialmente). Esto se consigue mediante gatos hidráulicos.

Dado el alto rendimiento de la cabeza cortadora, la evacuación de escombros es una tarea crítica. Para ello se pueden usar vagonetas o cintas transportadoras. Alguno de los trenes disponen de dispositivos para colocar el revestimiento del túnel. Otras veces esto se realiza una vez excavado para evitar interferencias con la tarea de evacuar lo excavado.

Limitaciones.

Existen algunas formaciones geológicas que no son totalmente adecuadas para usar este procedimiento. Si las rocas son extremadamente duras ($q_u = 2.000 \frac{kg}{cm^2}$) el desgaste que sufren los elementos cortantes es prematuro. Si son extremadamente blandas, tienden a empastarse. Por ello lo ideal es que los macizos tengan mediana resistencia.

Con fines exploratorios se realizan perforaciones de reconocimiento horizontales por delante del frente de excavación a medida que este progresa, para detectar cambios litológicos, presencia de agua, zonas de falla, etc.

3.2. Entibación y revestimiento

En general, y salvo en rocas de excelente calidad, la ejecución de túneles requiere la colocación de algún sistema de entibación provisional que puede formar parte o no del revestimiento definitivo.

El sostenimiento puede cumplir una o varias de las siguientes funciones:

- Evitar el desprendimiento de cuñas de roca o zonas del terreno más o menos amplias.
- Limitar las deformaciones de la cavidad creada.
- Proteger la roca frente a la meteorización
- Controlar y derivar las aguas freáticas, etc.

En la función de revestimiento se consigue además mejorar el aspecto estético de la excavación, albergar servicios y conducciones, disminuir la fricción al aire o al agua, etc.

Los siguientes métodos pueden ser utilizados:

1. Entibaciones de madera. (Solamente para excavaciones provisionales)
2. Entibaciones metálicas: Cerchas y Perfiles.
3. Bulonado

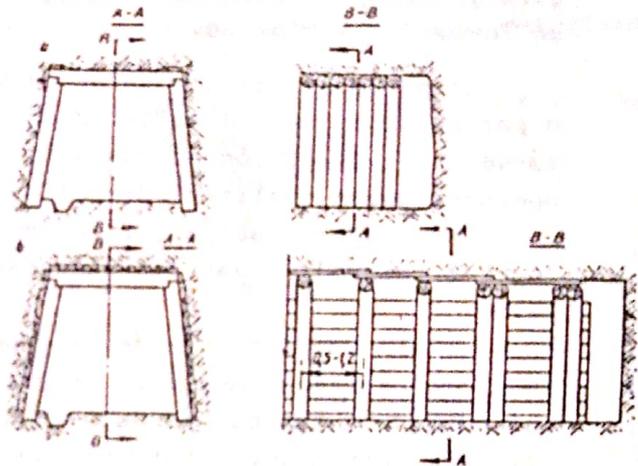
4. Mortero u hormigón proyectado

5. Hormigón

1. Entibaciones en madera

Es un método aún usado en pequeñas excavaciones mineras, pero de poca trascendencia en obras de ingeniería civil.

El elemento básico es un cuadro o bastidor formado por rollos de madera de 15 a 30 cm de espesor. Están constituidos por dos puntales y una cumbrera o montera superior. Pueden llevar un durmiente en la solera. Los cuadros se pueden colocar adosados o espaciados, en forma perpendicular al eje del túnel. Longitudinalmente y por detrás entre el cuadro y la roca, se colocan tablones para formar un forro. Entre esta y la roca se rellena con broza, de manera de poder obtener una distribución más uniforme del empuje del terreno sobre la entibación.



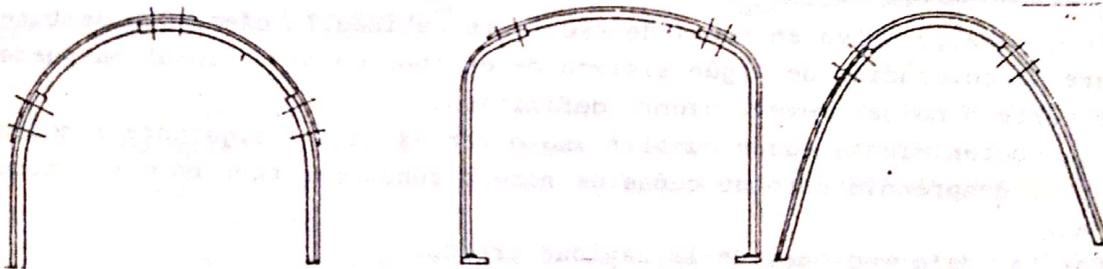
Esquemas de colocación de los cuadros de entibación: a, adosados; b, espaciados

2. Entibaciones metálicas

Estos métodos suelen emplearse en galerías de sección moderada (hasta unos 5 m. de diámetro) y son tradicionales en las labores mineras.

Se trata de entibaciones deformables que permiten una deformación considerable de la cavidad hasta que entran en carga, sobre todo por lo lento de su colocación y acañamiento.

El contacto con las paredes de la cavidad es discontinuo y ello da lugar a una distribución de esfuerzos difícil de prever por lo que se tiende a emplear criterios semiempíricos conservadores.



El dimensionado de los marcos se hace suponiendo una presión uniforme sobre la bóveda de valor $P = \gamma H$, siendo γ el peso específico de la roca. Cuando puedan desprenderse localmente bloques de roca los marcos deberán dimensionarse para resistir las cargas puntuales correspondientes.

Sobre los montantes se considera una presión media del orden $P_h = 0,3 P_m$ y sobre la solera, si existe, $P_s = 0,5 P_m$.

En el proyecto debe tenerse en cuenta la separación entre cerchas, la facilidad de montaje y acañamiento, la seguridad frente al pandeo local, el arriostamiento lateral, la colocación de blindajes, etc. La puesta en obra se hace según avanza la excavación, con la mínima distancia posible al frente.

3. Bulonado

La colocación de bulones o anclajes permite evitar el desprendimiento de cuñas de roca, limita las decompresiones en torno a la cavidad y forma una bóveda autoportante sobre el túnel en terrenos fracturados. Es inadecuado su empleo en terrenos plásticos que sufren grandes deformaciones en torno al túnel.

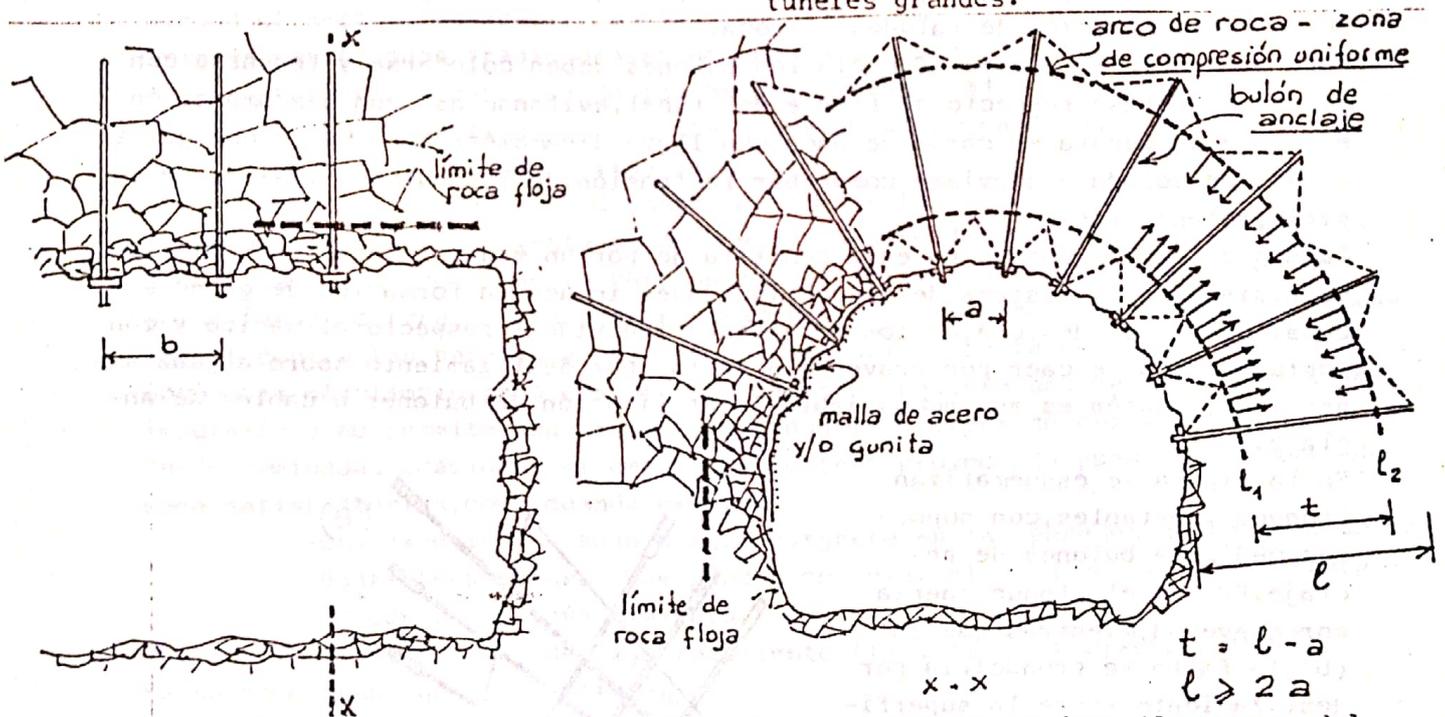
Los bulones deben tener una longitud suficiente para transmitir los esfuerzos a roca sana, no decomprimida. Longitudes usuales son de $1/3$ a $1/2$ del diámetro del túnel. Para un dimensionado aproximado al espesor de la zona decomprimida debe añadirse la mitad de la distancia entre bulones y la necesaria longitud de anclaje. Barton (1974) propuso una expresión del tipo:

$$L = 2 + 0.15 B / ESR$$

donde L: longitud del bulón

B: ancho del túnel

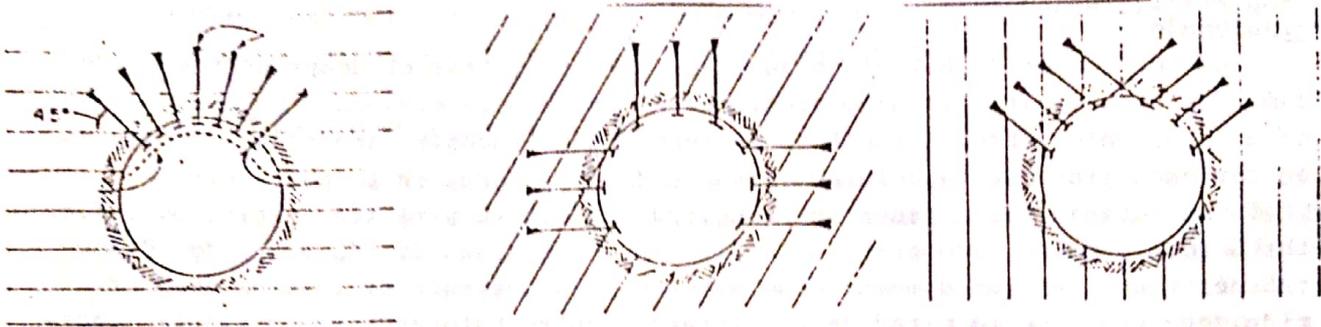
ESR: coeficiente que vale 1.6 para galerías de mina y tneles pequeños y 1.0 para túneles grandes.



La longitud y el espaciamiento de los anclajes determinan el "espesor del arco" comprendido entre las líneas l_1 y l_2 . Originalmente constituido por rocas diaclasadas, este arco ha quedado transformado en una unidad estructural por acción de los anclajes.

Puede observarse que, las zonas superficiales de la roca entre los bulones no tienen sostenimiento. En macizos que tienen un índice de calidad de roca, R.Q.D. \neq 70%, frecuentemente será necesario extender una malla de acero o colocar gunita sobre la superficie, para protección contra el desprendimiento de roca suelta.

Por otra parte los bulones deben orientarse de forma aproximadamente normal a la estratificación para que el efecto de "cocido" sea máximo. Cuando hay varias posibilidades de formación de cuñas inestables, el diseño reviste considerable complejidad.



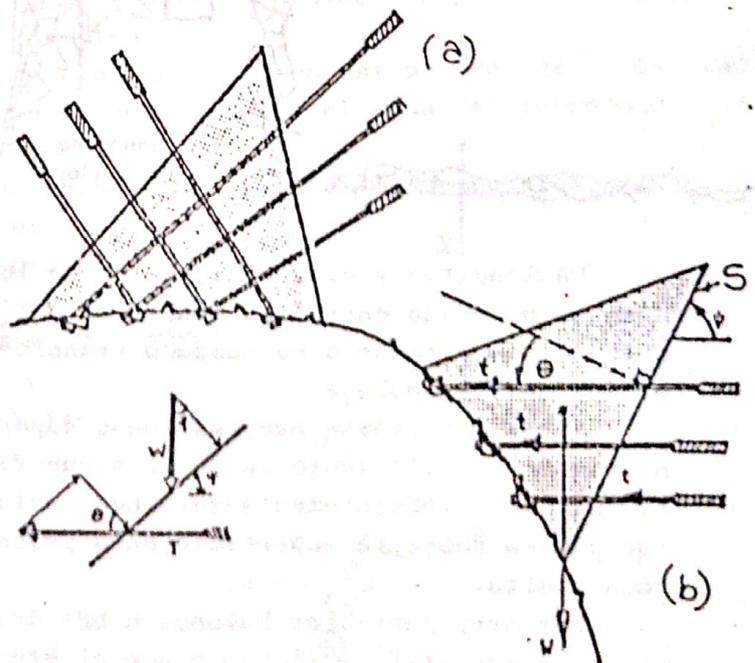
En general los pernos son de \varnothing 25-40 mm. y de preferencia de acero dulce para evitar roturas frágiles y repentinas y permitir la redistribución de fuerzas a través de deformaciones apreciables. La capacidad de los anclajes utilizados en túneles suele variar de 6 a 20 t. En grandes excavaciones puede recurrirse a cables de anclajes de alta resistencia y longitud análogos a los utilizados en la estabilización de taludes en roca.

Para conseguir la máxima eficacia los bulones deben colocarse y tensarse con muy poco desfase respecto al frente del túnel, evitando así una descompresión excesiva. La puesta en carga se hace con llave dinamométrica o mejor con gatos. A raíz de voladura conviene comprobar la tensión de los bulones y, si es necesario, retensarlos.

Cuando el macizo rocoso no está constituido por un medio intensamente diaclasado, sino que el sistema de discontinuidades induce la formación de grandes cuñas o bloques de roca, de comportamiento individual respecto al macizo y con posibilidades de caer por gravedad o fallar por deslizamiento sobre alguna superficie, también es muy aconsejable la utilización de bulones o cables de anclaje.

En la figura se esquematizan bloques inestables, con soportes mediante bulones de anclaje. En (a) el bloque caería por gravedad, mientras que en (b) la falla se produciría por deslizamiento sobre la superficie inferior (c), debido a la fuerza tangencial T.

El sistema de bulonaje que se adopte deberá contrarrestar esa fuerza perturbadora con un coeficiente de seguridad adecuado, usualmente 2.



Ya que estos cuerpos inestables se mueven independientemente del resto del

resto del macizo, inducen cargas excéntricas o concentradas sobre el sostenimiento. Los anclajes tienen más capacidad para resistir este trabajo que las cerchas o arcos metálicos y las estructuras de hormigón.

4. Mortero y hormigón proyectados

Las primeras aplicaciones de morteros con ayuda de presión neumática a las paredes de galería de minas para evitar la alteración y disgregación rápida de las rocas parecen datar de 1902 en Alemania y 1907 en E.E.U.U., popularizándose el nombre de gunita u hormigón proyectado. Posteriormente se utilizó como revestimiento estructural y a partir de 1950 llegaron a aplicarse por este procedimiento verdaderos hormigones para revestimientos definitivos, aunque en general el tamaño máximo del árido no suele sobrepasar los 25 mm.

La granulometría de la mezcla suele ajustarse a la curva de Fuller. El contenido de cemento es alto, 18 a 22 %, y la relación agua/cemento varía entre 0,3 y 0,4. El contenido de arena oscila del 50 al 70 % según las mezclas, correspondiendo el resto a la gravilla.

Existen dos métodos tradicionales de puesta en obra:

-Por "vía seca", siendo los áridos transportados junto con el cemento hasta el punto de aplicación, donde se adiciona el agua mediante una boquilla mezcladora especial.

-Por "vía húmeda", impulsando con bombas la mezcla completa.

El primer método tiene ventajas del menor consumo de cemento y mejor adaptación a las incidencias de la obra, aunque se critica la mayor producción de polvo (ahora corregida mediante separadores), el mayor rechazo o rebote del material contra las paredes y una menor homogeneidad de la mezcla. El segundo método es más limpio, pero consume más cemento, requiere una mayor potencia de impulsión y no permite seguir con facilidad los ritmos de obra.

En determinadas ocasiones el empleo de mortero proyectado puede dar resultados poco satisfactorios, como cuando existen:

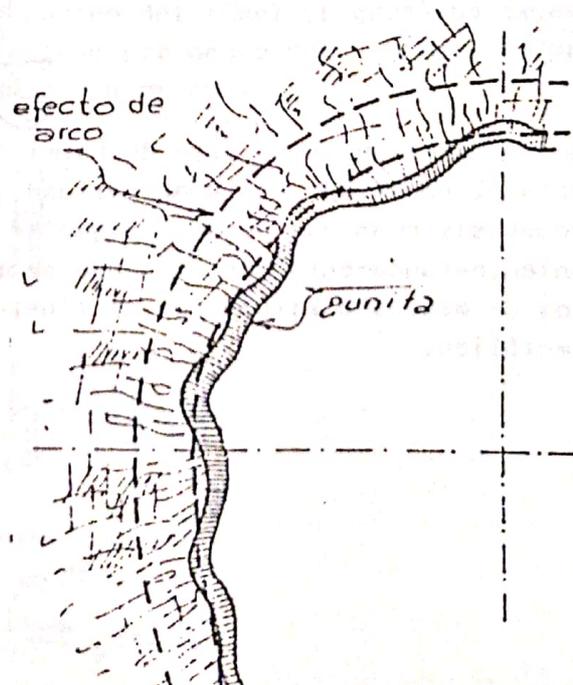
-Una excesiva humedad o agua surgente en las paredes de la excavación
-Bajas temperaturas que pueden congelar el agua del terreno, dilatando contra el revestimiento.

-Lisas o rocas de bajo rozamiento (filitas, micaesquistos, etc.)

Se ha encontrado que la gunita es efectiva aún cuando se aplica sobre superficies irregulares. En estos casos, la eficacia del revestimiento solo puede explicarse teniendo en cuenta la "interacción" entre el macizo rocoso y la gunita, según veremos en la figura siguiente.

El material se adhiere firmemente a las salientes de la roca dura. Las zonas de roca más blanda y las fracturas están sostenidas por pequeños domos y arcos de hormigón.

La roca próxima a la superficie junto con el revestimiento forman un arco



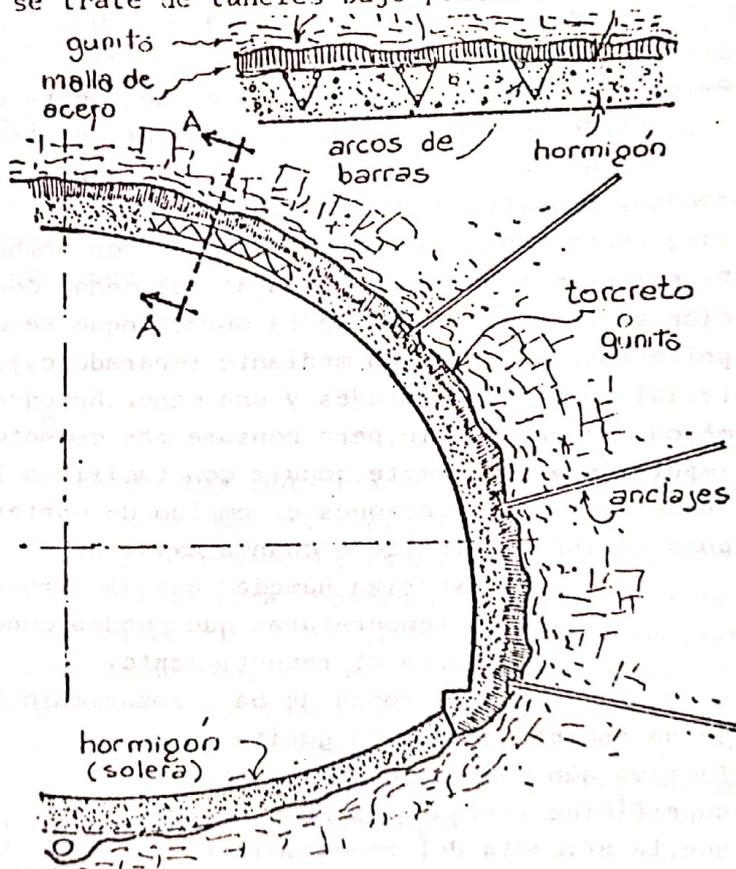
estructural que proporciona el soporte necesario, tal como se indica en las líneas de puntos de la figura.

La ventaja particular del hormigón proyectado es que, al eliminar la necesidad de encofrado y con los aditivos necesarios para controlar el fragüe, permite su colocación y puesta en servicio inmediatamente después de la excavación, evitando los primeros desplazamientos y por ello el aflojamiento progresivo de los bloques de roca.

5. Hormigón

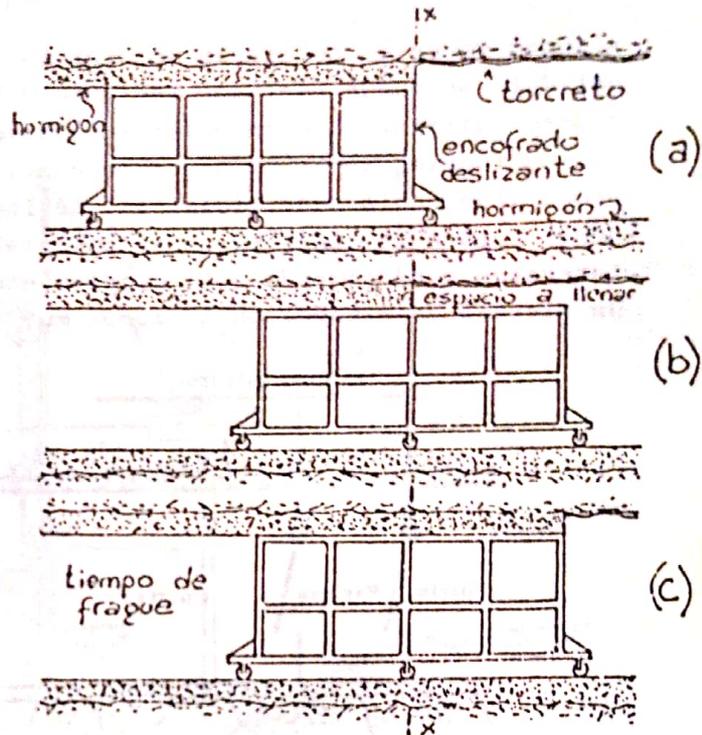
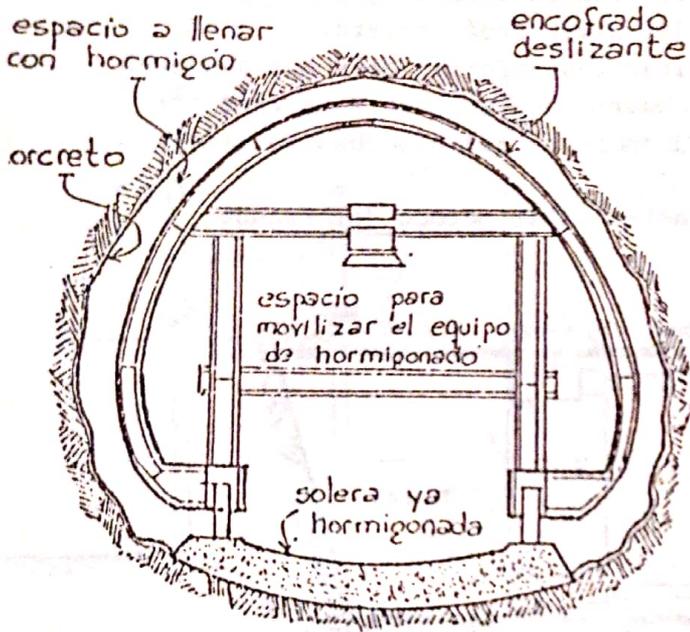
Cuando las presiones ejercidas sobre un revestimiento de gunita son altas, el espesor requerido puede ser tan grande que el hormigón convencional resulte más conveniente.

Este tipo de revestimiento puede usarse combinado con los bulones de anclaje, con el hormigón proyectado y aún con las cerchas metálicas. Generalmente el hormigón no es armado, salvo cuando se trate de túneles bajo presión.



En la figura se muestra una sección de túnel construido en roca de calidad pobre, cuyo sistema de sostenimiento incluye una combinación de prácticamente todos los métodos tratados anteriormente

Cuando se habla de un soporte de hormigón, debe pensarse en el problema que representa el encofrado. En la actualidad, y sin entrar en la consideración de los numerosos sistemas que desde antiguo se han empleado, el medio más práctico y conveniente - fundamentalmente cuando se requieren revestimientos a lo largo de cientos de metros o kilómetros de túnel - es el de "encofrados deslizantes", de tipo metálico.

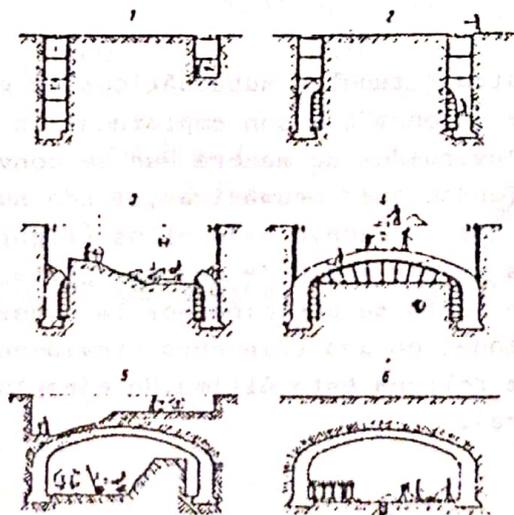


Luego de efectuado el hormigonado se realizan inyecciones de contacto entre el hormigonon y la roca de manera de llenar todos los huecos y asegurar una mejor transmision de las presiones sobre el revestimiento.

4. Casos especiales

TUNELES EN SUELOS MUY SUELTOS

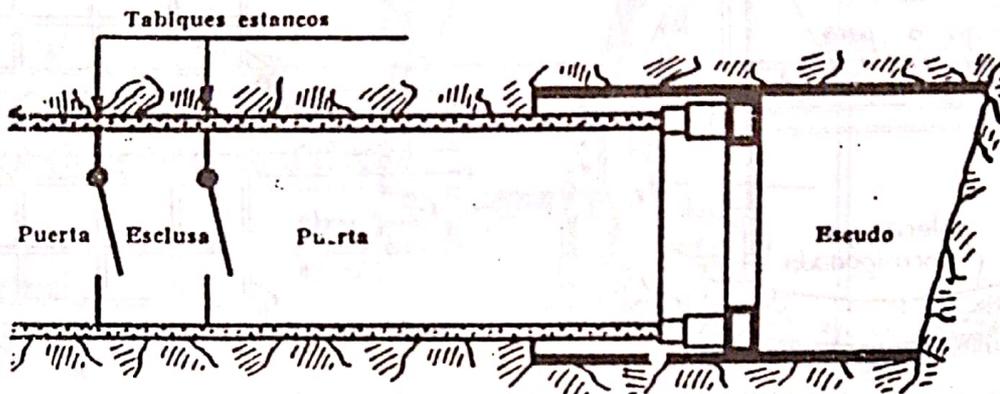
Cuando la profundidad de tapada es muy reducida (menos de 10 m.) se puede usar el método de cavar y cubrir. Consiste en abrir una trinchera, soportar los hastiales con muros y realizar posteriormente la bóveda. Luego se rellena por encima. Este método ha sido utilizado para construir gran cantidad de túneles urbanos, como los del metro de París, Nueva York, Buenos Aires, Frankfurt, etc. Como variante constructiva, se puede realizar en etapas. Primero se excava la porción correspondiente a los hastiales, luego se coloca la bóveda y por último se excava el terreno que queda como núcleo del túnel (figura). La excavación y hormigonado de los hastiales puede hacerse por medio del sistema de cortina de bentonita, con su posterior reemplazo por hormigonon.



Algunas veces es necesario mejorar los terrenos por donde se excavará el túnel. Esto se puede realizar mediante distintos métodos como congelación, inyecciones químicas y cementicias, rebajamiento del nivel freático, etc.

Si los túneles son urbanos, es necesario limitar las deformaciones que pudiesen producirse en la superficie. Esto se logra submurando previamente la zona por donde pasará el túnel, ejecutando pantallas de pilotes que absorban movimientos laterales, consolidando químicamente, etc.

Un sistema de excavación en zonas muy inestables es el Método del Escudo



Escudo con esclusa en un tramo del túnel. Escudo con esclusa fija.

El escudo es un caparazón metálico de bordes cortantes que se hace penetrar en el terreno a presión mediante gatos que se apoyan contra el revestimiento ya colocado. En cada maniobra se avanza de 0,5 a 2,0 m. y se va colocando el revestimiento. Generalmente está formado por dovelas prefabricadas, de manera de poder avanzar con mayor rapidez.

En el caso de que el terreno tienda a fluir hacia el interior del escudo por el frente, se coloca un tabique frontal con diversas compuertas a través de las cuales se extrae el material.

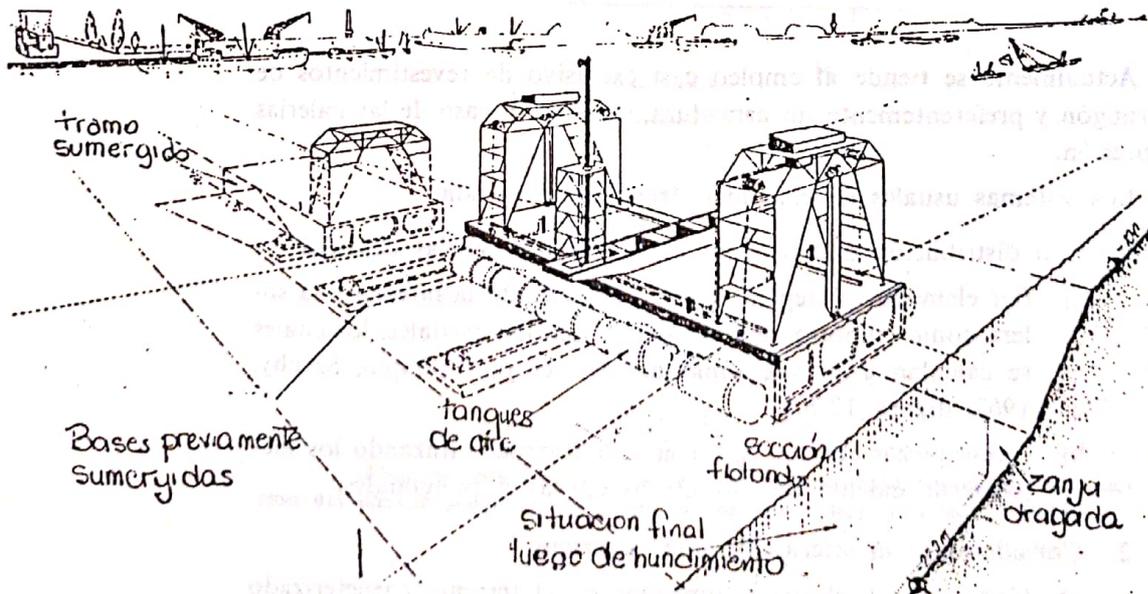
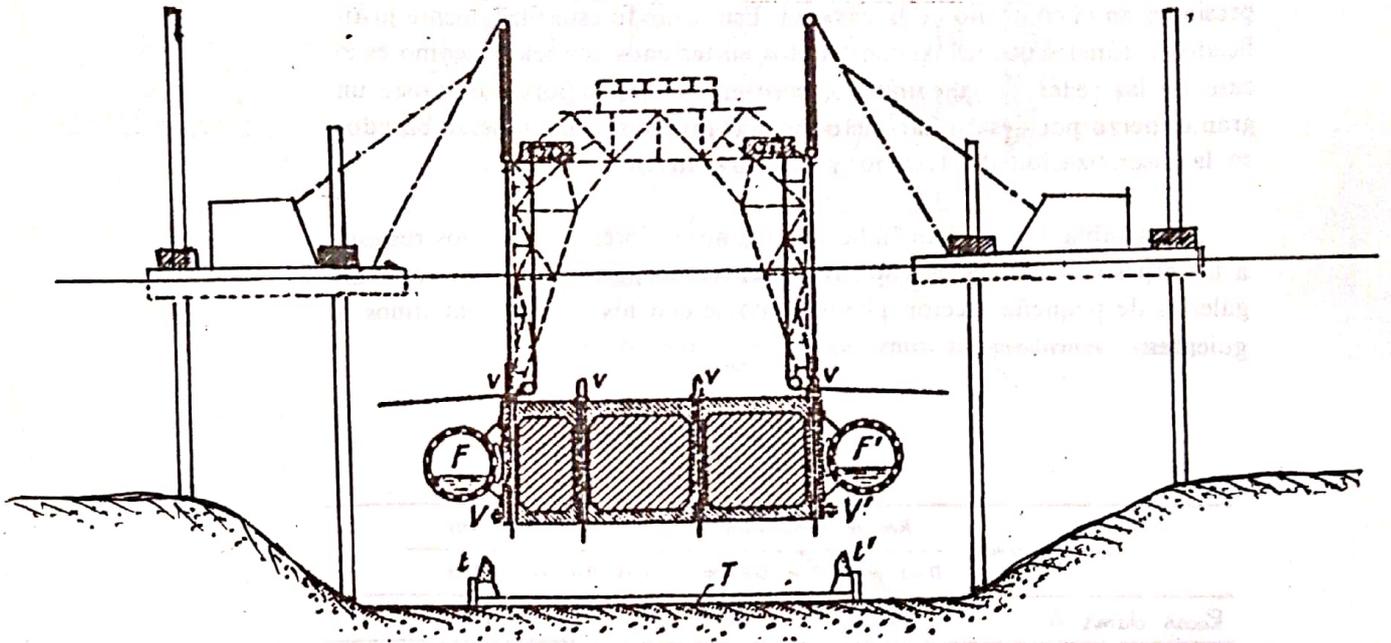
En el caso de que se deba operar bajo el agua, es necesario emplear aire comprimido. Entonces el escudo lleva esclusas de separación entre el frente que se encuentra bajo presión y el tramo ya revestido. Otra variante es fijar las esclusas en un punto del túnel y desde allí hasta el frente todo el tramo va a presión.

TUNELES SUBFLUVIALES

Una de las formas de construir túneles subacuáticos es por medio de secciones prefabricadas en forma de cajones que son emplazadas en el lecho del río.

Los cajones pueden ser construídos de manera que se conviertan en cámaras de trabajo similares a las fundaciones neumáticas, siendo hundidos hasta su posición definitiva a medida que se excava bajo ellos (figuras)

Otra forma de realizarlos es por medio de cajones flotantes de 30 a 100 m. de longitud que se trasladan hasta su posición por la superficie del río (flotando) y luego son emplazados en una trinchera previamente excavada en el lecho del río. Finalmente se rellena ésta última. Un ejemplo de este método es el Túnel Hernandarias. (figura).



Colocación de tramos de túnel en trinchera dragada

Sostenimiento definitivo: El revestimiento

En muchos casos el revestimiento de los túneles se proyecta sobre criterios semiempíricos ante la dificultad de conocer la distribución real de presiones en el contorno de la cavidad. Este método está plenamente justificado en túneles pequeños, construidos en terrenos conocidos, como es el caso de las redes de saneamiento, pero en túneles importantes existe un gran esfuerzo por desarrollar métodos más precisos, generalmente basados en la discretización del terreno y del revestimiento.

En la tabla 17.5 se han indicado algunos valores orientativos respecto a los espesores usuales en cada tipo de terreno para túneles viarios. Para galerías de pequeña sección puede contarse con los espesores mínimos siguientes:

TABLA 17.8

Tipo de terreno ⁺	Rev. de hormigón (cm)			Rev. de ladrillo (pies)		
	D=1 m	D=2 m	D=3 m	D=1 m	D=2 m	D=3 m
Rocas duras A	15*	15*	20*	1/2*	1/2*	1*
Rocas /esquis.B	15	20	25	1	1 ^{1/2}	1 ^{1/2}
Roca estratíf.C	20	20	25	1	1 ^{1/2}	1 ^{1/2}
Sedim. Consol.D	20	25	40	—	—	—
Roca fisuras.E	25	30	50	—	—	—

+ Según tabla 17.5. (Geot. y Cim III)

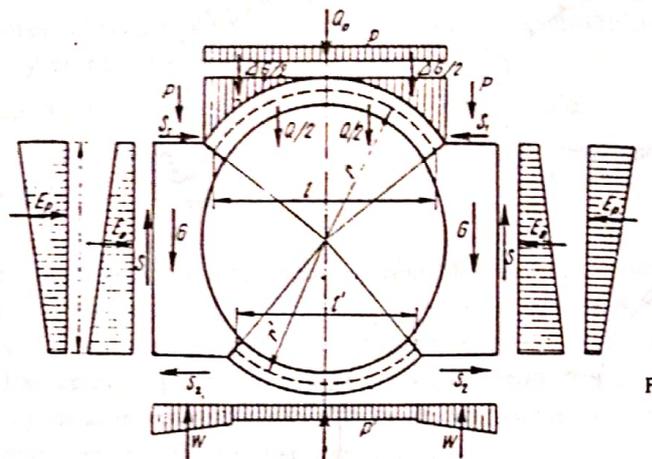
* Revestimiento de protección, no resistente.

Actualmente se tiende al empleo casi exclusivo de revestimientos de hormigón y preferentemente sin armadura, salvo en el caso de las galerías a presión.

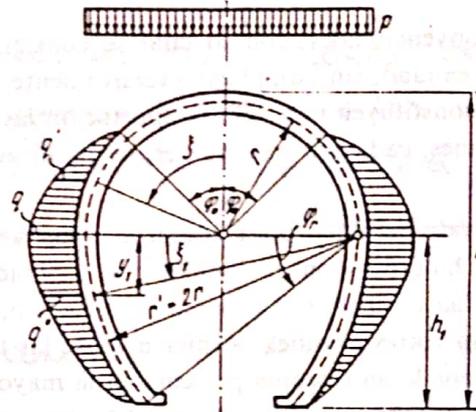
Los sistemas usuales de cálculo de revestimientos son:

1. Con distribución de presiones deducidas por teorías elásticas
 - a) Por elementos independientes, considerando la bóveda y la solera como empotradas o articuladas en los hastiales, los cuales se calculan a su vez como muros (ver por ejemplo, Széchy, 1967) (figura 17.70).
 - b) Como piezas continuas, cerradas o abiertas, utilizando los métodos de cálculo de estructuras curvas o poligonales.
2. Considerando la interacción con el terreno
 - a) Como piezas elásticas apoyadas en el terreno, caracterizado por un coeficiente de balasto o modelos más complejos con resistencia tangencial o comportamiento elasto-plástico (figuras 17.71 a 17.73).
 - b) Por el método de los elementos finitos (figura 17.74).

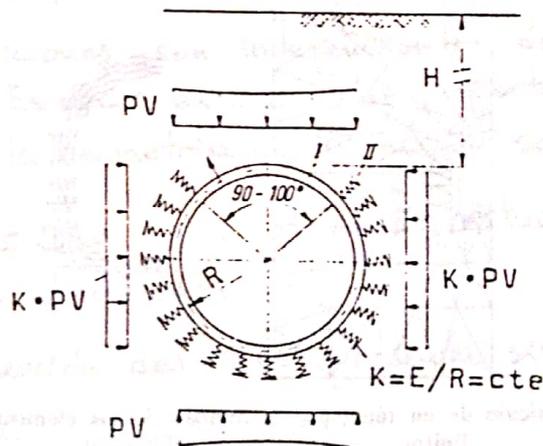
Recientemente las soluciones obtenidas por los métodos más complejos se están utilizando para modificar las distribuciones de presiones adopta-



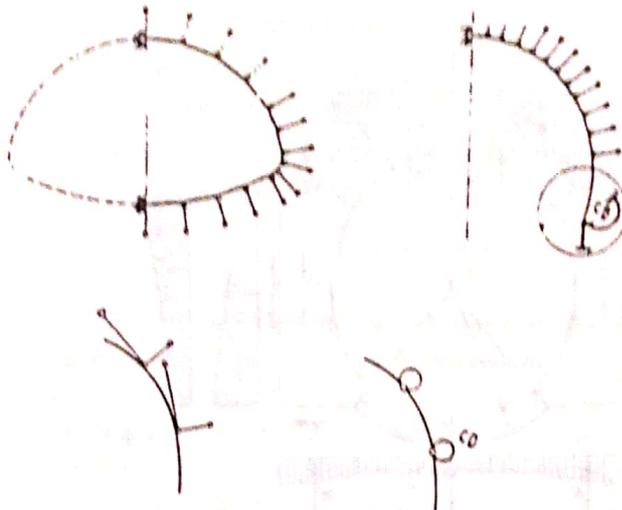
Cálculo de un revestimiento por elementos independientes (Széchy, 1967).



Hipótesis de reacción lateral del terreno, según Zurabov y Bougayeva (Széchy, 1967).



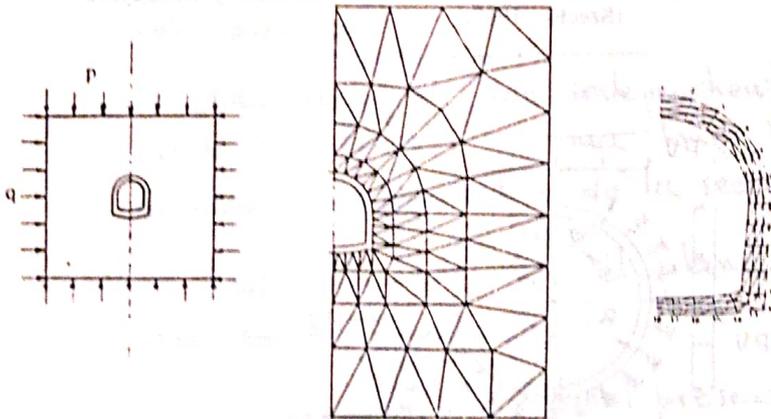
Modelo teórico para el cálculo del revestimiento, suponiendo la reacción del terreno según el coeficiente de balasto (Fleck y Sonntag, 1977).



Idealización del terreno mediante barras elásticas, con posibilidad de introducir anisotropía, resistencia a torsión, etc.

das a priori en las teorías convencionales, con lo cual se consigue una aproximación aceptable a la realidad, sin complicar excesivamente el cálculo. A este respecto también constituyen una valiosa aportación las medidas de presiones y deformaciones, cada vez más numerosas, realizadas en túneles reales.

Estas medidas están sirviendo también para comprobar las notables diferencias existentes entre las hipótesis convencionales y la realidad. Ello puede explicarse por la dificultad de incluir el proceso constructivo, la redistribución de las presiones en torno al túnel, la influencia de las tensiones tangenciales y sobre todo por la anisotropía presente en la mayor parte de los terrenos.



Malla para el cálculo de un túnel por el método de los elementos finitos.

El método de elementos finitos es el único que permite considerar adecuadamente la secuencia constructiva y los efectos de anclajes o entibaciones parciales así como la heterogeneidad y anisotropía del terreno. Sin embargo, aún tropieza con graves inconvenientes, como son:

- La necesidad de emplear gran número de elementos para reproducir adecuadamente el terreno y el revestimiento.
- los errores derivados de diferencias apreciables de módulos entre el terreno y el revestimiento.
- la dificultad de introducir las presiones intersticiales.
- la complejidad de los modelos que consideran el rozamiento en la interfaces, etc.

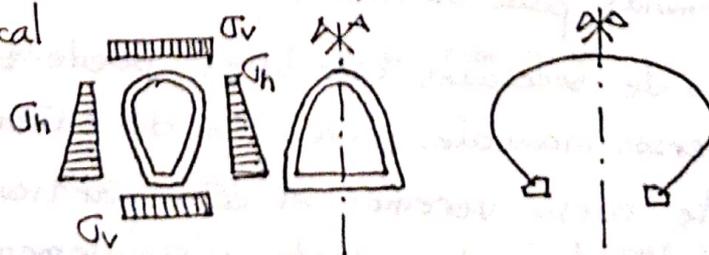
Aunque la fiabilidad de los modelos disponibles es poco conocida no cabe duda de que este método es de gran ayuda en problemas de subsidencia, túneles a poca profundidad, secciones singulares y condiciones no homogéneas. Parece poco probable que se consigan resultados precisos sin un desarrollo apreciable en la determinación de los parámetros geomecánicos a introducir en el cálculo (ver capítulo 23).

Dimensionado

Una vez conocidas las acciones sobre el revestimiento, por ejemplo por las teorías clásicas (Terzaghi, Protodíakonov, etc.), se deberá obtener los esfuerzos internos y con estos dimensionar los elementos.

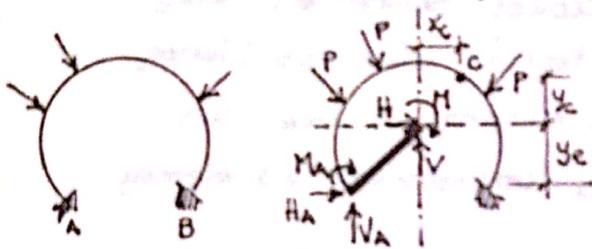
Dada la complejidad del tema, para los alcances de este curso se asumirá una serie de simplificaciones, como ser:

- Las acciones son independientes del sector de túnel estudiado. Es decir en una long. importante, la tapada, el suelo, y la geometría de la sección son constantes.
- Las acciones, en el plano estudiado, se descomponen en dos direcciones.
- La sección del túnel presenta simetría respecto del eje vertical



Cálculo de esfuerzos:

El método general para obtener los esfuerzos internos de un revestimiento rígido de un túnel, está basado en la teoría de la elasticidad. Corrientemente se utiliza el método del centro elástico. Este método ya ha sido estudiado en Mecánica de las Estructuras por lo que no se haran mayores comentarios sobre el mismo. Con él se obtienen esfuerzos normales, momentos flectores y esfuerzos de corte, que posteriormente servirán para el dimensionado, por ejemplo, de un revestimiento de hormigón simple o armado.



$$\begin{aligned}
 V &= V_A \\
 H &= H_A \\
 M &= M_A + V_A x_c - H_A y_c
 \end{aligned}
 \left\{
 \begin{aligned}
 H &= - \frac{\int m y \frac{ds}{EJ}}{\int y^2 \frac{ds}{EJ}} \\
 V &= \frac{\int m x \frac{ds}{EJ}}{\int x^2 \frac{ds}{EJ}} \\
 M &= \frac{\int m \frac{ds}{EJ}}{\int \frac{ds}{EJ}}
 \end{aligned}
 \right.$$

Esta metodología sirve para secciones de forma cualesquiera, y cualquier diagrama de cargas.

Secciones singulares:

Dada su singularidad, algunas secciones muy utilizadas (circulares, herradura circular, etc.), han sido resueltas para diversas condiciones de vínculo y de cargas externas, utilizando el principio de los trabajos virtuales, y en base a su forma determinada se pueden establecer fórmulas para obtener esfuerzos.

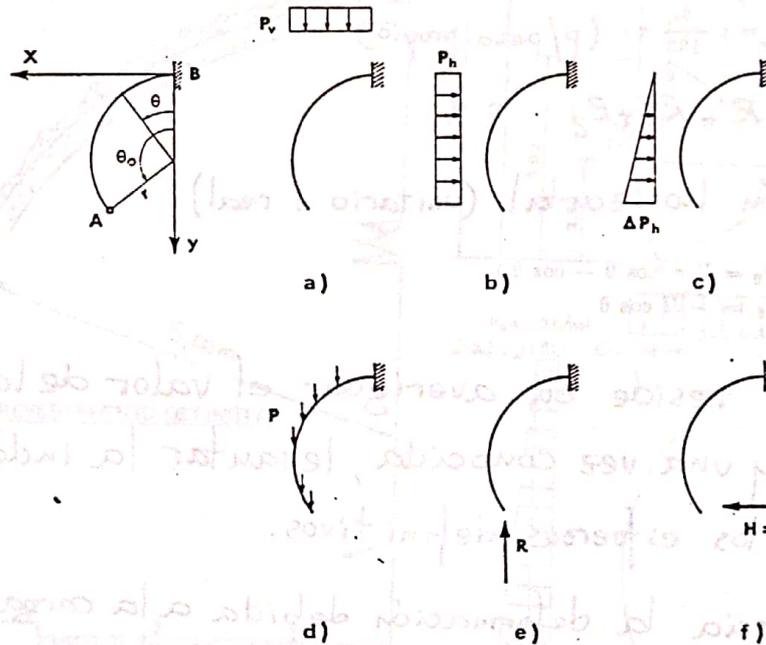
El caso de secciones circulares, puede ser encontrado en diversos manuales para diseño de cañerías.

En este curso veremos el caso particular de una sección en herradura incompleta y simplemente apoyada, que permitirá resolver un ejemplo.

Las ecuaciones han sido tomadas del libro "Geotécnica e Técnica delle Fondazioni" de C. Guidi - 1980. -

Sector circular

Se aplicará el método descrito al caso de una sección como la de la figura. Se acompañan las formas de los diagramas de carga y las ecuaciones de esfuerzo normal y momento flector a lo largo del revestimiento para media sección de túnel. El apoyo es de segunda especie, por lo tanto el esquema es hiperestático.



Solicitaciones:

a) Presión vertical etc.

$$M_\theta = -p_v r^2 \left(\frac{1}{4} \cos 2\theta + \sin^2 \theta - \sin \theta + 0,25 \right) \quad 0^\circ \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$$

$$N_\theta = -p_v r \sin \theta (1 - \sin \theta) \quad 0^\circ \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$$

b) Presión horizontal etc.

$$M_\theta = -p_h r^2 \frac{1}{2} (\cos^2 \theta + \cos^2 \theta_0 - 2 \cos \theta \cos \theta_0)$$

$$N_\theta = p_h r \cos \theta (\cos \theta - \cos \theta_0)$$

c) Presión horizontal var.

$$M_\theta = -\Delta p_h \frac{r^2}{1 - \cos \theta_0} (\cos^2 \theta + \cos^2 \theta_0 - 2 \cos \theta \cos \theta_0) \left(\frac{1 - \cos \theta}{2} + \frac{\cos \theta - \cos \theta_0}{3} \right)$$

$$N_\theta = \Delta p_h \frac{r}{2} \frac{\cos \theta}{1 - \cos \theta_0} [(1 - \cos \theta_0)^2 - (1 - \cos \theta)^2]$$

d) Peso propio:

$$M_0 = -r^2 p (\cos \theta + \theta \sin \theta - \theta_0 \sin \theta - \cos \theta_0)$$

$$N_0 = -r p (\theta_0 - \theta) \sin \theta$$

e) Reacción vertical:

$$M_0 = R' r (\sin \theta_0 - \sin \theta)$$

$$N_0 = R' \sin \theta$$

donde

$$R_1 = p \cdot r \quad (P/\text{carga vert.})$$

$$R_2 = p \frac{\theta_0}{180} \cdot r \quad (p/\text{peso propio})$$

$$R' = R_1 + R_2$$

f) Reacción horizontal (unitario ó real)

$$M_0 = H r (\cos \theta - \cos \theta_0)$$

$$N_0 = -H \cos \theta$$

NO UTILIZAR

El planteo reside en averiguar el valor de la reacción horizontal H , y una vez conocida, levantar la indeterminación y obtener los esfuerzos definitivos.

Si se desprecia la deformación debida a la carga normal en la sección, puede decirse que:

- desplazamiento debido a las cargas externas (hacia adentro)

$$\delta = \int_B^A \frac{M (y_A - y)}{E J} ds$$

- desplazamiento debido a la carga unitaria (hacia afuera)

$$\delta_{H=1} = \int_B^A \frac{(y_A - y)^2}{E J} ds$$

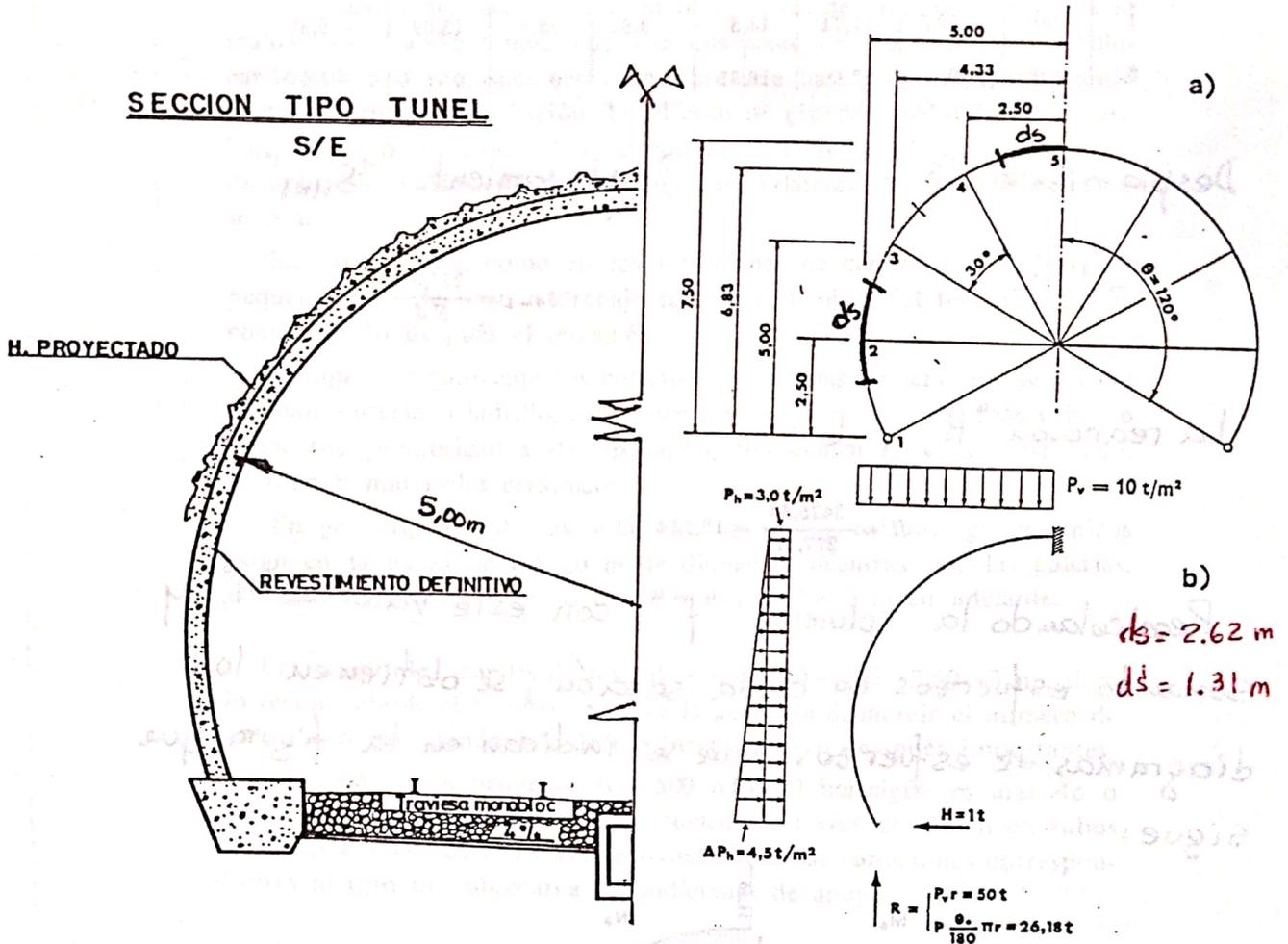
La reacción H , valdrá:

$$H \delta_{H=1} = \delta \times 1$$

$$H = \frac{\delta}{\delta_{H=1}}$$

Aplicación

Encontrar los esfuerzos de flexión y normal en el revestimiento del tunel ferroviario de la figura con las acciones y geometría allí indicadas.



Los resultados de las distintas ecuaciones aplicadas se tabulan a continuación.

M_θ (tm).

Sezione		Cargos							$(y_A - y)^2$	$(y_A - y)^2 ds$
		a	b	c	d	e		f		
						$p_v r$	$p \frac{\theta_0}{180} \pi r$			
1	120°	0	0	0	0	0	0	0	0,00	
2	90°	0	-9,37	-12,5	1,47	-33,5	-17,54	2,50	6,25	16,375
3	60°	-2,24	-37,5	-43,75	-5,82	0	0	5,00	25,00	65,500
4	30°	-31,25	-69,97	-73,10	-36,28	91,5	47,9	6,83	46,64	122,197
5	0°	-125,0	-84,37	-84,37	-93,75	216,5	113,06	7,50	56,25	73,687
									277,750	

$N_0(t)$

1	120°	0	0	0	0	43,3	22,67	0,5
2	90°	0	0	0	- 6,54	50,0	26,18	0
3	60°	- 5,8	7,5	7,5	- 11,33	43,3	22,67	- 0,5
4	30°	- 12,5	17,74	14,5	- 9,81	25,0	13,09	- 0,87
5	0°	0	22,5	16,87	0	0	0	- 1,0

Desplamiento "s":

$$s = \frac{3475,58}{EJ}$$

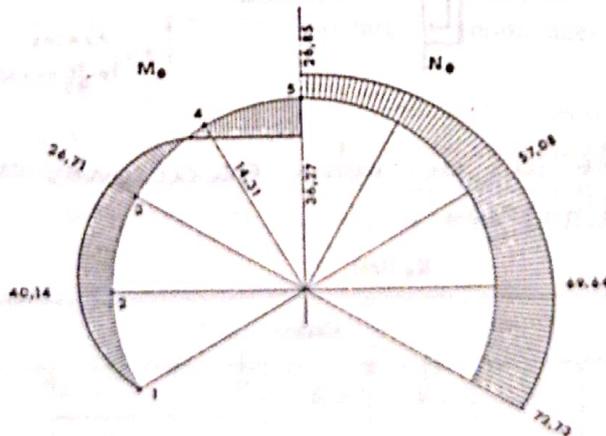
Desplazamiento "δ_{H=1}"

$$\delta_{H=1} = \frac{277,57}{EJ}$$

La reacción "H", vale:

$$H = \frac{3475,58}{277,57} = 12,52 \text{ t}$$

Recalculando la columna "f", con este valor de "H", y sumando esfuerzos en cada sección, se obtienen los diagramas de esfuerzos que se indican en la figura que sigue:



Con los valores de M_0 y N_0 , se dimensionara la sección de H^0 , y con R_v y H , se verificara la fundación y las tensiones en el suelo.

CONDUCTOS Y ALCANTARILLAS

Introducción

El saneamiento urbano, así como las redes de drenaje y servicios se realizan excavando zanjas más o menos profundas en el terreno y colocando tubos o secciones cerradas sobre una base preparada, rellenando posteriormente la excavación. En el caso de grandes profundidades, paso bajo cauces o edificios, etc., estas conducciones se ejecutan en mina, siendo aplicables entonces las consideraciones relativas a túneles de pequeña sección.

En otros casos, como en los terraplenes de carretera, el tubo o la pequeña obra de paso o drenaje se coloca al nivel del terreno natural, construyendo después el terraplén.

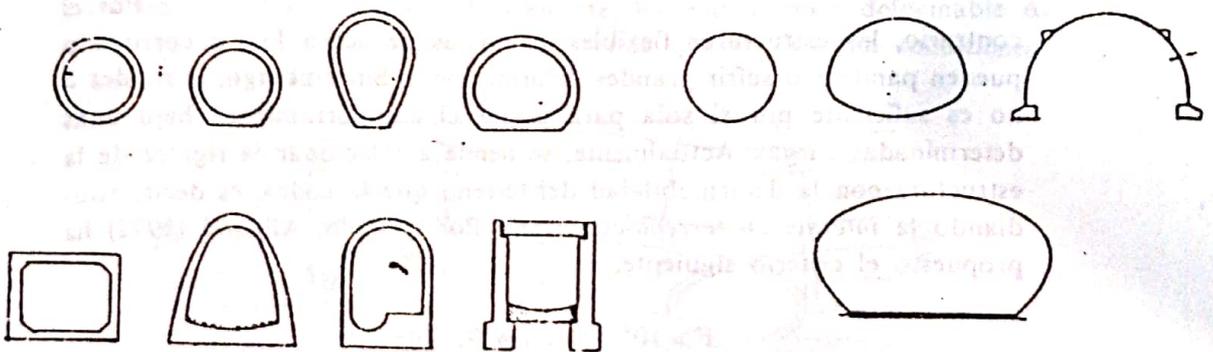
Aunque antiguamente los colectores y galerías de servicios se hacían de mampostería o ladrillo, actualmente se utilizan cada vez más tubos o elementos prefabricados de hormigón, fibrocemento, acero corrugado, plástico o materiales cerámicos.

En general, las tuberías a las que se aplican cálculos geomecánicos están en la gama de 0,5-2,0 m de diámetro, mientras que las galerías, colectores visitables y obras de paso van de los 2 m en adelante.

Las longitudes usuales de los tubos son 0,80-1,50-2,50-3 m, siendo recomendable el empleo de tubos largos para disminuir el número de juntas, excepto cuando son de esperar asentamientos o flexiones importantes.

Salvo en tubos pequeños ($D < 500$ mm), el hormigón es armado o pretensado. Los espesores de tubo suelen ser $t = 0,1 D + 1$ cm en tubos circulares o $t = 0,125 D + 1$ cm en ovoides, con las variaciones correspondientes al tipo de sobrecarga y condiciones de apoyo.

En la figura se muestran diversas formas usuales de las conducciones enterradas. El empleo de una u otra depende de condiciones hidráulicas, de gálibo, geotécnicas, económicas y constructivas, por lo que en cada caso deben estudiarse varias alternativas.



Secciones de hormigón.

Secciones de acero corrugado.

A efectos de cálculo conviene distinguir entre estructuras flexibles y rígidas, ya que el comportamiento y las teorías aplicables son considerablemente diferentes.

La rigidez estructural puede determinarse por el parámetro:

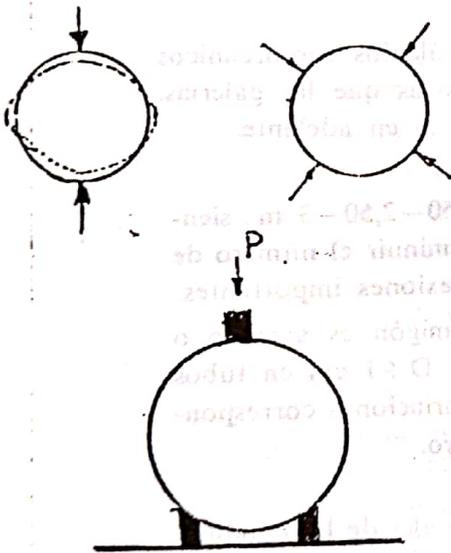
$$S = \frac{EI}{D^3} \quad \text{ó} \quad S = \frac{E}{12} \left(\frac{t}{D}\right)^3$$

siendo E = módulo de elasticidad del material, D = diámetro del tubo y t = espesor.

Según Howard (1977), un criterio de rigidez podría ser

$S < 10 \text{ t/m}^2$	E. flexibles
$10 < S < 20 \text{ t/m}^2$	E. de rigidez media
$S > 20 \text{ t/m}^2$	E. rígidas

Las estructuras rígidas, por ejemplo los tubos comerciales de hormigón, se rompen a flexión por la clave o por el plano medio horizontal, con muy pequeñas deformaciones. Esta es la conocida justificación del ensayo de flexión transversal de tres puntos



La sollicitación más desfavorable en una cañería circular es cuando se la carga mediante dos esfuerzos diametrales. En este caso aparecen esfuerzos varios de tracción, compresión y flexión, originados en los momentos que se generan en distintas secciones del tubo.-

Si la cañería es sometida a una presión radial uniforme, los esfuerzos generados en las paredes son de compresión, pues los momentos flectores son nulos, siendo el estado de sollicitación más favorable.-

El ensayo de resistencia a que se someten las cañerías es el llamado "ensayo de tres puntos", que reproduce las sollicitaciones más desfavorables que puede absorber el mismo. Esta carga P de rotura del tubo es la utilizada en los cálculos.-

Por el contrario, las estructuras flexibles, como las de acero liso o corrugado pueden pandear o sufrir grandes deformaciones. Sin embargo, la rigidez S no es suficiente por sí sola para juzgar el comportamiento bajo unas determinadas cargas. Actualmente, se tiende a relacionar la rigidez de la estructura con la deformabilidad del terreno que la rodea, es decir, estudiando la interacción terreno-estructura. Por ejemplo, Allgood (1972) ha propuesto el criterio siguiente:

	$F > 10^4$	Sistema flexible
$F = \frac{M_s D^3}{EI}$	$10 \leq F \leq 10^4$	Sistema de rigidez intermedia
	$F < 10$	Sistema rígido

siendo M_s el módulo confinado del terreno.

Acciones sobre las tuberías enterradas

Sobre una tubería enterrada pueden actuar cargas muy diversas, como son:

1. Cargas gravitatorias debidas al peso propio y de tierras, así como a los empujes laterales del terreno.
2. Presiones transmitidas por sobrecargas móviles, compactadores, tráfico de vehículos, etc.
3. Presiones hidrostáticas internas o producidas por las aguas freáticas.
4. Presiones transmitidas por cimentaciones u otras estructuras enterradas, etc.

Las acciones del tipo 1 son las que se han estudiado con más detalle, existiendo diversas teorías que se comentan más adelante. Las de tipo 2 son determinantes cuando el recubrimiento de tierras es pequeño (aproximadamente $\leq 1,5 \text{ m}$ ó $0,5 \text{ D}$). Las 3 son relativamente sencillas de introducir en el cálculo estructural, por lo que no se tratarán aquí, mientras que las de tipo 4 dependen de cada caso particular, si bien se harán algunas consideraciones al respecto.

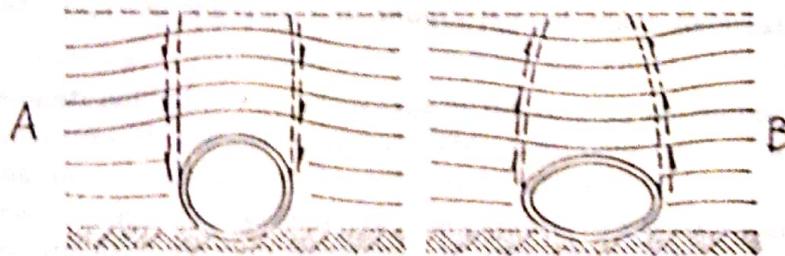
Efectos debidos a la carga del terreno

Las cargas que transmite el terreno a una conducción enterrada dependen de su deformabilidad relativa, a veces con diferencias apreciables respecto a las geostáticas.

En la figura se ha intentado visualizar el fenómeno. Al ser el relleno compresible (suponiendo el cemento indeformable) tenderá a asentar más a los lados de un tubo rígido que por encima del mismo. Se generan, en definitiva, unos esfuerzos cortantes hacia abajo que se añadirán al peso de tierras, pudiendo ser la carga resultante del orden del doble de la geostática.

Por el contrario, en el caso de tubos flexibles su menor rigidez permite la ovalización en sentido horizontal hasta alcanzar el equilibrio con las reacciones del terreno. Se produce así un abovedamiento o «efecto arco» que puede reducir las cargas del terreno casi al 70% de su valor en algunos casos. Situaciones de descarga semejantes se consiguen con apoyos o cimientos muy deformables o con la colocación de rellenos compresibles sobre la bóveda del tubo.

En el caso de tubos flexibles pueden darse condiciones atípicas si el relleno lateral se compacta fuertemente, haciéndolo poco deformable o cuando la altura de tierras es tan grande que se alcanzan condiciones casi hidrostáticas.



Mecanismos de deformación de un relleno sobre un tubo. A) Rígido. B) Flexible.

a) Tubos rígidos

La teoría más utilizada es la de Marston adoptando distribuciones uniformes de presiones y reacciones.

El relleno de la zanja siempre asienta con relación al terreno virgen. Se desarrolla una fuerza tangencial proporcional al coeficiente de empuje K y al coeficiente de rozamiento de unas tierras con otras, que no puede ser mayor de $\text{tg } \phi$, pero puede ser menor, si toda la resistencia no está movilizadada.

La resolución de la ecuación de equilibrio que se plantea, permite definir la carga que incide sobre el tubo:

$$W = \frac{\gamma A^2}{2 K \cdot \mu} \left(1 - e^{-2K\mu \frac{H}{A}} \right)$$

En principio, podría aceptarse que $\mu = \text{tg } \phi$ y $K = \text{tg}^2 (45 - \phi/2)$. Sin embargo, los ensayos indican que estos valores resultan algo elevados, quizás porque no toda la resistencia al esfuerzo cortante llega a ser movilizadada.

Los valores recomendados para $K \cdot \mu$ son:

— Materiales granulares, según la bondad de su graduación y su limpieza.....	0,192 - 0,165
— Arenas arcillosas con agua.....	0,150
— Tierras arcillosas no saturadas.....	0,130
— Arcillas saturadas.....	0,110

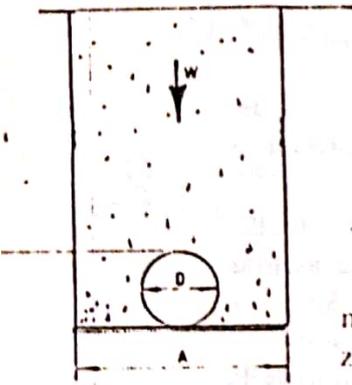
Toda la carga W se supone que gravita sobre la tubería, por ser ésta más rígida que lo que le rodea. Esto hace que al aumentar el ancho de la zanja, la carga aumente, lo cual corresponde a la realidad. Durante la construcción, hay que vigilar que la zanja no sea más ancha de lo proyectado, al menos en la altura del tubo, pudiendo, si es necesario ensancharse con taludes o en vertical por encima del nivel de clave.

En general, se prescinde para el cálculo estructural de las presiones laterales que puede desarrollar el relleno, quedando así del lado de la seguridad.

b) Tubos flexibles

En la práctica actual, no suele tomarse reducción alguna en el caso de tubería en zanja, lo cual supone un coeficiente de seguridad suplementario.

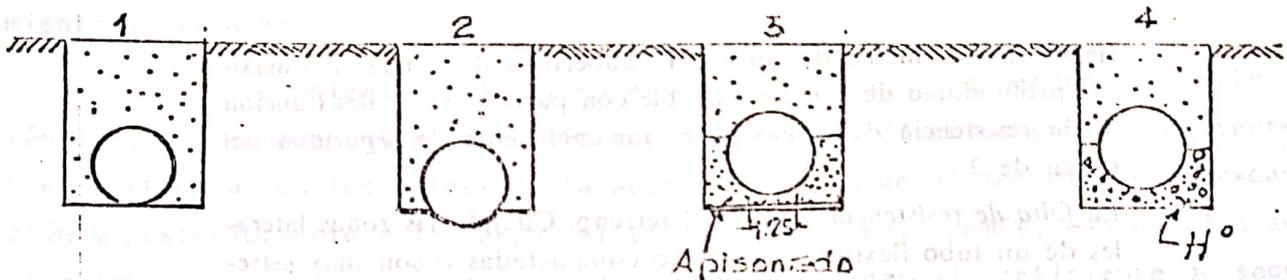
Aunque, en general, no se aproveche esta reducción de presiones, esto puede ser excesivamente conservador en el caso de estructuras de gran diámetro (> 10 m) que están teniendo actualmente gran desarrollo. El diseño de estas estructuras parte del análisis del comportamiento real, favoreciendo la movilización de reacciones laterales mediante unas carreras triangulares que a su vez hacen de estribos de la bóveda. En algunos casos se ha conseguido reducir la presión vertical en clave al 25% de la geostática (Lefebvre et al. 1976).



La comprobación estructural de los tubos flexibles se basa en la limitación de flechas o deformaciones radiales. Para los tubos de metal corrugado la rotura suele alcanzarse cuando el diámetro vertical se ha acortado un 20% aproximadamente. Por razones funcionales se recomienda que este acortamiento unitario no supere el 5% y en muchos casos se provoca una ovalización de sentido contrario en la fase de apisonado de los costados para reducir las deformaciones postconstructivas que podían dar lugar a blandones o hundimientos superficiales.

Incidencia de la forma de colocación.-

Las formas de colocación inciden en el comportamiento del tubo. Spangler estudió las distintas formas de colocación



El primer tipo, colocado sobre el terreno natural es similar al caso más desfavorable de sollicitación en el caño. No es aconsejable.-

El segundo caso presenta una cama o superficie de apoyo preparada. Es la forma corriente de colocación.-

En el tercer caso el suelo de asiento es el mismo que el de relleno, y está compactado. Una vez colocado el caño se compacta el terreno a los costados. Este caso es semejante a la mejor sollicitación del tubo y constituye una correcta colocación.-

El cuarto caso corresponde a una cañería asentada sobre cama de hormigón, y representa una excelente forma de colocación, pero costosa.-

De acuerdo a la forma de colocación, Spangler determinó coeficientes de carga según la forma de colocación del caño:

Tipo	Coef. L_f
1	= 1,1
" 2	= 1,5
" 3	= 1,9
" 4	= 2,2 a 3,4

Para que una cañería resista la carga W , resultante del cálculo, con un coeficiente de seguridad F_s , es necesario tener un caño que resista en el ensayo de tres puntos, una carga

$$PR = \frac{W \cdot F_s}{L_f}$$

Patología de las conducciones enterradas

Las conducciones enterradas presentan roturas con relativa frecuencia. Entre las causas más comunes pueden citarse:

a) *Tubos flexibles*

— La *apertura de zanjas* adyacentes a tubos flexibles. La falta de soporte lateral hace que el tubo se deforme horizontalmente en exceso y colapse por aplastamiento. Según Watkins (1975), la cobertura lateral mínima debe ser:

$$x \geq 1,4 \frac{DH}{Z} F$$

siendo D=diámetro del tubo; H=cobertura de tierras; Z=máxima profundidad de zanja excavable con paredes verticales (función de la resistencia del suelo) y F, un coeficiente de seguridad del orden de 2.

- La *falta de resistencia lateral* del terreno. Cuando las zonas laterales de un tubo flexible están poco compactadas o son muy estrechas y se encajan en rellenos o materiales muy compresibles, el tubo se deforma excesivamente. Por ello, en terrenos compresibles se recomienda excavar un mínimo de dos diámetros a cada lado del tubo, rellenando con material fuertemente compactado.
- Empleo de *rellenos compresibles* que al asentar excesivamente a los lados del tubo anulan el efecto del abovedamiento y provocan tensiones verticales sobre el tubo superiores a las geostáticas.

b) *Tubos rígidos*

- *El apoyo sobre superficies duras*, rocas o suelos poco compresibles, bien directamente o con interposición de un *encamado* de insuficiente espesor o defectuosamente conformado para adaptarse al tubo. Esta causa es responsable del 80% de las roturas.
- *Defectuosa compactación* de las zonas poco accesibles de la mitad inferior del tubo.
- *Concentración de reacciones* en juntas sobresalientes (como las del tipo de enchufe, roscas de ladrillo, etc.), no habiendo previsto el correspondiente cajado en la cama de apoyo.
- *Realización de zanjas demasiado anchas*, con lo cual se pierde el «efecto de silo» y llegan al tubo cargas mayores de las previstas.
- La colocación de los tubos en *suelos muy compresibles*, colapsables, expansivos, etc. donde son de esperar grandes deformaciones y movimientos.

ANEXO : ESTABILIDAD DE TUNELES

INTRODUCCION

El problema de la estática en los túneles, puede ser planteado en los siguientes términos:

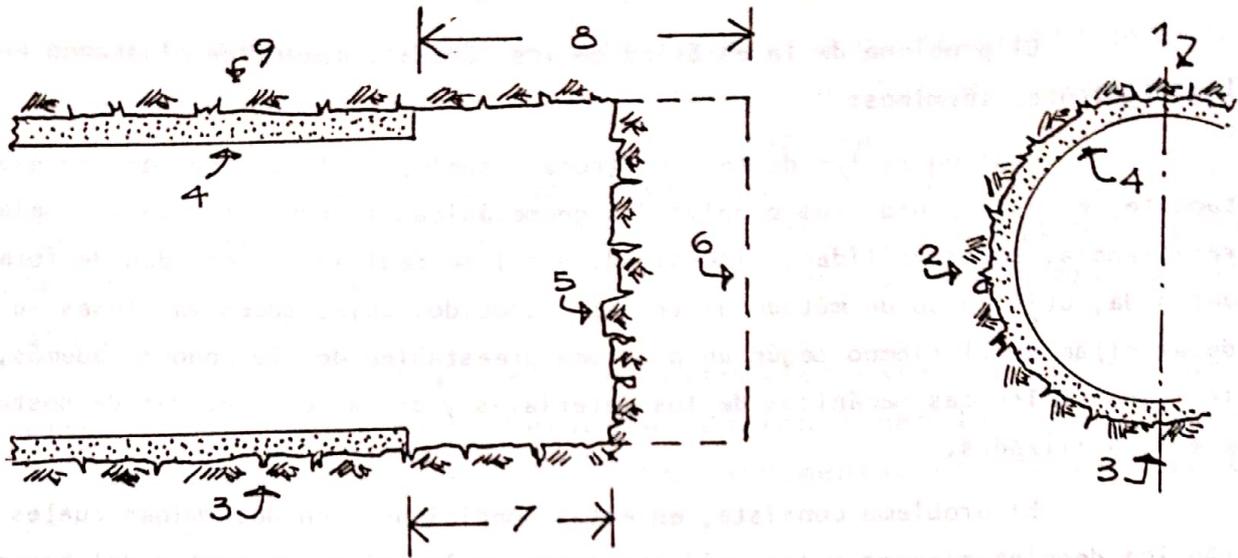
Dado un macizo de terreno (roca o suelo), del cual se conocen exactamente, en cada punto, sus propiedades geomecánicas (estructura, anisotropía, resistencia, deformabilidad, viscosidad, etc.) se realiza una cavidad de forma definida, utilizando un método de trabajo conocido, cuyas sucesivas fases se / desarrollan en el tiempo según un programa preestablecido. Se conocen además, / las características mecánicas de los materiales y de las estructuras de sostenimiento utilizadas.

El problema consiste, en estas condiciones, en determinar cuales serán los desplazamientos y las sollicitaciones en los diversos puntos del terreno, y en particular en los bordes de la abertura, tanto en el momento de la excavación y posteriormente a lo largo del tiempo. Se deben, además, evaluar las solicitaciones de las estructuras de sostenimiento, juzgar el coeficiente de seguridad obtenido y si el método constructivo es el más adecuado.

Por todo ello, los elementos básicos que controlan toda la interacción terreno-revestimiento, son:

- 1) Campo de las tensiones naturales del macizo y las inducidas por la excavación.
- 2) Propiedades físico-mecánicas de la roca o suelo (comportamiento tenso/deformacional)
- 3) Método constructivo utilizado
- 4) Características de las estructuras de sostenimiento (presión del terreno y tipo de sostenimiento)

En trabajos de tunelería, es usual emplear la siguiente terminología:



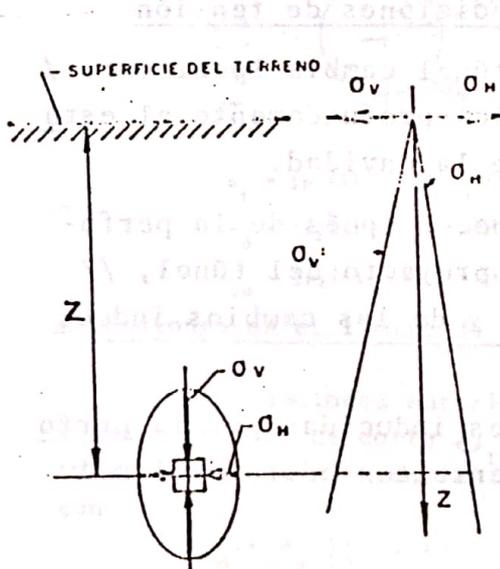
- 1 - Techo o clave
- 2 - Mastiales
- 3 - Piso o solera
- 4 - Sostenimiento o soporte: "primario": cuando la estructura es de uso definitivo. "Secundario": cuando se emplea solo en la etapa constructiva.
- 5 - Frente de avance
- 6 - Macizo de terreno próximo a excavar
- 7 - Longitud no soportada, depende del tipo de terreno (roca o suelo), y tiene influencia directa en la selección del proceso constructivo, y del tipo de soporte a utilizar.
Tiempo de autosoporte: es el lapso en que la excavación / se mantiene estable por sí misma; es función del tipo de terreno, de la geometría de la excavación y de la longitud no soportada.
- 8 - Radio de acción o zona de redistribución de cargas. El medio no perforado pasa al nuevo estado plano de deformación del medio perforado. La extensión de esta zona, depende // del tipo de terreno y del soporte utilizado.
- 9 - Medio, puede ser muy variado: roca o suelo; próximos a la superficie o profundos; bajo o sobre la napa freática; sub urbanos o en montañas, etc.

LAS TENSIONES EN LA CORTEZA TERRESTRE

El estado tensional en la corteza terrestre, en un cierto instante y lugar, se debe a fuerzas de distintos orígenes y características. Se conviene en denominar "estado tensional vírgen o natural" al que existe antes de realizar cualquier obra de ingeniería. Este estado tensional es alterado por la construcción de terraplenes, excavaciones y estructuras, que dan lugar a una nueva distribución de tensiones, denominadas "inducidas", en el terreno circundante a la obra.

En las tensiones naturales están incluidas las gravitatorias y aquellas provenientes de tensiones latentes, tales las debidas a procesos de metamorfismo, sedimentación fuerzas tectónicas, etc.

El concepto de tensiones gravitatorias, debidas al peso de la cobertura de terreno, supone que éste se comporta como un material elástico, con deformación lateral totalmente impedida, en cuyo caso el estado tensional a una profundidad "Z", está dado por la expresión:



$$\sigma_v = \gamma z$$
$$\sigma_H = \gamma z \frac{\mu}{1-\mu} = K_0 \sigma_v$$

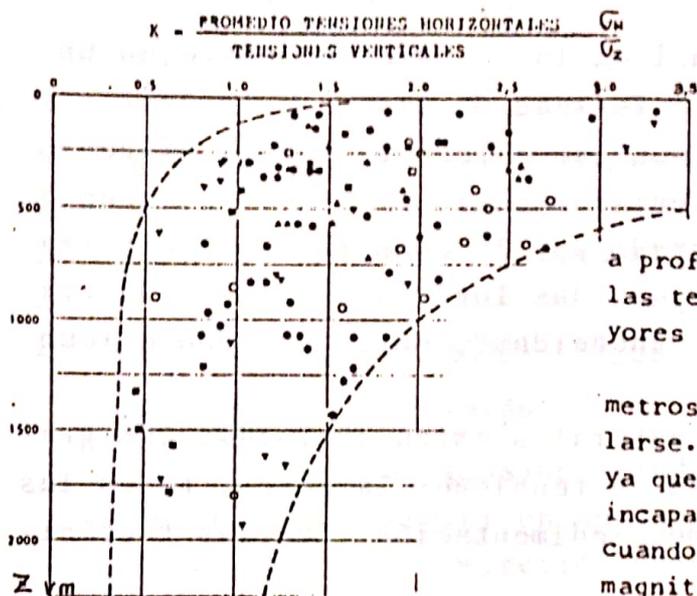
siendo: γ = peso específico
 μ = coeficiente de Poisson

La mayor parte de los terrenos tienen un coeficiente de Poisson entre 0,20 y 0,30, lo que daría un valor de $K = 0,25$ a $0,45$.

El coeficiente tiende a aumentar con el confinamiento. Así a grandes profundidades el coeficiente de Poisson se acercaría a 0,5; con lo que el valor de K tendería a 1.

Sin embargo, mediciones "in situ" de las tensiones horizontales, raramente dan valores tan bajos como los indicados.

- Resultados de mediciones "in situ".



$$\frac{100}{Z} + 0,3 < K < \frac{1500}{Z} + 0,5$$

El gráfico muestra que, a profundidades menores de 500 metros las tensiones horizontales son mucho mayores que las verticales.

Para profundidades mayores a 1000 metros, la relación "K" tiende a igualarse. Esta tendencia no es sorprendente, ya que como se verá luego, la roca es incapaz de soportar tensiones muy altas cuando hay grandes diferencias en la magnitud de las tres tensiones princi-

pales aplicadas. Por ello, si existieran tensiones horizontales muy altas (a ésas profundidades) se inducirán fracturamientos, flujo plástico, deformaciones dependientes del tiempo (fluencia), etc. Tales procesos tienden a reducir la diferencia entre las tensiones horizontales y verticales, produciendo un estado tensional del tipo hidrostático para el macizo a gran profundidad.

TENSIONES INDUCIDAS POR LA PERFORACION

Las relaciones tensión-deformación y condiciones de tensión

La formación de la cavidad del túnel cambia localmente / la geometría del macizo y este cambio modifica profundamente el estado tensional del terreno en las cercanías de la cavidad.

Las tensiones finales del terreno, después de la perforación, cuyo conocimiento es básico para el proyecto del túnel, // dependen del estado de tensiones iniciales, y de los cambios inducidos en las tensiones por la perforación.

La determinación de las tensiones inducidas por la perforación exige el conocimiento del comportamiento tensodeformacional del terreno.

Pocos materiales se encuentran en la naturaleza que de acuerdo con sus / características internas y con las condiciones que se presentan en el macizo o en el contorno del túnel, puedan considerarse teóricamente elásticas. Sin embargo, desde un punto de vista práctico, el terreno alrededor de una cavidad que no necesite entibación, puede considerarse como elástico.

En lo que se refiere al estado de tensiones, si el túnel es suficientemente largo se puede suponer, en las secciones ale-

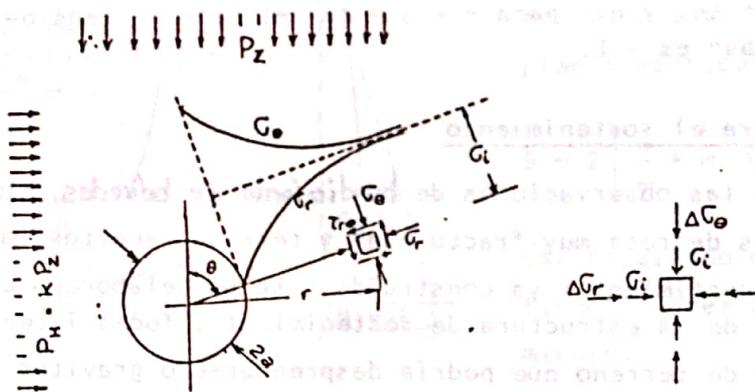
jadas de los extremos, que el macizo se encuentra en un estado de deformación plano y que por lo tanto su estudio puede reducirse a un análisis bidimensional.

En los extremos, y, especialmente, en la zona próxima al frente, el análisis bidimensional ya no es aplicable, y hay que recurrir a métodos tridimensionales, en los que hay que adoptar, toda vía, muchas simplificaciones para poder llegar a algún resultado.

Estudio bidimensional del macizo elástico

a) Espacio indefinido

Las tensiones inducidas por la perforación de un túnel, de sección circular en un espacio elástico indefinido e isótropo, / sometido a una compresión uniaxial uniforme P_z perpendicular al eje del túnel, fueron determinadas por Kirsch (1898). Esta solución es básica, para la resolución de casos más complejos.



$$\sigma_r = \frac{1}{2} P_z \left[(1+k) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-k) \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right]$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} P_z \left[(1+k) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-k) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right]$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2} P_z \left[-(1-k) \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \right]$$

- Tensiones en el límite de la excavación.

Las ecuaciones anteriores, muestran que las tensiones radiales σ_r y las tensiones de corte $\tau_{r\theta}$ son iguales a cero en el límite de la abertura, donde $r = a$. Mientras que las tensiones tangenciales, en el borde, son:

$$\sigma_\theta = P_z \left[(1+k) - 2(1-k) \cos 2\theta \right]$$

En el techo y piso de la abertura, donde $\theta = 0^\circ$ y 180° , la anterior:

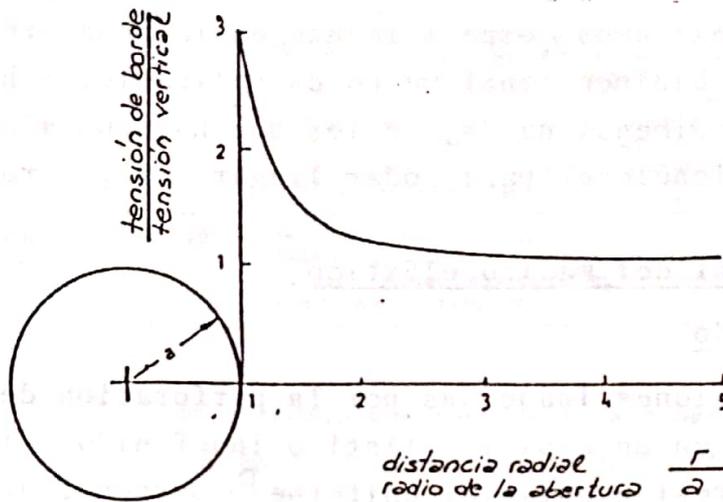
$$\sigma_\theta = P_z (3k - 1)$$

En los hastiales, donde $\theta = 90^\circ$ y 270° , la ecuación anterior será:

$$\sigma_\theta = P_z (3 - k)$$

Tensiones en puntos alejados del límite de la excavación.

Cuando la distancia "r" desde el centro de la abertura se incrementa, la influencia de la excavación sobre las tensiones en el macizo disminuye.

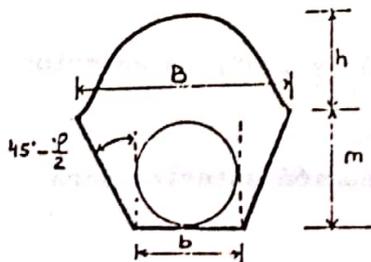


En la figura se indica la relación de σ / P_z en función de la distancia "r". El gráfico muestra que el efecto de concentración de tensiones de la abertura cae rápidamente, y que para $r = 3$ a la relación de tensiones "aplicadas" e "inducidas" es = 1.

Presión del terreno sobre el sostenimiento

En base a las observaciones de hundimiento de bóvedas, chimeneas, / etc. formadas en túneles de roca muy fracturadas y terrenos sueltos, así como de las deformaciones en revestimientos ya construídos, se han elaborado diversas // teorías para el cálculo de la estructura de sostenimiento. Todas intentan calcular el peso del volumen de terreno que podría desprenderse o gravitar sobre el / túnel, al realizar su excavación.

Las diversas teorías tienden a determinar la forma de la bóveda que puede desprenderse, obteniendo en general parábolas de 2° grado. Una de ellas es debido a Protodyakonov, según vemos en la figura.



Las presiones de cálculo, uniformemente repartidas, serán:

Verticales: $P = \gamma h$

Lateral: $q = \gamma (h + 0.5 \text{ m.}) \cdot \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2})$

siendo: $h = \frac{B}{2f}$

$B = b + 2 m \tan (45^\circ - \varphi/2)$

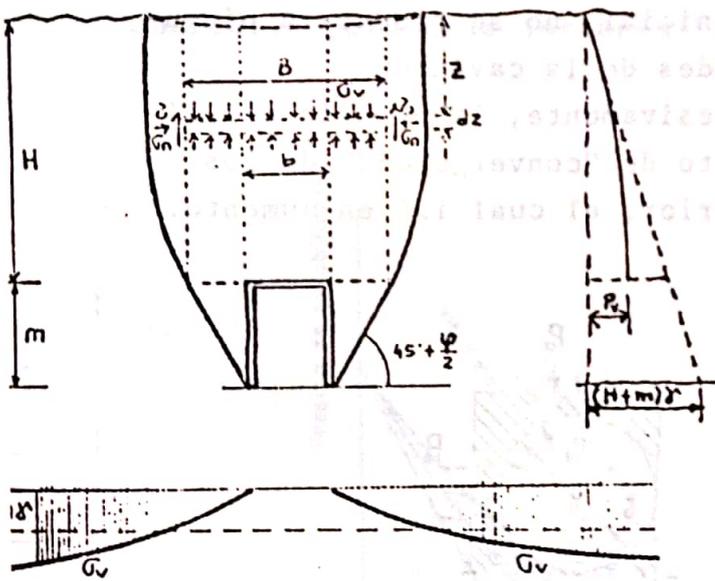
f = coeficiente que depende de la resistencia del terreno, facilidad de excavación, grado de alteración y fracturación, etc.

PRESION SOBRE EL SOSTENIMIENTO

Teoría de Protodyakonov

Categoría	Descripción	f
Excepcional.	Cuarcita, basalto y rocas de resistencia excepcional	20
Alta resistencia	Granito, areniscas silíceas, calizas muy competentes.	15-10
Resistencia media	Caliza, granito algo alterado, areniscas.	8-6
	Areniscas medias y pizarras	5
	Lutitas, areniscas flojas, conglomerados friables.	4
	Lutitas y esquistos, margas compactas.	3
Resistencia baja	Calizas y lutitas blandas, margas, areniscas, friables, gravas y bolos cementados, morrenas.	2
	Terrazas, lutitas fisuradas y rotas, gravas compactas, arcillas preconsolidadas.	1,5
Resistencia muy baja.	Arcillas, gravas arcillosas.	1,0
	Suelos vegetales, turbas, arenas húmedas.	0,6
	Arenas y gravas finas, derrubios	0,5
	Limos, loess, fangos, etc.	0,3

Otra teoría que considera la cobertura real del túnel, es debido a Terzaghi, basada en la forma de rotura de la figura siguiente:



Al intentar el terreno ocupar la cavidad / del túnel, se forma una masa plastificada, a cuyo descenso se opone el rozamiento sobre planos verticales, situados a la distancia:

$$B = 2 \left[\frac{b}{2} + m \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

Estableciendo el equilibrio vertical, se obtiene la presión vertical sobre el revestimiento:

$$P_v = \frac{B \delta}{2 K \operatorname{tg} \phi} \left[1 - e^{-K \operatorname{tg} \phi \frac{2H}{B}} \right]$$

en general, esta teoría es aplicable a suelos granulares secos y con coberturas moderadas (\$H \le 3 B\$).

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

PRESIONES SOBRE EL SOSTENIMIENTO

Teoría de Terzaghi

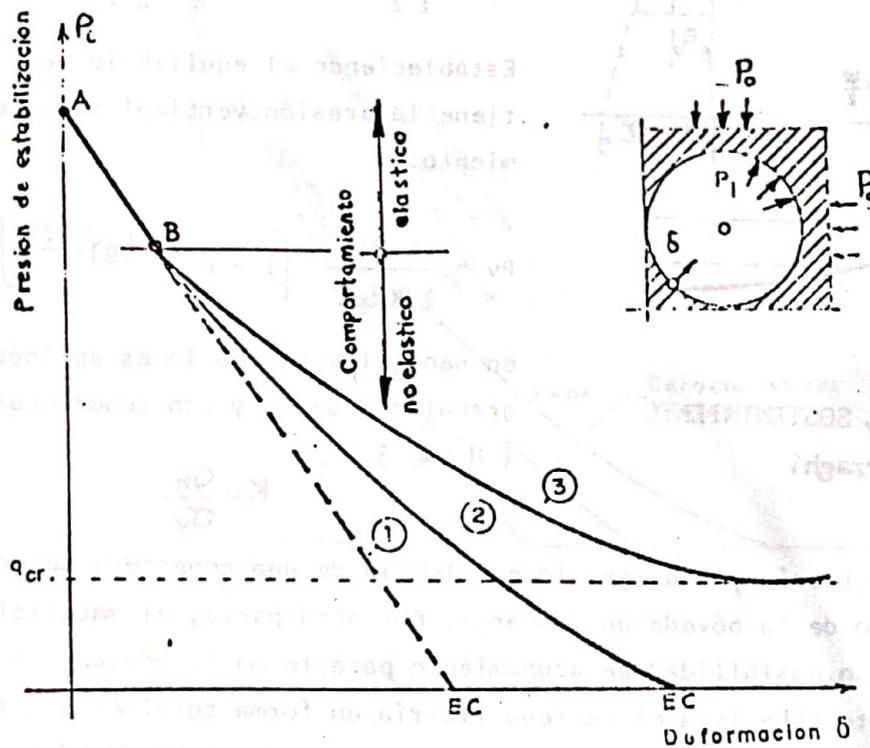
Estas teorías, requieren la existencia de una cobertura suficiente para el desarrollo de la bóveda de descarga. Por otra parte, el material debe poseer rozamiento o posibilidad de acuñamiento para formar la bóveda, ya que / en suelos puramente cohesivos el terreno fluiría en forma totalmente diferente, con dudosa estabilización. Tampoco puede pensarse en este tipo de bóveda a grandes profundidades, donde el estado de tensiones puede aproximarse al hidrostático.

LINEAS CARACTERISTICAS

Para una mejor interpretación del fenómeno de la interacción terreno-revestimiento, es conveniente considerar las "líneas características" de la cavidad y del sostenimiento, es decir los diagramas que ligan las deformaciones de ambos con las presiones que actúan sobre el sostenimiento y su reacción contra el terreno.

Realicemos el experimento mental representado en la figura siguiente. Tenemos un macizo de terreno atravesado por una galería y sometido a un campo de presiones naturales " P_0 ", pre-existentes. Supongamos que al comienzo, la cavidad está llena de un líquido a presión contenido por una membrana, y que dicha presión " P_i ", equilibra el estado natural de tensiones (punto A). Es evidente que, respecto a la situación inicial, no se producirá ninguna deformación del terreno en los bordes de la cavidad.

Reduzcamos ahora, progresivamente, la presión del líquido interior. Comenzará un movimiento de "convergencia" de los bordes de la excavación hacia el interior, el cual irá en aumento.



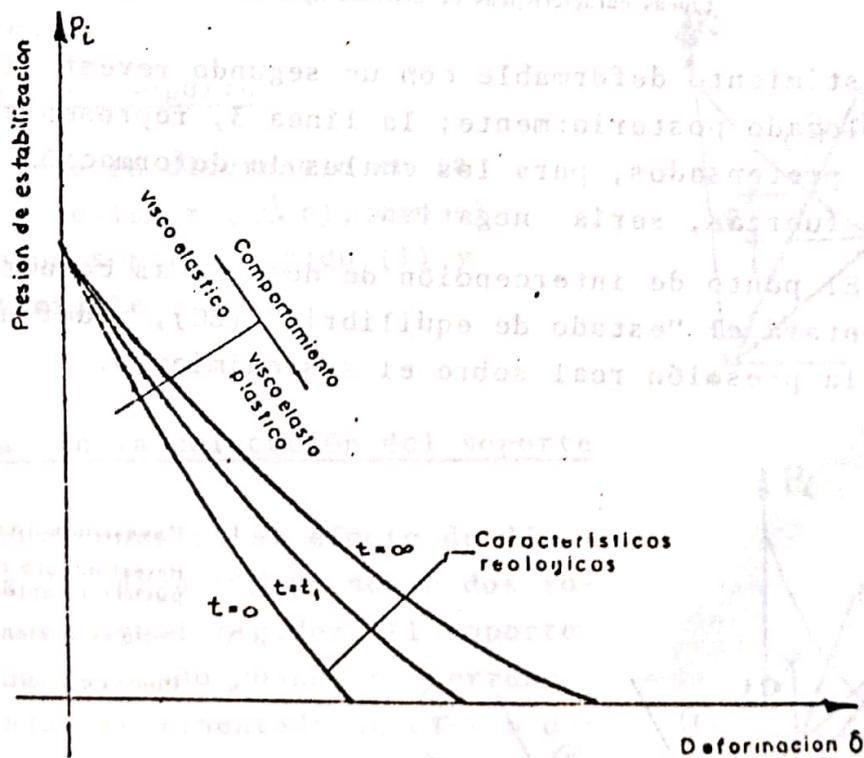
- q_{cr} Hundimiento de la cavidad
- 1. Característica elástica
- 2. Característica elastoplástica estable
- 3. Característica elastoplástica inestable
- E.C. Equilibrio de la cavidad

Líneas características de la cavidad.

Terrenos acrónicos.

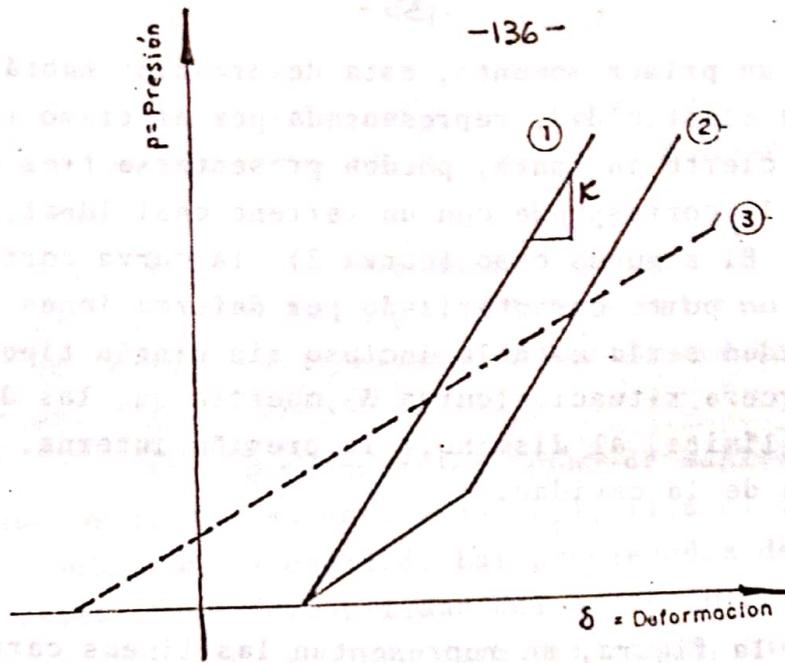
En un primer momento, esta deformación habrá seguido las leyes de la elasticidad, representada por el tramo recto A-B. A partir de un cierto instante, pueden presentarse tres casos; el primero (curva 1), corresponde con un terreno casi ideal, eminentemente elástico. El segundo caso (curva 2), la curva corta al eje de abscisas en un punto caracterizado por deformaciones de valor finito; la cavidad sería estable incluso sin ningún tipo de sostenimiento. La tercera situación (curva 3), muestra que las deformaciones crecen sin límite, al disminuir la presión interna, hasta llegar a la rotura de la cavidad.

En la figura, se representan las líneas características cuando el material tiene comportamiento reológico, obteniéndose una curva para cada instante "t" considerado.



Líneas características de la cavidad
Terrenos reológicos.

Las diversas estructuras de sostenimiento también tienen su propia línea característica. La rigidez del soporte instalado se define por una constante de rigidez "K". En la figura siguiente, la línea 1 corresponde a un revestimiento rígido-elástico; la línea 2 muestra la combinación de

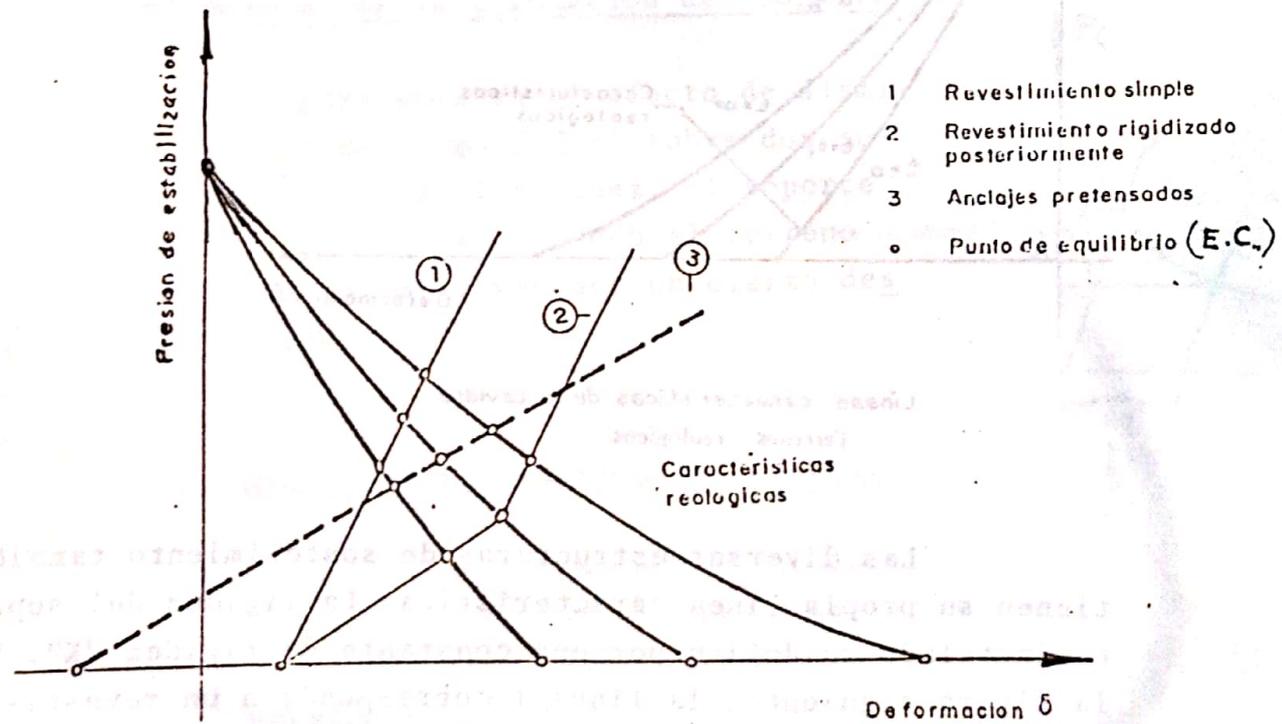


- 1 Revestimiento simple
- 2 Revestimiento rigidizado posteriormente
- 3 Anclajes pretensados

Líneas características de diversos tipos de sostenimiento

un primer revestimiento deformable con un segundo revestimiento más rígido, colocado posteriormente; la línea 3, representa el caso de anclajes pretensados, para los cuales la deformación inicial en ausencia de fuerzas, sería negativa.

El punto de intercepción de dos líneas características, representará el "estado de equilibrio" (E.C.), y definirá la deformación y la presión real sobre el sostenimiento.



- 1 Revestimiento simple
- 2 Revestimiento rigidizado posteriormente
- 3 Anclajes pretensados
- o Punto de equilibrio (E.C.)

Características reológicas

Equilibrio del túnel.

Este hecho confirma un concepto ya mencionado, "la carga sobre un revestimiento no puede determinarse a priori", ya que depende:

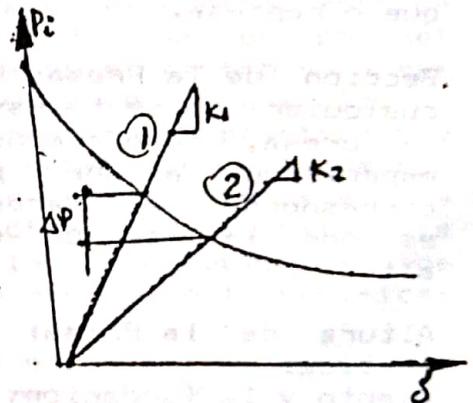
- del estado de tensiones del macizo
- de las propiedades geomecánicas del terreno
- de la rigidez y deformabilidad del revestimiento
- del proceso constructivo

La figura anterior, pone de manifiesto estos factores: El estado de tensiones naturales (P_0), fija el origen de la línea característica de la cavidad. Las propiedades del terreno determinan su forma. La deformabilidad del sostenimiento se representa por la pendiente de su línea característica, mientras que el proceso constructivo precisa el origen de la misma.

Las variables mas importantes en el comportamiento de interacción son:

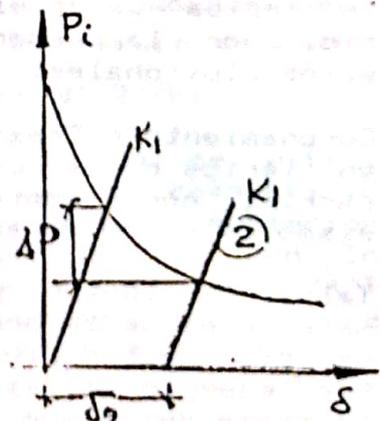
a) Rigidez del soporte

Adviértase la diferencia en la carga a resistir (Δp), con el uso de un soporte rígido (1) y otro flexible (2)



b) Demora en la colocación del soporte

La figura muestra el efecto de disminución de carga (Δp), sobre dos soportes de igual rigidez. El soporte (2) fue colocado cuando el terreno ya había experimentado un cierto desplazamiento δ_2



c) Comportamiento plástico del terreno

La plastificación del medio, produce un incremento en las cargas actuantes sobre el soporte (Δp). Terreno de comportamiento elástico (1), terreno de comportamiento elasto-plástico (2)

