



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

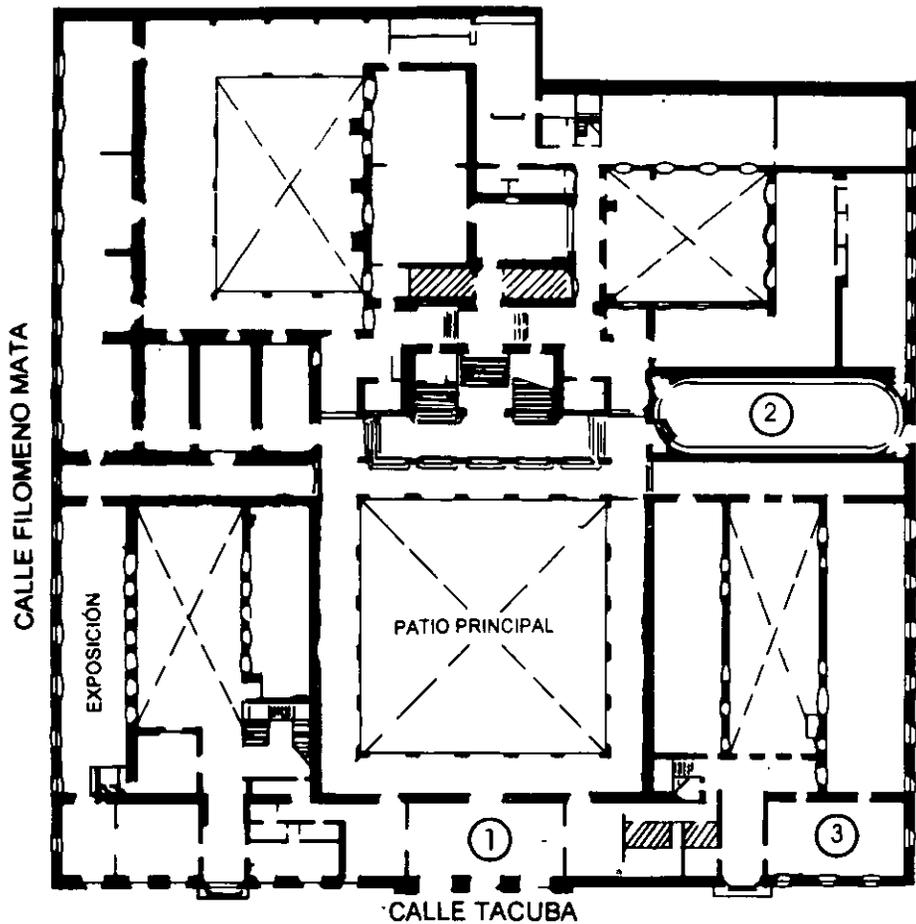
Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

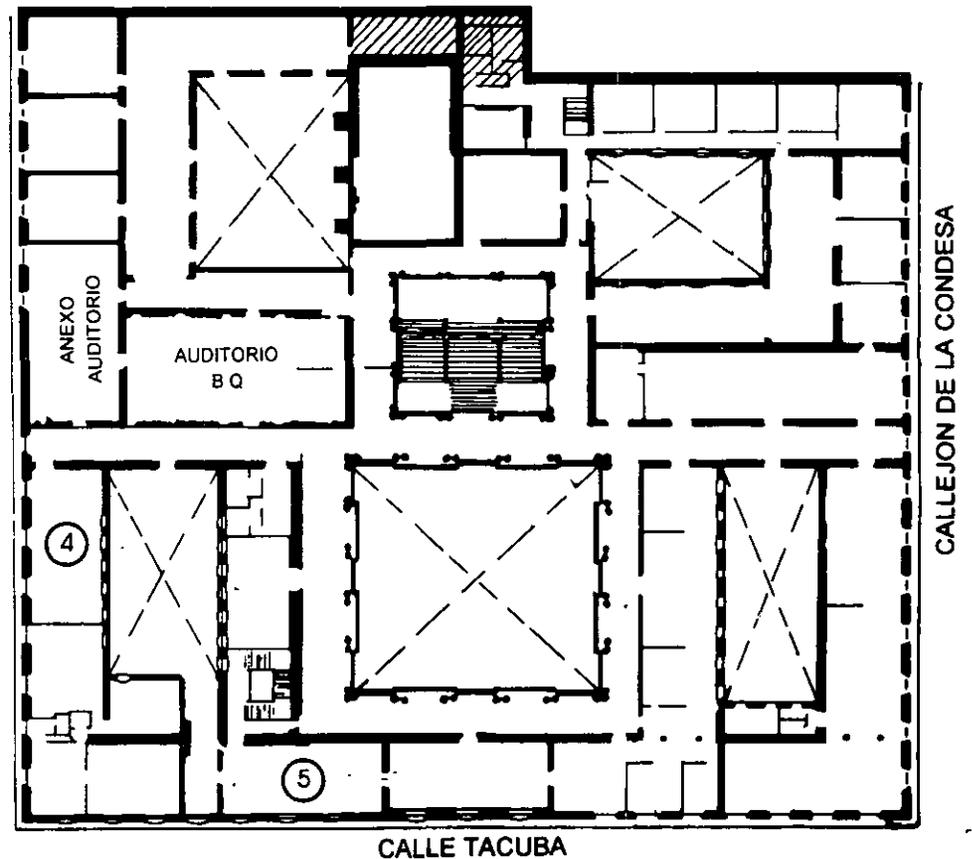
Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

**Atentamente
División de Educación Continua.**

PALACIO DE MINERIA

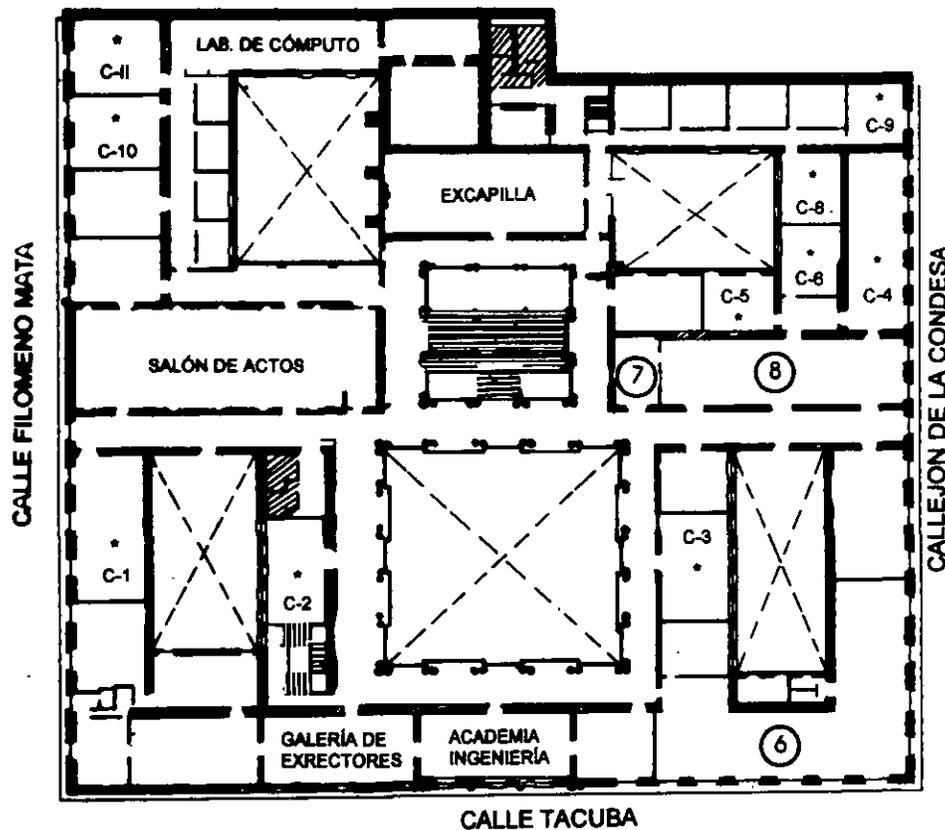


PLANTA BAJA



MEZZANINNE

PALACIO DE MINERÍA



1er. PISO

GUÍA DE LOCALIZACIÓN

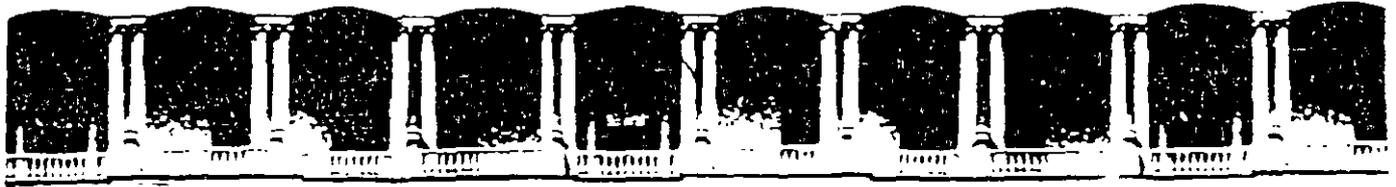
1. ACCESO
 2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
 3. LIBRERÍA UNAM
 4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN
"ING. BRUNO MASCANZONI"
 5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
 6. OFICINAS GENERALES
 7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
 8. SALA DE DESCANSO
- SANTARIOS
- * AULAS



DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

CONDICIONES GEOTECNICAS

**EXPOSITOR: M. EN I. JOSE LUIS RANGEL NUÑEZ
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

Condiciones geotécnicas

M. en I. José Luis Rangel

2.1 Introducción

Para poder llevar a cabo un análisis adecuado de cualquier obra civil (edificio, puente, túnel, corte, relleno, etc.), es necesario definir previamente las *condiciones geotécnicas* del sitio. El término “condiciones geotécnicas” se refiere al conocimiento de los siguientes aspectos:

- ubicación geométrica en planta y en perfil de las unidades geológicas,
- valor de las propiedades mecánicas de cada unidad,
- condición del agua subterránea,
- definición de las cargas exteriores y deformaciones máximas inducidas y tolerables

Dicho conocimiento es posible lograrlo mediante la *investigación del sitio*, con excepción del último inciso, el cual depende de las características propias del proyecto.

En general, el *costo* de la investigación del sitio es el primer gran problema que se tiene en cualquier proyecto. La magnitud del costo varía enormemente dependiendo del tipo de proyecto (carreteras, construcción de desarrollos urbanos, plantas de generación de energía, etc.) y la complejidad local y/o dificultades en las condiciones del terreno.

En la siguiente tabla se expresa el costo de la investigación del sitio en porcentaje relativo al costo del proyecto.

Tabla 2.1 Costo típico de la investigación del sitio

PROYECTO	% DEL COSTO TOTAL
Construcción urbana	0.05 a 0.2
Caminos	0.2 a 1.5
Presas	1 a 3

El principio que rige la investigación del sitio debe ser: *“una campaña de investigación deberá de continuar hasta que se conozcan las condiciones del terreno, tal que el nivel de conocimiento sea suficiente desde el punto de vista de los trabajos de ingeniería civil y de las condiciones de seguridad”*.

Este principio debe ser aplicado sin importar el costo que se genere, el cual en general no sobrepasa el 3% del costo total del proyecto. Existen casos en donde el costo de la exploración puede llegar al 10% o mas, lo cual se debe a una inadecuada campaña de exploración y condiciones del terreno imprevistas.

Por otra parte, un reciente estudio realizado en Europa indica que es muy importante llevar a cabo un estudio del sitio de manera completa ya que:

- Un tercio de los proyectos de construcción se retrasan por encontrar condiciones inesperadas del terreno
- Condiciones del terreno no previstas son la principal causa de reclamos
- Mitad del sobrecosto en los proyectos de caminos son debidos a una inadecuada investigación del sitio o una deficiente interpretación de los datos

Lo anterior conduce a decir que el ahorrar en la investigación del subsuelo se considera como una economía falsa, y en general;

“siempre se paga por la investigación del sitio, aunque se haya hecho o no”

Por otra parte, en determinadas zonas de la república existen reglamentos que recomiendan una investigación mínima del sitio. Por ejemplo, en el Distrito Federal, los requisitos mínimos se indican en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo en el D.F.

Tipo de construcción	Características			Zonificación geotécnica		
	w (t/m ²)	p (m)	Df (m)	I	II	III
Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras	≤ 5	≤ 80 Zona I y II ≤ 120 Zona III	< 2.5	<ul style="list-style-type: none"> Un sondeo o PCA por cada 80 m o fracción del perímetro Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades PCA para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. Si $w > 8t/m^2$, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de pruebas de laboratorio o de campo realizadas. 	<ul style="list-style-type: none"> Un sondeo o PCA por cada 80 m o fracción del perímetro. Inspección superficial detallada después de la limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas. PCA para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante Si $w > 5t/m^2$, bajo zapatas, o de 2 t/m², bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de pruebas de laboratorio o de campo realizadas 	<ul style="list-style-type: none"> Un sondeo o PCA por cada 120 m o fracción del perímetro. Inspección superficial detallada después de la limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas PCA para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. Si $w > 4t/m^2$, bajo zapatas, o de 1.5 t/m², bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de pruebas de laboratorio o de campo realizadas.
Construcciones pesadas, extensas o excavaciones profundas	> 5	> 80 Zona I y II > 120 Zona III	> 2.5	<ul style="list-style-type: none"> Un sondeo o PCA por cada 80 m o fracción del perímetro. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades. Sondeos o PCAs profundos para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será igual al menos del ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. 	<ul style="list-style-type: none"> Un sondeo o PCA por cada 80 m o fracción del perímetro Inspección superficial detallada después de la limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo en el predio es uniforme o definir su variación dentro del área estudiada En cimentaciones profundas, se investigará la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a la consolidación regional y se determinarán las condiciones de presión de agua, incluyendo la detección de acuíferos colgados 	<ul style="list-style-type: none"> Un sondeo o PCA por cada 120 m o fracción del perímetro. Inspección superficial detallada después de la limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo en el predio es uniforme o definir su variación dentro del área estudiada. En cimentaciones profundas, se investigará la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a la consolidación regional y se determinarán las condiciones de presión de agua, incluyendo la detección de acuíferos colgados

w. Peso medio de una estructura (suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura)
La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero no será inferior de dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana. Los métodos indirectos solo se emplearán como apoyo de las exploraciones directas

Etapas de la investigación del sitio

Son tres:

1. Etapa preliminar:

- recopilación y análisis de toda la información existente
- visita al sitio y evaluación visual
- reporte preliminar y plan de trabajo en campo

2. Etapa principal:

- campaña de exploración
 - Mapeo geológico
 - Investigación geofísica
 - Investigación directa (calas, trincheras, sondeos y pozos a cielo abierto de gran diámetro y profundidad, etc)
 - Pruebas en el lugar
- pruebas de laboratorio
- reporte final

3. Etapa de comprobación

- monitoreo durante la excavación y construcción

Estas etapas están íntimamente relacionadas por lo que no debe ignorarse ninguna de ellas. En general, existe la tendencia de no llevar a cabo la etapa preliminar, lo cual es ineficiente y honeroso. Ineficiente porque dificulta la interpretación de los barrenos si no se tiene un modelo geológico y honeroso porque la información obtenida de algunos barrenos podría ya ser conocida, asimismo de ignorar el estudio de problemas que solamente pudieran detectarse en la etapa preliminar.

2.2 Estudio geológicos y técnicas de investigación de campo y laboratorio

Antecedentes

Los estudios geológicos e investigaciones de campo de detalle permiten obtener la información requerida para el análisis de la cimentación de la obra civil.

El primer paso de un programa de exploración es el *reconocimiento geológico*, incluyendo el mapeo de campo del área complementado con notas de campo registradas en un mapa topográfico de gran escala. En el recorrido se observará la uniformidad topográfica, filtraciones, deslizamientos existentes, inclinación de los árboles y las condiciones de los cortes y cimentaciones cercanos; también debe considerarse las condiciones de acceso de equipo de exploración, ya que algunas veces las condiciones topográficas pueden dificultar el acceso del equipo y es necesario utilizar un equipo montado en camión. Asimismo, en esta etapa debe planearse e indicarse en campo la localización de sondeos o pozos.

Es necesario programar un número suficientes de sondeos en toda el área en donde se proyecta el proyecto para obtener la configuración en planta y en perfil de las diferentes unidades geológicas. Debe considerarse que parte de estos sondeos se recuperarán muestras inalteradas del material con el fin de realizar posteriormente pruebas de laboratorio.

Es preferible considerar en la exploración pozos de gran diámetro, especialmente cuando se estudian zonas en donde la obtención de muestras inalteradas con muestreadores es difícil.

Respecto al muestreo inalterado, éste debe efectuarse a profundidades de interés (zona de influencia de cargas y descargas) y en cada cambio de formación geológica.

Es conveniente que un geólogo examine el pozo y los sondeos para la clasificación de los materiales y definición del ambiente de formación y definición de posibles cambios ocurridos después de la depositación.

La información del nivel freático se obtiene mediante perforaciones en donde se instala un ademe ranurado, colocando grava en el espacio anular formado por el ademe y las paredes de la perforación, de manera que puedan realizarse a mediano plazo mediciones de la fluctuación del nivel de agua con respecto al tiempo. También pueden instalarse piezómetros a profundidades de interés para obtener mediciones de la presión de poro; algunas veces, los piezómetros pueden instalarse en sondeos después de haber completado el muestreo.

Con base en los datos del reconocimiento y de los sondeos se preparan perfiles mostrando la configuración de la superficie y condiciones del subsuelo y niveles de agua; también se incluye la información de pesos volumétricos, clasificación y parámetros de resistencia obtenidos en pruebas de laboratorio y campo.

Programación de la campaña de investigación

La localización y el espaciamiento de los perfiles geofísicos, sondeos indirectos y directos y muestreo de materiales debe ser tal que el perfil de las unidades geológicas obtenidas permitan razonablemente definir la extensión y las características de los depósitos geológicos y descubrir irregularidades importantes del subsuelo.

A partir de la información geológica preliminar (recorrido geológico y geotécnico superficial, mapas geológicos, información de la zona disponible, etc.) y con base en una solución preliminar de cimentación deberá definirse el *número, localización, profundidad y tipo* de sondeos a realizar. A continuación se citan algunos criterios empíricos que ayudarán a la decisión del programa de exploración.

Número. Cuando se espera que las condiciones del subsuelo sean uniformes, el espaciamiento recomendado entre sondeos es de 100 a 150 m, cuando el área sea amplia. En predios reducidos y cuando se esperan condiciones geológicas homogéneas pueden seguirse los criterios indicados en la tabla 2.2, para la zona III.

En estudios para carreteras, pistas de aterrizaje y presas los espaciamientos de 40 m son comunes, o un sondeo en 1500 m². Cuando la distribución de las unidades en el subsuelo es errática el espaciamiento recomendado puede descender entre 10 a 15 m.

Localización. En la exploración de zonas extensas los primeros sondeos o estudios geofísicos no deberán localizarse de acuerdo con un patrón rígido o espaciamiento, mas bien de manera tal que puede suministrar los datos más necesarios para una completa exploración geológica-geotécnica, es decir, facilitar la planeación de la exploración.

Profundidad. Dependerá del tipo de cimentación propuesta; en general, será al menos dos veces el ancho del cimiento o hasta alcanzar un estrato de suelo resistente o de roca sana.

Tipo. Depende del tipo de suelo y condiciones de la roca.

A continuación se hace una descripción breve, de las diferentes técnicas de exploración, muestreo, pruebas de laboratorio y campo y exploración geofísica.

Técnicas de exploración y muestreo en suelos

En la siguiente tabla se presentan las principales técnicas de exploración y muestreo aplicables a diferentes tipos de suelos:

Tabla 2.3 Tipos de sondeos y muestreadores utilizados en suelos

TIPO DE SUELO	TIPO DE SONDEO	TIPO DE MUESTREADOR	CONDICIONES HIDRÁULICAS	COMENTARIOS
Arcilla suave	PCA-ademado Cono eléctrico Dilatómetro	Shelby Pistón	Piezómetro neumático o electrónico en lentes arenosos	
Arcilla dura	PCA-ademado Cono eléctrico Dilatómetro Presiómetro SPE	Shelby TPDD Pistón Barril Denison	Piezómetro neumático o electrónico en lentes arenosos	No utilizar SPE cuando el N° de golpes es menor de 4, ya que se tienen resultados dudosos.
Arena	Cono eléctrico Dilatómetro Presiómetro SPE	Pistón*	Piezómetro abierto	El sondeo de cono eléctrico se aplica a arenas muy sueltas y a profundidades someras (<10 m).
Arena con finos	PCA-ademado Cono eléctrico Dilatómetro Presiómetro SPE SACI	TPDD Barril Denison Pitcher	Piezómetro abierto	El sondeo de cono eléctrico se emplea en suelo de compacidad baja a media
Suelos con gravas	PCA-ademado SPE* SACI	Barril Denison* Pitcher*	Piezómetro abierto	
Suelos carbonatados	PCA Presiómetro SACI SPE*	Barril Denison Pitcher	Piezómetro abierto	

Notas; PCA : Pozo a cielo abierto
 (*) Se presentan muchos problemas
 SPE : Sondeo de penetración estándar
 SACI: Sondeo de avance controlado instrumentado
 TPDD: Muestreador de tubo de pared delgada dentado

A continuación se describen brevemente los distintos sondeos y muestreadores; para mayor información consultar las referencias Tamez, E., E. Santoyo, F. Mooser y C. Gutiérrez (1987), Bowles J. (1988), Comisión Federal de Electricidad (1979) y Santoyo, E., L. Riqing y E. Ovando (1989), *El cono en la exploración geotécnica*, Edit TGC Geotecnia.

Tipos de sondeos

Pozo a cielo abierto. Se realiza una excavación, manualmente o con maquinaria, con dimensiones tales que sea posible el acceso de un hombre para observar el material, extraer muestras inalteradas y realizar pruebas de resistencia en el lugar (comúnmente el diámetro del pozo es al menos de 1.5 m). Se recomienda que la forma de la excavación sea circular con el fin de dar una mayor estabilidad de las paredes, y en general se colocará un ademe para evitar desprendimientos locales de material, dejando ventanas para la observación de las unidades estratigráficas. El ademe recomendado consiste de concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada, y para el caso de pozos con forma cuadrada se utilizará ademe de madera o de concreto.

Esta técnica es recomendable llevarla a cabo en suelos secos y duros, y la profundidad de investigación comúnmente es menor de 10 m. Para profundidades mayores se requerirá equipo especial de acceso y de extracción de la rezaga.

Cono eléctrico (fig 2.1). Consiste en hincar un cono mediante una columna de barras de acero. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración constante. El cono, usualmente de 3.6 cm de diámetro y un ángulo de 60°, contiene una celda de carga con dos unidades sensibles con deformómetros eléctricos (strain gages, fig 2.1b mediante los cuales se mide la presión de hincado, la cual nos da una idea de la estratigrafía atravesada ya que la velocidad de hincado es constante.

La estratigrafía es inferida a partir de la gráfica de resistencia que presenta el cono al hincarse; así pues, los estratos más duros darán mayor resistencia a la penetración. En la fig 2.2 se presenta un resultado típico de esta prueba, que es la relación de la resistencia de punta (q_c) con respecto a

la profundidad; aquí se tiene un suelo arcilloso con lentes arenosos y limosos, los cuales están representados mediante los picos de la gráfica de resistencia.

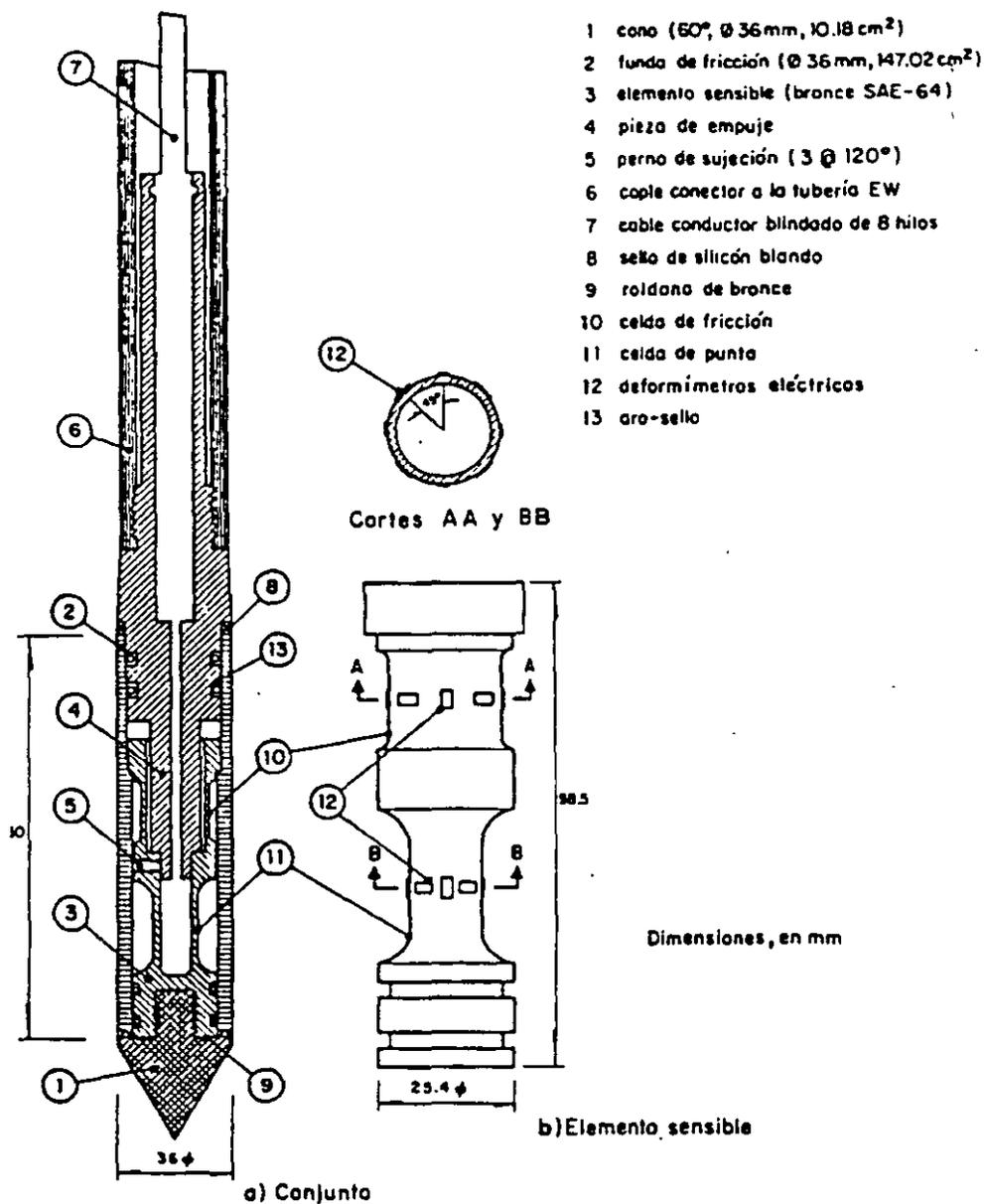


Fig 2.1 Características del penetrómetro eléctrico

La identificación y las propiedades de los suelos se hacen de manera indirecta mediante correlaciones empíricas, o mas propiamente con muestreo inalterado selectivo.

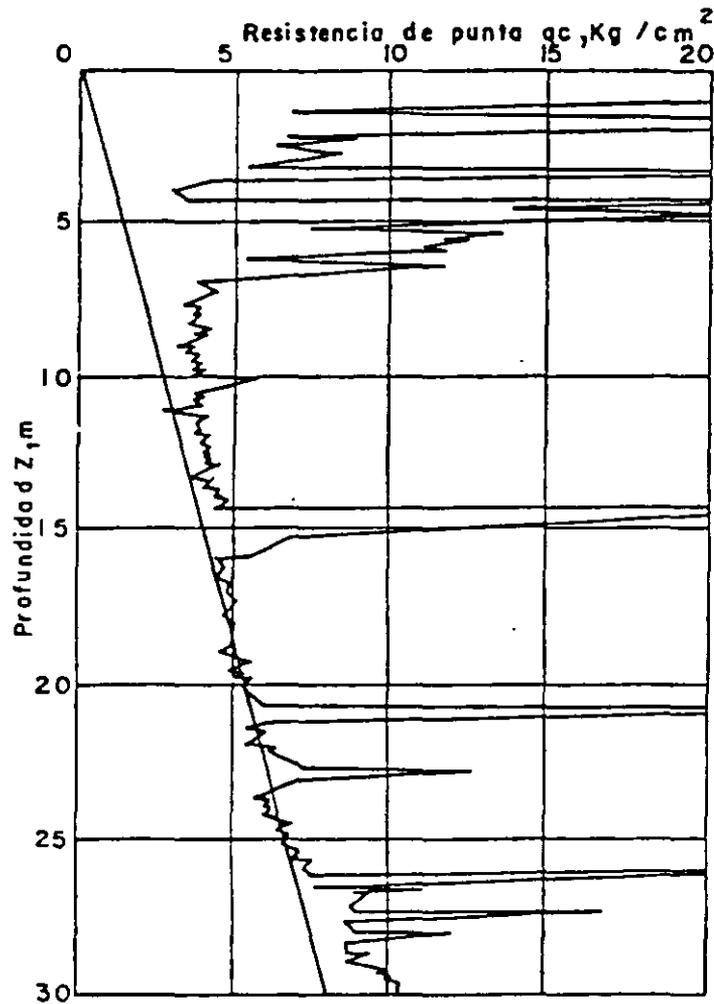


Fig 2.2 Resultados del sondeo de cono eléctrico

Sondeo de penetración estándar (SPE, fig 2.3). Probablemente es la técnica más utilizada en América, aunque actualmente tiende a usarse con discreción. La prueba consiste en hincar un penetrómetro compuesto de un tubo de acero con un extremo afilado cuyas dimensiones se muestran en la fig 2.3, mediante golpes de un martinete.

Durante la prueba, el penetrómetro se hince cada 45 cm y se anota el número de golpes de cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N , para penetrar los últimos 30 cm. Una vez terminada la prueba se procede a retirar el penetrómetro de la perforación y recuperar las muestras que contiene dicho muestreador, para su inmediata identificación. La muestra que se recupera es *alterada*.

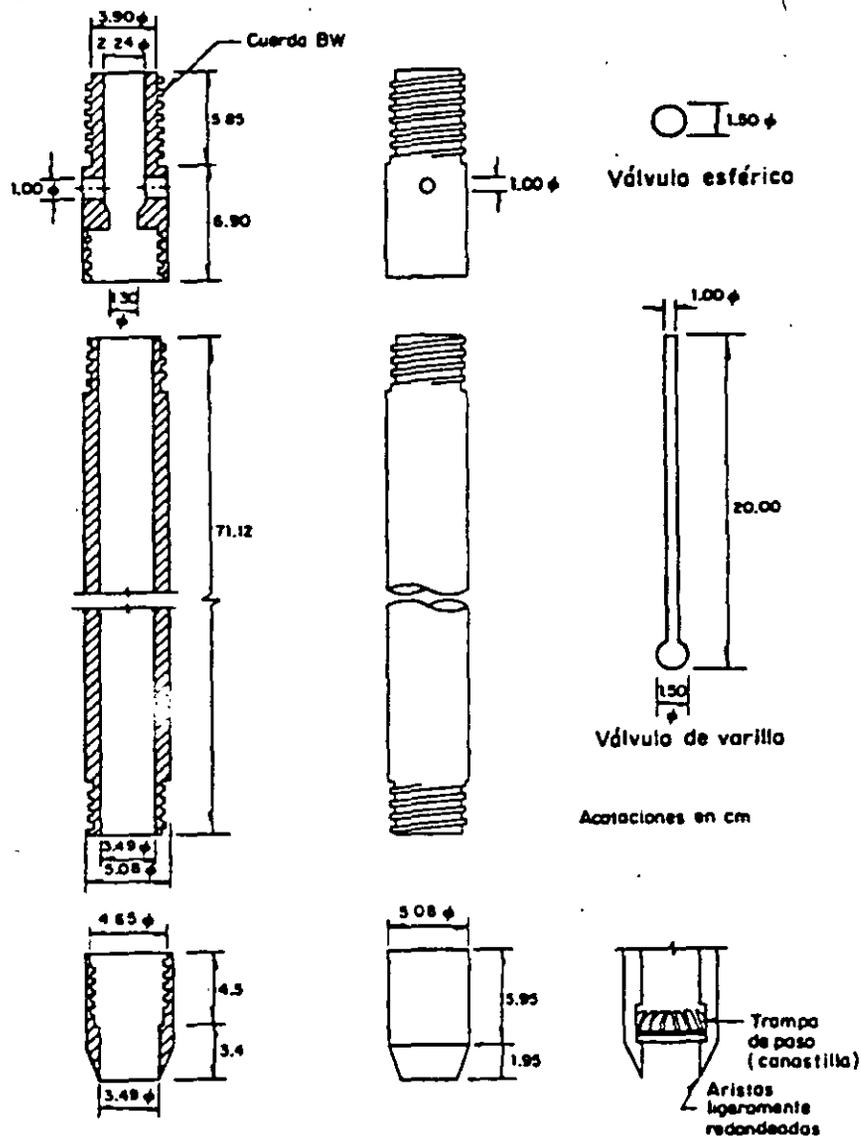


Fig 2.3 Descripción del penetrómetro estándar

Los resultados de esta prueba se presentan en una gráfica que relaciona el número de golpes contra la profundidad (gráficas de resistencia a la penetración), asimismo se incluye información de las muestras alteradas obtenidas; identificación, contenido de agua natural y límites de plasticidad (fig 2.4), con lo cual se obtiene una idea bastante aproximada del perfil estratigráfico. Mediante correlaciones del número de golpes se estiman algunas de las propiedades mecánicas de los suelos, dependiendo del tipo de dicho suelo.

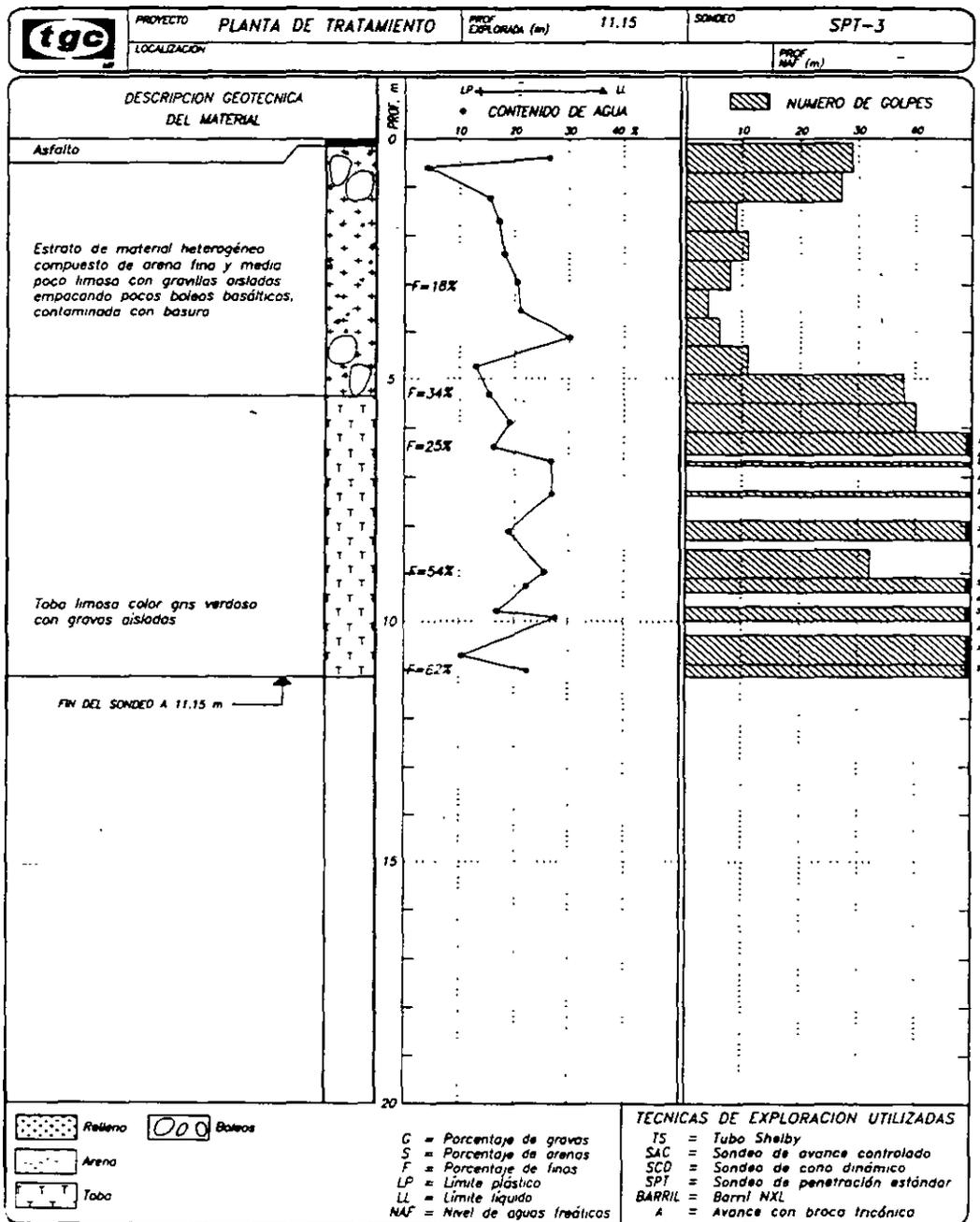


Fig 2.4 Resultados típicos de la prueba de penetración estándar

Sondeo de avance controlado instrumentado (SACI). En esta técnica se instrumenta la perforadora durante la realización de un sondeo, es decir, se mide la:

- velocidad de rotación de la herramienta
- fuerza vertical aplicada a las barras
- velocidad de hincado
- presión del fluido de perforación
- vibración de la maquinaria

Dicho parámetros se grafican con respecto a la profundidad para su posterior análisis, como se muestra en la fig 2.5.

La interpretación del registro es semejante a la que se realiza en el cono eléctrico, es decir, variaciones de los parámetros indican cambios litológicos. Es importante comentar que para facilitar la interpretación de los registros, deberá procurarse mantener constantes la mayoría de los parámetros, variando solamente al máximo dos de ellos. Alternativamente, si los parámetros varían durante el sondeo, se calcula la energía empleada para realizar el sondeo y ésta se grafica con respecto a la profundidad. Dicha gráfica es la que se interpreta, obteniéndose el perfil estratigráfico.

Tipos de muestreadores

Muestreador Shelby (fig 2.6). Está constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, a su vez va montada al final de la columna de barras de perforación. El muestreador se debe hincar a velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg, una longitud de 75 cm, después deberá dejarse el muestreador en reposo durante tres minutos para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra las paredes. No se recomienda utilizar técnicas de perforación a rotación o por lavado, ya que frecuentemente resultan fisuradas las muestras, condición que las inutiliza para efectuar pruebas en el laboratorio.

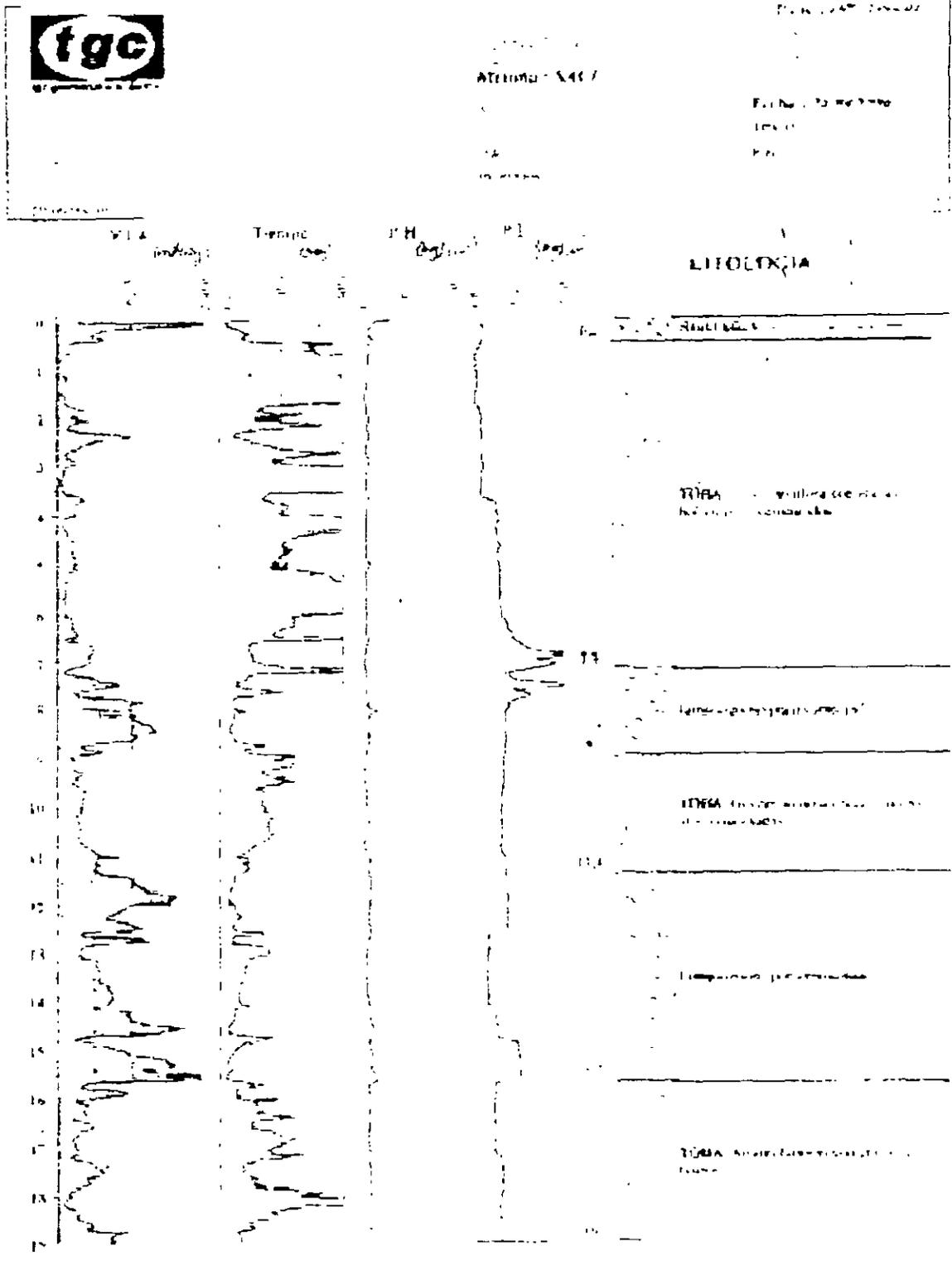


Fig 2.5 Resultados típicos del sondeo de avance controlado instrumentado

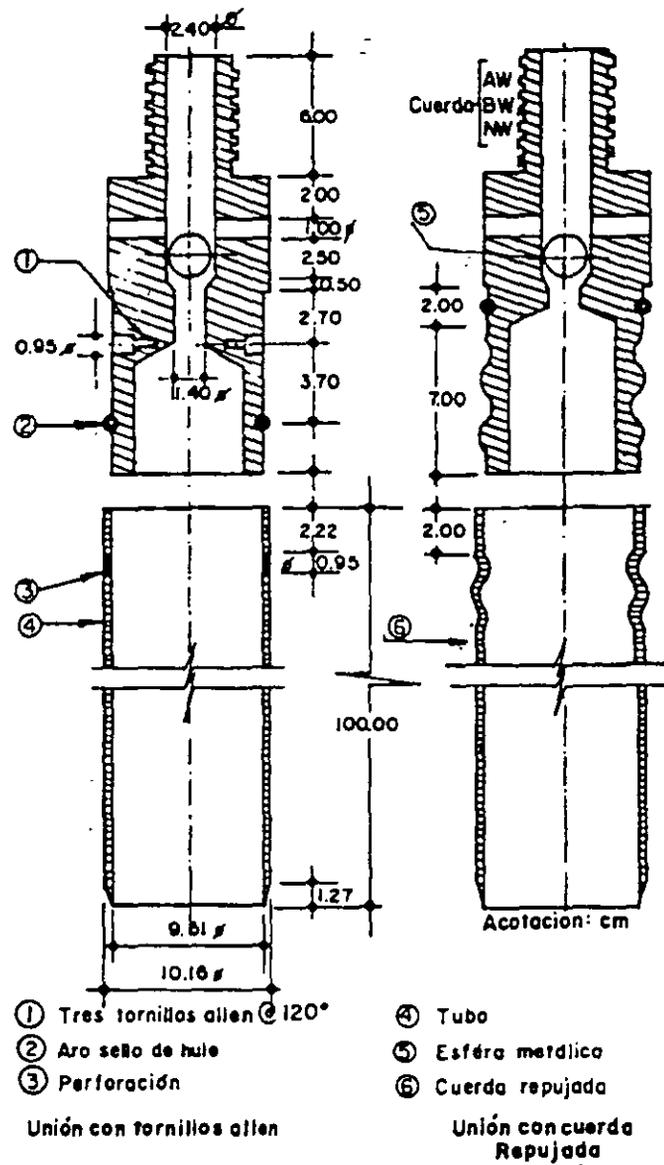


Fig 2.6 Muestreador Shelby

Tubo de pared delgada dentado (TPDD, fig 2.7). Lo constituye un tubo de acero unido en su extremo superior con la cabeza muestreadora que, a su vez, va montada al final de la columna de barras de perforación con la que se hinca y se da rotación al muestreador desde la superficie. La parte inferior del tubo tiene ocho dientes de corte dispuestos simétricamente, que miden de 0.8 a 1.0 cm de altura y 3 cm de base. La sierra se forma con alternaciones de un diente recto y otro doblado 0.2 cm hacia el exterior, con

con objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo. El diámetro de tubo debe ser de 10 cm y su longitud de 100 cm.

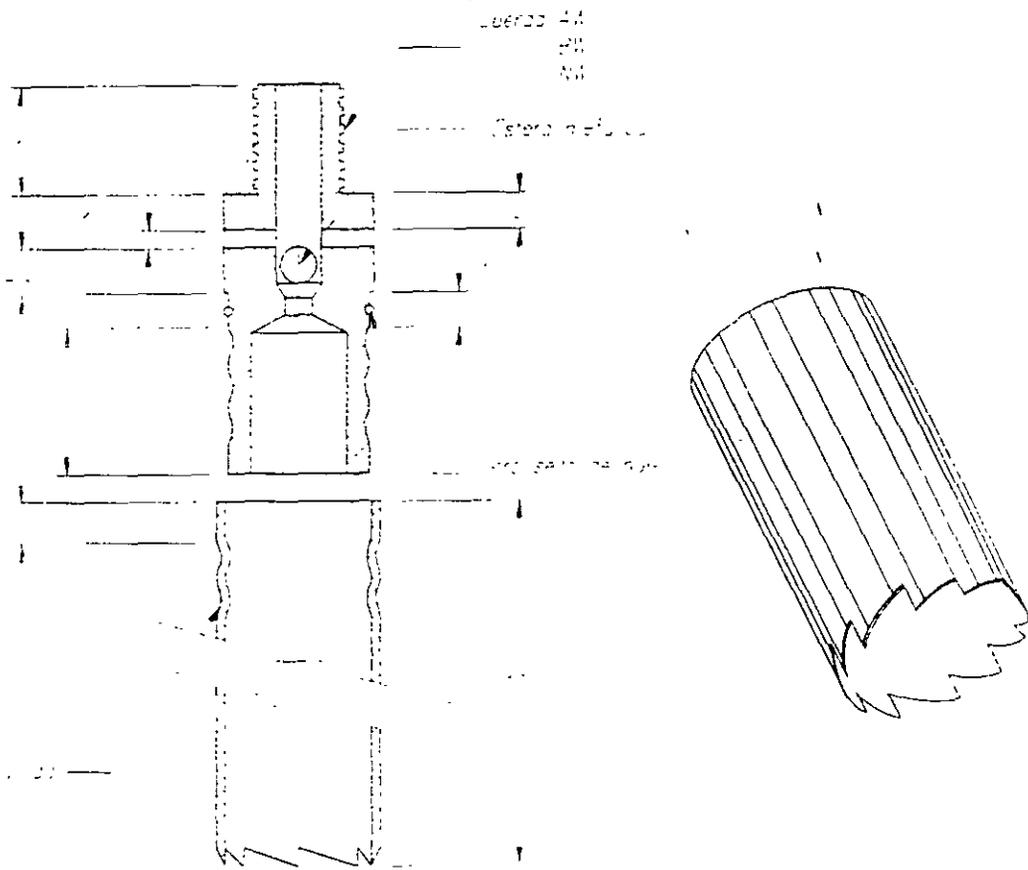


Fig 2.7 Muestreador de pared delgada dentado simple

Esta herramienta permite obtener muestras de arcillas duras y limos compactos o cementados con un mínimo de alteración.

Muestreador de pistón (fig 2.8). El objeto de este muestreador es de casi eliminar la tarea de limpia de pozo previa al muestreo, necesaria en los anteriores muestreadores; al hincar el muestreador con el pistón en su posición inferior, puede llevarse al nivel deseado sin que el suelo alterado de niveles más altos entre en él; una vez en el nivel de muestreo, el pistón se eleva hasta la parte superior y el muestreador se hince libremente (pistón retráctil) o bien fijado el pistón en el nivel de muestreo por un

mecanismo accionado desde la superficie, se hinca el muestreador relativamente al pistón hasta que se llena de suelo (pistón fijo).

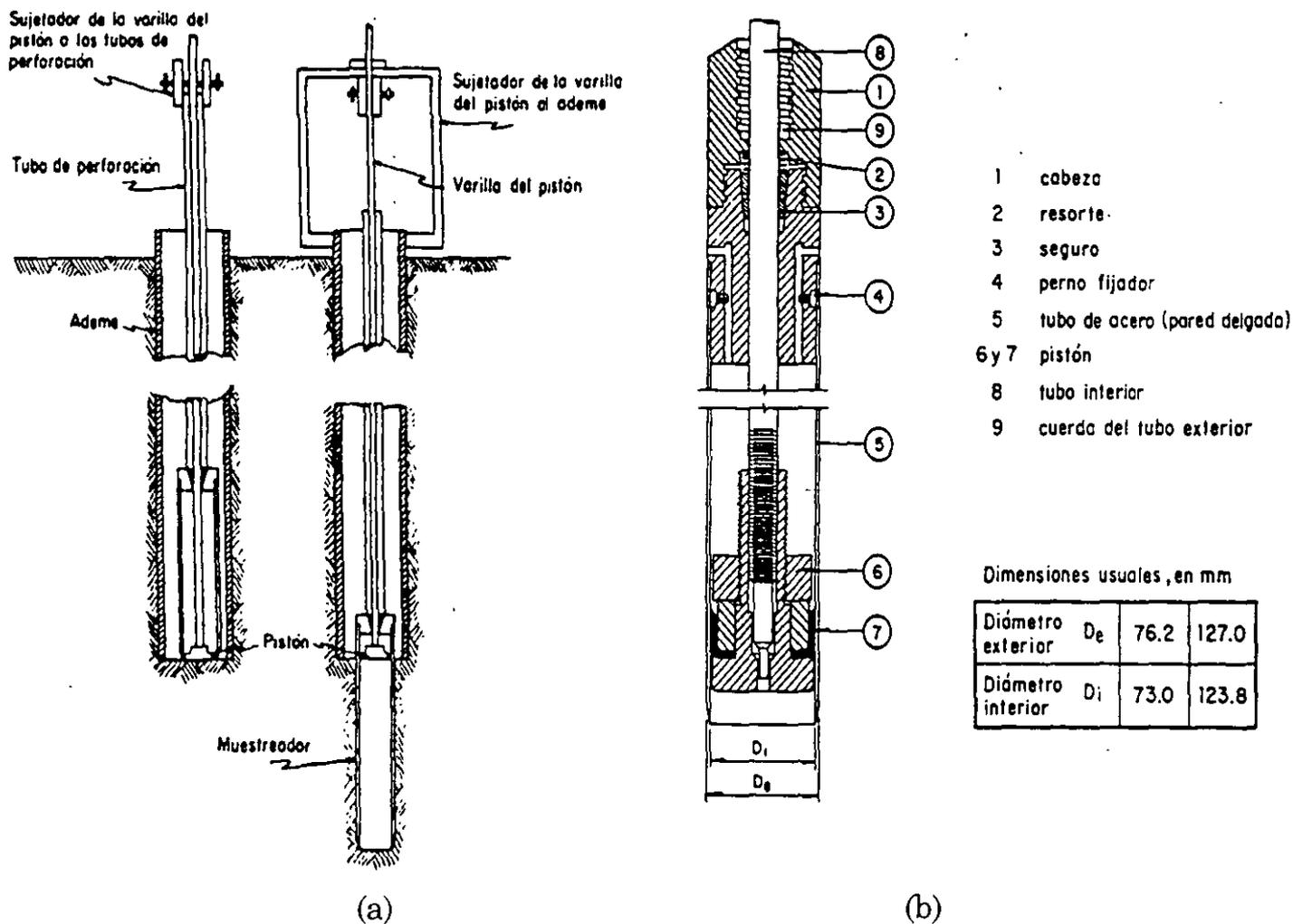
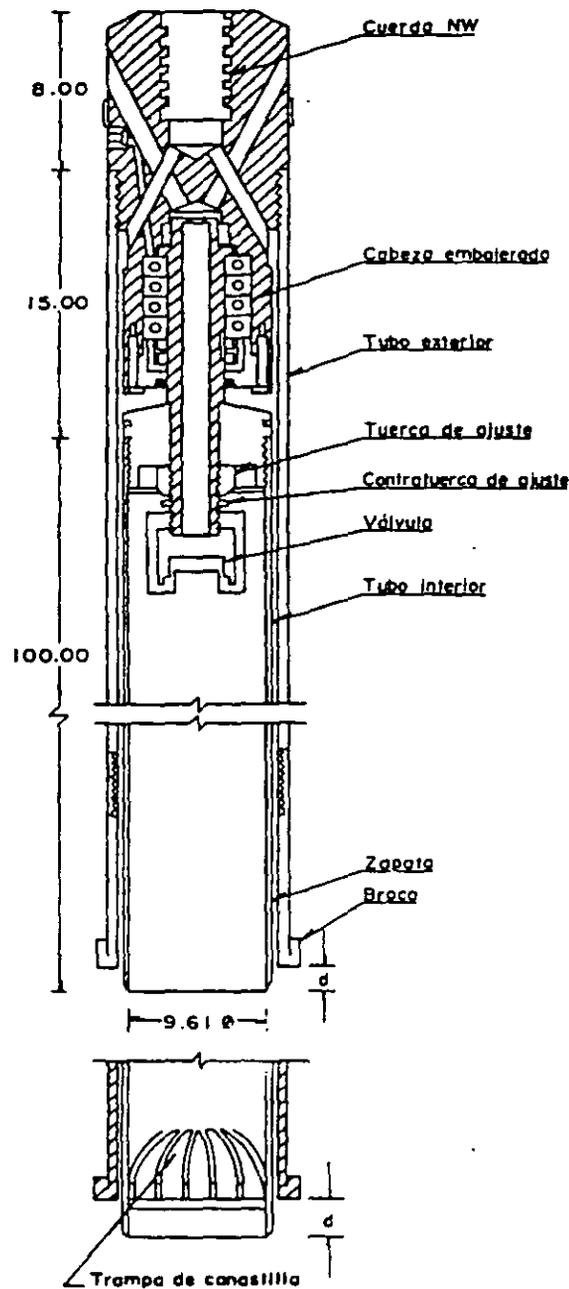


Fig 2.8 Muestreadores de pistos fijo (a) y estacionario (b)

Barril Denison (fig 2.9). Con esta herramienta, que opera a rotación y presión, se obtienen especímenes de arcilla dura, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático. El muestreador consiste de dos tubos concéntricos; uno interior que penetra en el suelo a presión y rescata la muestra, mientras que el exterior con la broca en su extremo gira y corta el suelo circundante. Para operar este muestreador se requiere fluido de perforación (agua, lodo o aire), que se hace circular entre ambos tubos. Para muestreos de materiales granulares

conviene adaptar una trampa de canastilla, formada por lengüetas de lámina de acero flexible.



Ajuste, d , entre broca y tubo interior

Tipo de suelo	d , en cm
Blando	2
Duro	0.5
Muy duro	0 o el menor

Fig 2.9 Muestreadores Denison

Muestreador Pitcher (fig 2.10). Es similar al Denison excepto porque la posición del tubo interior se regula con un resorte axial; mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo, gira y corta al suelo del derredor. Su operación requiere también de la inyección de un fluido de perforación.

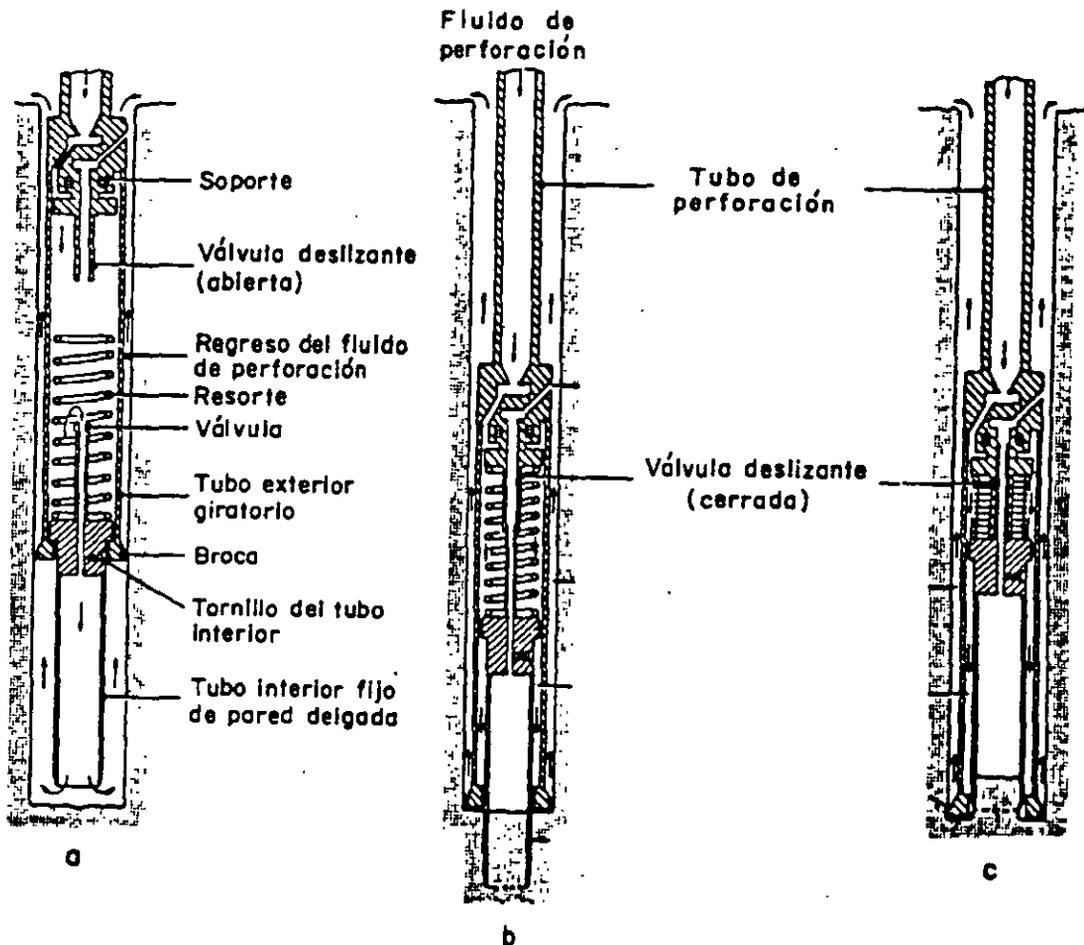


Fig 2.10 Muestreadores Pitcher

Piezómetro abierto en perforación previa (fig 2.11). Este dispositivo permite determinar la presión de poro de un lugar a una cierta profundidad, al medir el nivel de agua que se establece en un tubo vertical que tiene en su extremo inferior permeable. El piezómetro consta de un tubo vertical, usualmente de PVC o metálico de ½ pulgada de diámetro, con coples cementados, y una celda permeable en su parte inferior. Estos piezómetros

se instalan en perforaciones verticales, cuidando que la celda permeable se mantenga libre de lodo y quede rodeada de un filtro de arena limpia.

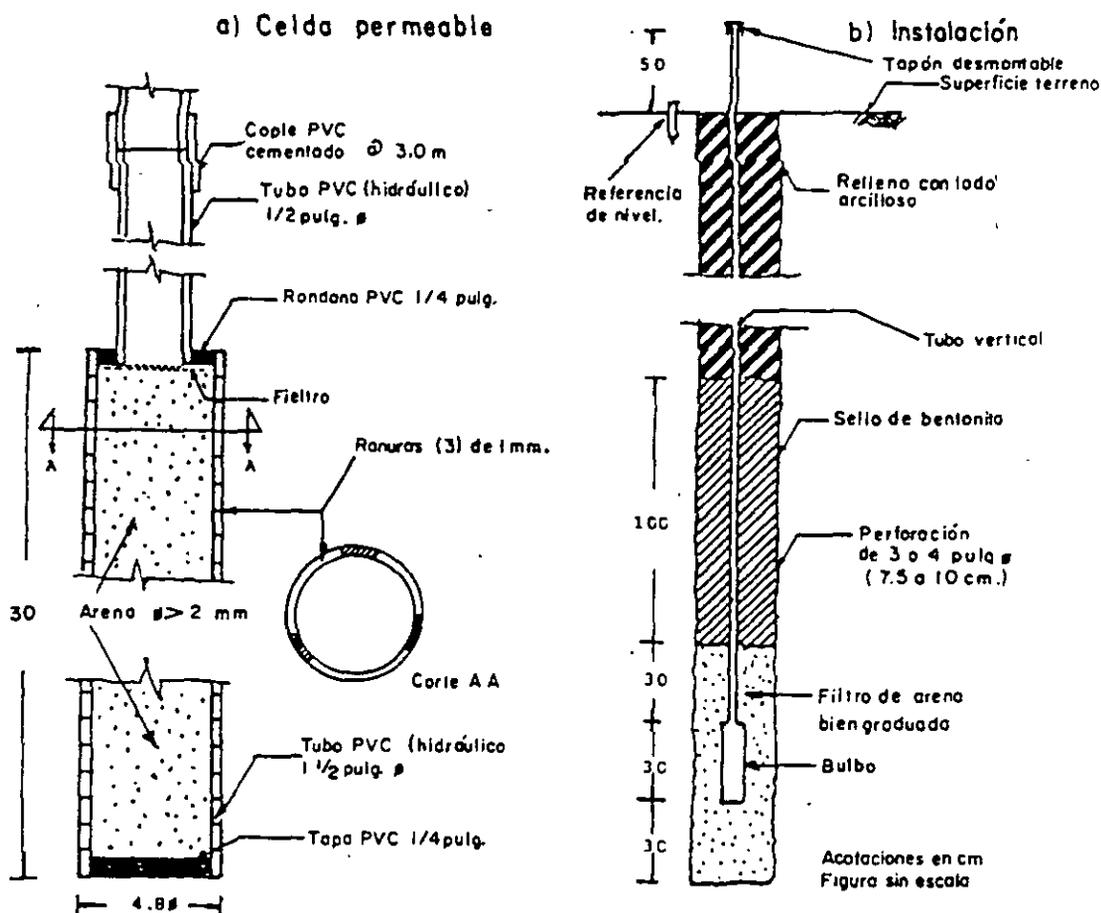


Fig 2.11 Piezómetro abierto en perforación previa

Piezómetro abierto hincado (fig 2.12). A diferencia del piezómetro anterior, en éste no se requiere perforación previa, ya que al contar el piezómetro con una punta en su parte inferior puede irse hincando mediante presión.

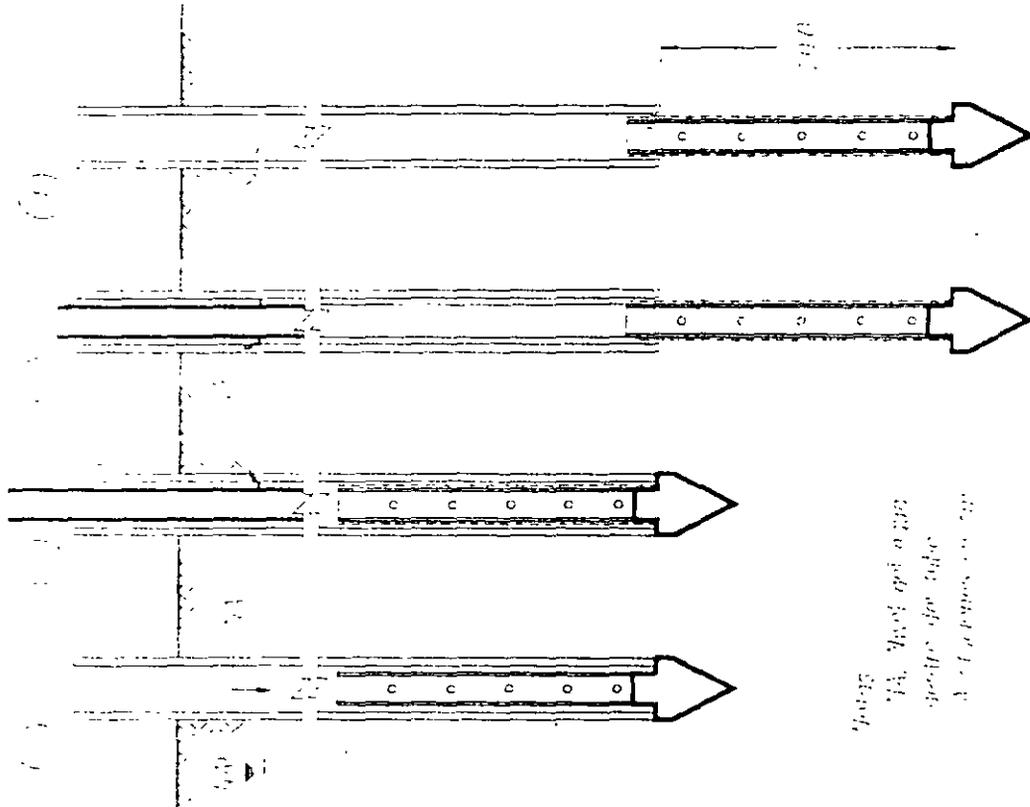


Fig. 2.12. Piezómetro abierto hincado

Fig. 2.12. Piezómetro abierto hincado

El instrumento se compone de los siguientes elementos:

- tubo de cobre de 5/8 de pulgada de diámetro y 30 cm de longitud, con perforaciones de 0.55 cm, forrado con fieltro permeable
- tubo de fierro galvanizado de 3/4 de pulgada de diámetro, en tramos de 1 m unidos por coples
- punta cónica de acero de 2.7 cm de diámetro, con sello temporal de silicón al tubo galvanizado

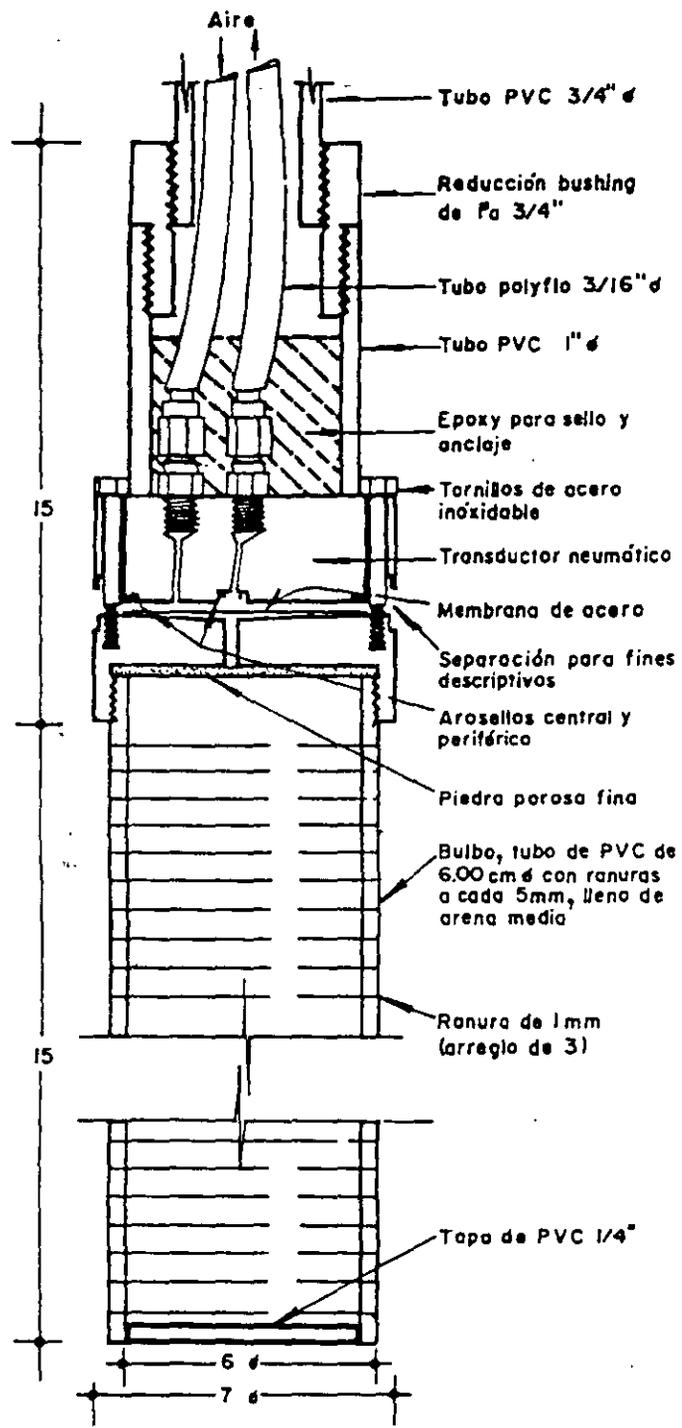
Estos piezómetros se hincan en el suelo con la ayuda de gatos hidráulicos. En suelos muy blandos puede hincarse manualmente a percusión, con la ayuda de un marro ligero.

Piezómetro neumático (fig 2.13). Este dispositivo, al igual que el piezómetro abierto, permite determinar la presión de poro de un lugar a una cierta profundidad, midiendo directamente la presión que ejerce el agua sobre una membrana o diafragma; como el volumen de agua que se requiere para activar la membrana es muy reducido, su tiempo de respuesta es muy corto. Lo anterior hace que estos piezómetros sean particularmente adecuados para detectar los cambios de presión de poro provocados a consecuencia de un proceso constructivo.

El sensor del piezómetro está formado por una membrana flexible de acero inoxidable de 0.002 pulgadas de espesor. Por debajo de la membrana se encuentra el bulbo perimetral de PVC y la piedra porosa fina; por arriba están los dos aro-sellos, el exterior que sella herméticamente a la membrana y el interior, más pequeño, que sirve para controlar la operación del aire a presión.

El piezómetro se instala en perforaciones verticales, cuidando que el bulbo permeable se mantenga libre de lodo, y quede confinado en un filtro de arena limpia. Los sensores deben de colocarse coincidiendo preferentemente con los estratos permeables, para asegurarse de su mejor funcionamiento.

Estos piezómetros deben de calibrarse antes de ser instalados a una presión del doble de la operación, para lo cual se introducen en una cámara hermética llena de agua a presión.



Dibujo sin escala
 Acotaciones en centímetros

Fig 2.13 Piezómetro neumático

Piezómetro electrónico. Mediante una sonda porosa o metálica con agujeros, que contiene en su interior una celda de carga con deformómetros eléctricos (strain gages de cuerda vibrante), se mide la presión del agua.

El mecanismo de medición es el siguiente: el agua que entra a la sonda tiene una determinada presión, dicha presión deforma la celda de carga. Como la celda de carga está compuesta de una cuerda vibrante, la deformación provoca un cambio en la presión de la cuerda, posteriormente se aplica un campo magnético a la cuerda para que regrese a su estado inicial de tensión. Aquí, el campo magnético aplicado es proporcional a la presión de agua que deforma la celda. La respuesta de este piezómetro es inmediata.

Técnicas de exploración y muestreo en rocas

En la siguiente tabla se presentan las principales técnicas de exploración y muestreo aplicables a macizos rocosos:

Tabla 2.4 Tipos de sondeos y muestreadores utilizados en macizos rocosos

SONDEO		TIPO DE MUESTREADOR		TIPO DE BROCAS	
Sin recuperación de muestras	Con recuperación de muestras	Se obtiene la muestra quitando tubería	Se obtiene la muestra sin quitar tubería	Macizas	Anulares
SACI	Sondeo integral	Sencillo rígido	Doble giratorio tipo wire-line	Inserción superficial	Inserción superficial
	Túneles	Doble rígido	Triple giratorio tipo wire-line	Concreción	Concreción
		Doble giratorio			
		Doble giratorio con válvula de paso			

Tipos de sondeos

Sondeo de avance controlado instrumentado. Se describió en el inciso anterior.

Sondeo integral. El objetivo de este sondeo es obtener muestras íntegras, para lo cual se realiza una perforación de diámetro pequeño por donde se inyecta lechada o un cementante, posteriormente se emplea cualquiera de los muestreadores indicados en la tabla 2.4, con lo cual el muestreo se realiza al 100%, conservándose intacta la estructura de la muestra.

Túneles. Para observar el macizo rocoso, obtener muestras y realizar pruebas en el lugar, se realizan túneles de dimensiones tales que pueda acceder una persona. En general, estos túneles no requieren de soporte, no obstante se coloca uno ligero constituido principalmente de concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada.

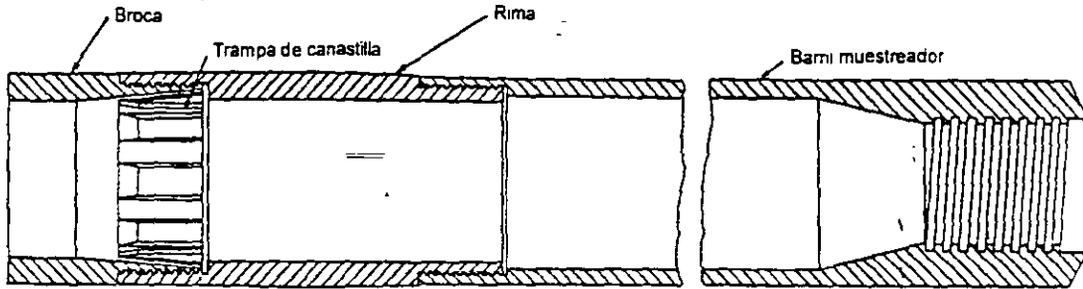
Tipos de muestreadores

Muestreador sencillo rígido (fig 2.14a). Es el muestreador más sencillo que existe y está constituido por un tubo de acero que en su extremo inferior se adapta una broca. Esta herramienta se utiliza en roca dura, sana, poco fisurada y no erosionable a los fluidos de perforación.

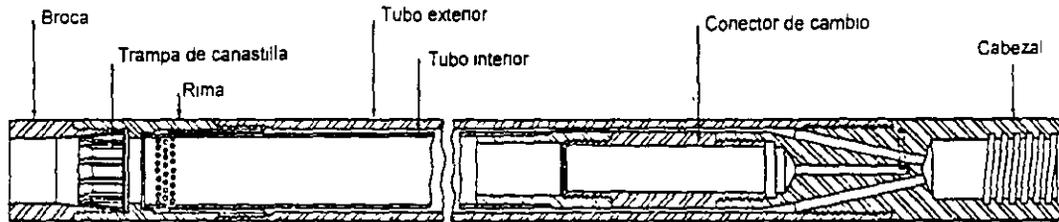
Muestreador doble rígido (fig 2.14b). Consiste de dos tubos concéntricos que rotan de manera conjunta, en donde el fluido de perforación circula en el espacio anular que existe entre ambos; con lo cual, se protege parcialmente a la muestra de la erosión que ocasiona el fluido de perforación. En el tubo interior se tienen ventanas en su parte superior y un gran número de agujeros en la inferior con el fin de disminuir la acumulación de material de corte, fricción interna y transmisión de fuerzas torsionales a la muestra.

Muestreador doble giratorio (fig 2.14c). Con el fin de evitar fisuramiento de la muestra debida a la rotación de la tubería y la erosión del fluido de perforación, este muestreador está compuesto de dos tuberías concéntricas como en el caso anterior, pero se cuenta de un mecanismo de baleros que hace que el tubo interior no gire. En efecto, la tubería exterior, con una broca en su extremo inferior y mediante rotación, realiza el corte de la formación, mientras que la interna, que en este caso no tiene agujeros y no rota, contiene la muestra de roca. El fluido de perforación circula entre ambas tuberías.

(a) BARRIL SENCILLO RIGIDO



(b) BARRIL DOBLE RIGIDO



(c) BARRIL DOBLE GIRATORIO

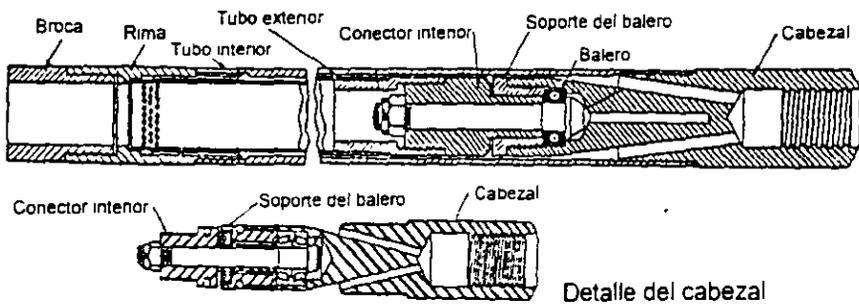


Fig 2.14 Muestreador en roca

Muestreador doble giratorio con válvula de paso (fig 2.15). Es semejante al anterior muestreador, pero en este caso en la parte superior de la tubería interior se tiene una válvula de paso con lo cual se impide que entre el fluido de perforación durante la perforación y la extracción del muestreador y permite la salida del fluido que entró antes de empezar el muestreo.

Muestreador doble giratorio con válvula de paso tipo wire-line (fig 2.16). Este muestreador tiene un mecanismo en la parte superior del tubo interior mediante el cual es posible extraer dicho tubo sin la necesidad de retirar el exterior, lo cual facilita las actividades y disminuye el tiempo de realización del barrenado, especialmente cuando los barrenos son profundos.

Muestreador triple giratorio con válvula de paso tipo wire-line (fig 2.17). Dado que el segundo tubo es cerrado, la extracción de la muestra se realiza dando golpes pequeños al muestreador. Esta actividad puede dañar al núcleo especialmente cuando se trata de un macizo rocoso muy fracturado, por lo que se añade una tercer tubería “partida” dentro de la segunda.

BARRIL PEQUEÑO

BARRIL GRANDE

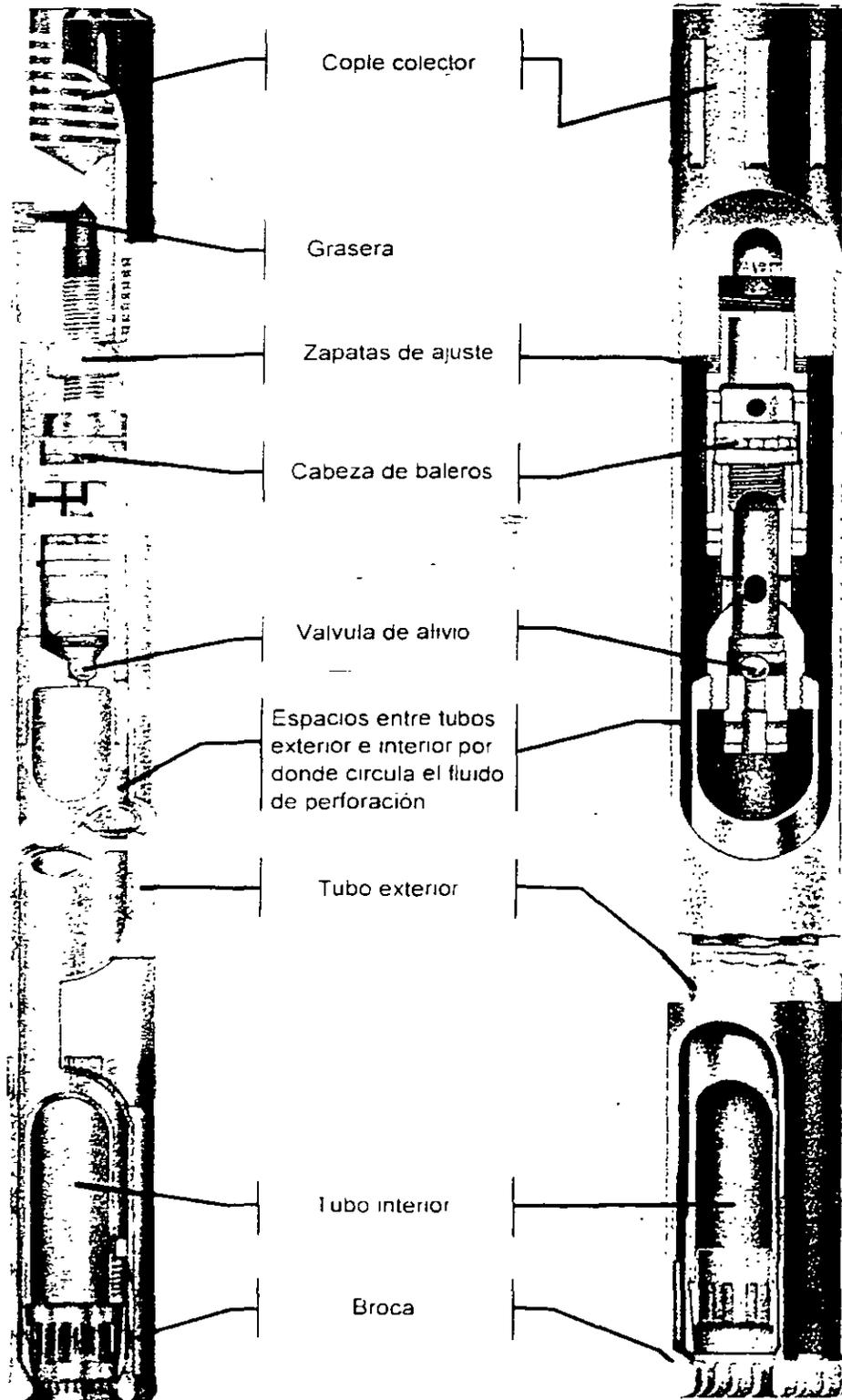


Fig 2.15 Muestreador doble giratorio con válvula de paso

BARRIL PEQUEÑO

BARRIL GRANDE

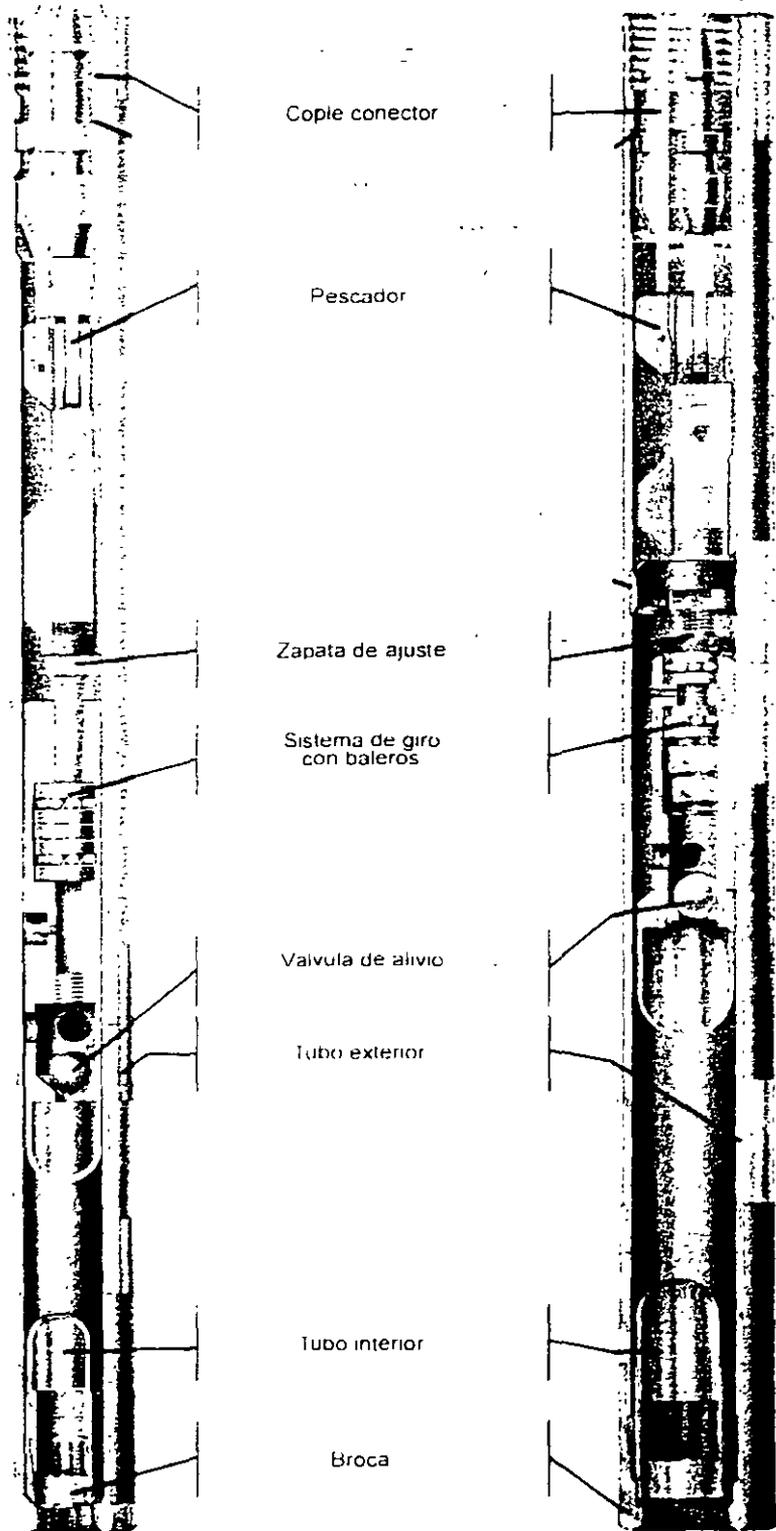


Fig 2.16 Muestreador doble giratorio tipo wire-line

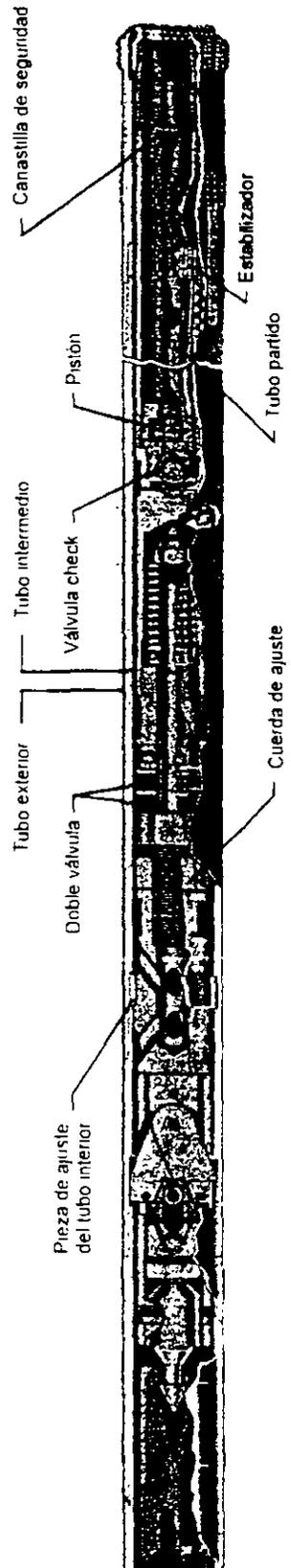


Fig 2.17 Muestreador triple giratorio tipo wire-line

Tipos de brocas

Como se indica en la tabla 2.4 existen dos tipos de brocas; las macizas y las anulares. Las primeras se utilizan para realizar el avance de la perforación, mientras que las segundas cuando se requiere obtener muestras de la formación atravesada.

El término inserción significa que los diamantes de la broca están ordenados y sobresalen, y el término concreción o impregnación indica que los diamantes no están ordenados y casi no sobresalen.

Brocas con inserción de diamantes se utilizan en rocas blandas poco fisuradas, mientras que con impregnación se utilizan para rocas duras y fracturadas.

Pruebas in situ para obtener los parámetros mecánicos

Actualmente, la exploración geotécnica se encamina más y más a la realización de pruebas en el lugar (*in situ*) y mediciones geofísicas, ambos para obtener el valor de los parámetros geotécnicos, de forma directa e indirecta respectivamente. Esto es debido al gran desarrollo tecnológico, en especial de los sistemas de adquisición y procesamiento de información.

Las principales ventajas de las pruebas de campo en relación con las de laboratorio son eliminar errores debido al *muestreo*, medición del parámetro mecánico en *mayores coberturas*, al análisis sin alterar las *condiciones de esfuerzos geostáticas*, estudiar *discontinuidades geológicas* y realizar *pruebas en materiales difícilmente muestreables* como son los suelos granulares limpios y sin cementación. Para el caso específico de la evaluación de parámetros en un macizo rocoso, las pruebas de laboratorio no son representativas, al menos que el macizo se encuentre sano y sin fracturas.

Contrariamente, las pruebas *in situ* son caras y requieren de un mayor tiempo para su realización, por lo que su aplicación ha sido discreta.

En la siguiente tabla se indican las pruebas *in situ* que comúnmente se utilizan en la geotecnia.

Tabla 2.5 Determinación de propiedades mecánicas mediante pruebas in situ

PROPIEDADES MECÁNICAS	
RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD	PERMEABILIDAD
Prueba de placa	Leugeon
Prueba de corte simple	Lefranc
Prueba de veleta
Presiómetro
Dilatómetro
Exploración geofísica	

Prueba de placa (fig 2.18). En si, esta prueba se realiza para obtener la capacidad de carga última del terreno para el diseño de cimentaciones; sin embargo, por su bajo costo es útil en estudios de taludes y diseño de anclaje para obtener el valor del módulo de elasticidad del terreno, tanto en condiciones de carga como de descarga, dato necesario para el análisis con el método de elemento finito.

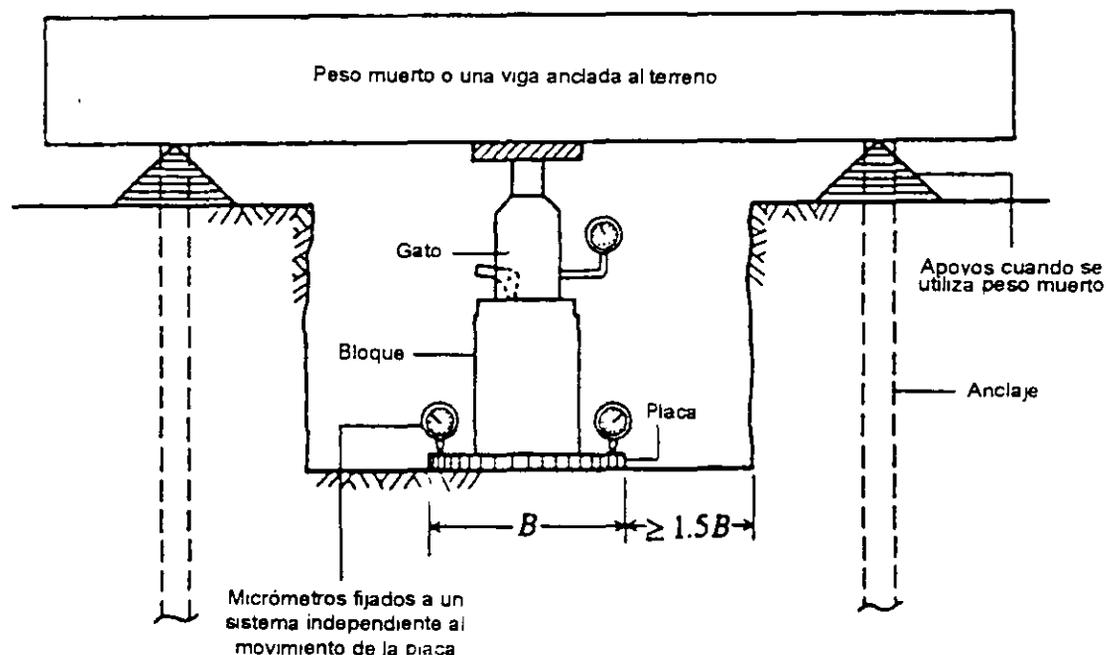


Fig 2.18 Prueba de placa

La prueba consiste en aplicar ciclos de carga y descarga al terreno utilizando un sistema compuesto por un gato hidráulico y una placa circular cuyo diámetro varía entre 12 a 30 pulgadas, y medir los asentamientos que se generan. Dado que con los resultados se forma la gráfica esfuerzo aplicado *versus* desplazamiento, es posible evaluar el módulo de elasticidad del terreno (E) tanto en condiciones de carga y descarga mediante la siguiente ecuación:

$$E = \frac{\Delta q D (1 - \mu^2)}{\Delta \delta} I_w$$

En donde,

Δq	incremento de presión aplicada
$\Delta \delta$	incremento del asentamiento generado por el Δq
μ	relación de Poisson
D	diámetro de la placa
I_w	= 0.76 para una placa rígida

Posteriormente a la realización de la prueba es recomendable extraer una muestra cúbica inalterada del lugar en donde se efectuó la prueba para llevar a cabo ensayos de laboratorio, con lo cual se complementarán los parámetros geotécnicos.

Entre las limitaciones de la prueba se tiene que los resultados no son confiables en estratos de baja potencia o erráticos.

Prueba de corte simple (fig 2.19). Desde el punto de vista de análisis de estabilidad de taludes, es quizás la prueba más representativa tanto en suelos como en macizos rocosos; sin embargo, es la más costosa y requiere de algunos días para llevarla a cabo.

La prueba consiste en labrar al menos 2 prismas cúbicos (preferentemente 3) ya sea en el piso o en galerías realizadas en el material a estudiar. Estos prismas se protegen con una capa delgada de concreto reforzado con un malla de gallinero, dejando la periferia inferior del cubo libre; en algunas de las caras laterales del prisma se le colocan micrómetros de acuerdo con lo indicado en la fig 2.19, los cuales se apoyarán en lugares fijos e independientes del movimiento del prisma. Posteriormente, se aplica una fuerza vertical en la cara superior del prisma, la magnitud de dicha fuerza

será diferente en cada uno de los prismas, considerando que su valor dependerá de la magnitud de esfuerzos geostáticos.

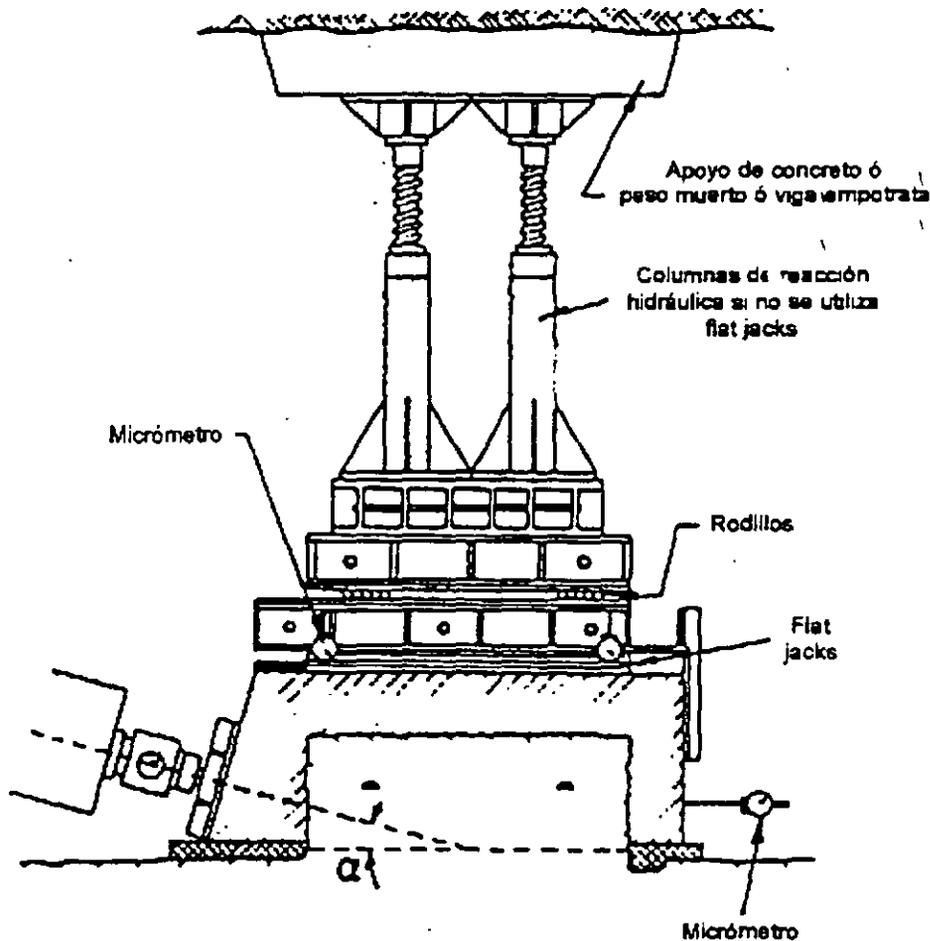


Fig 2.19 Prueba de corte simple

Después de la aplicación de la fuerza vertical y de la estabilización de la deformación observada en los micrómetros se induce, en intervalos, una fuerza horizontal en alguna de las paredes laterales del prisma hasta lograr su deslizamiento; es decir, la falla por cortante. Dicha fuerza horizontal aplicada se considera la resistencia cortante del suelo para el valor de la fuerza vertical aplicada.

Los resultados de la prueba se representan en el eje coordenado esfuerzo cortante *versus* esfuerzo vertical mediante puntos que indican cada una de las pruebas realizadas; dichos puntos son finalmente sustituidos por una

línea recta que los representa en forma aproximada. La intersección de la recta con el eje de las ordenadas y el ángulo con respecto a la horizontal son los valores de la *cohesión* y el *ángulo de fricción interna* del material respectivamente.

Es recomendable que bloque de material fallado sea llevado al laboratorio con el fin de obtener el peso volumétrico del material, propiedades índice y ensayos de compresión simple con el fin de complementar y correlacionar toda la información.

Prueba de veleta (fig 2.20). Este ensaye se utiliza primordialmente para estimar la resistencia cortante no drenada de suelos blandos y finos granulares ($s_{u,v}$). La prueba consiste en clavar la veleta en el suelo y aplicar un torque hasta que el suelo ceda y así obtener la resistencia al torque (T).

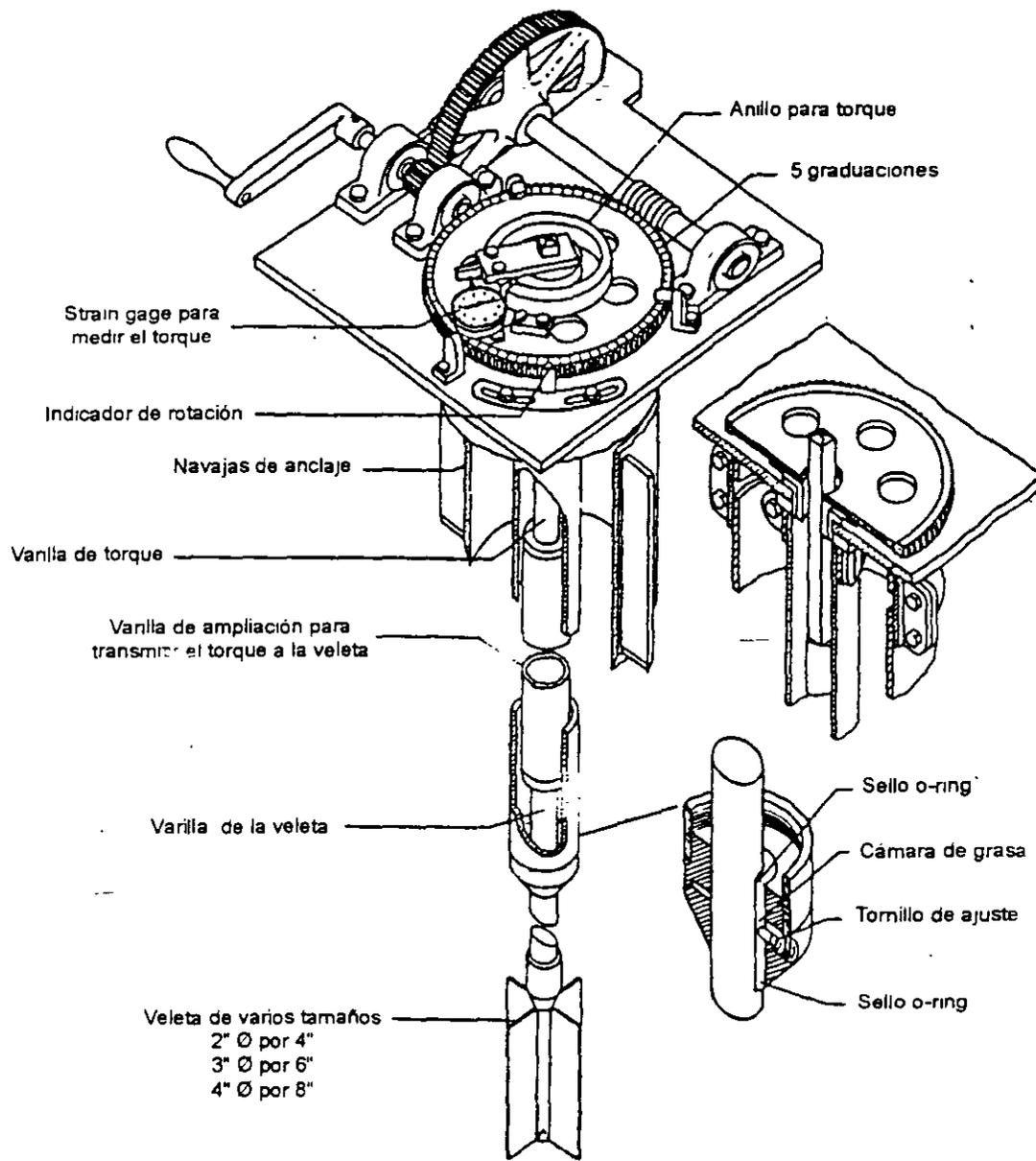


Fig 2.20 Prueba de veleta

Para obtener la resistencia del suelo remoldeado es necesario que después de que el suelo falle, continuar induciendo el torque con el fin de causar el remoldeo del suelo; posteriormente, dejar un tiempo de reposo y volver a realizar la prueba. El valor de la resistencia del suelo, corregida por fricción, es:

$$s_{u,v} = \frac{T}{\left(\frac{d^2 h}{2} + \frac{ad^3}{4} \right)}$$

donde d, h diámetro y altura de la veleta (usualmente es $h/d=2$)
 a constante que depende de la forma del cortante aplicado al suelo (usualmente es igual a $2/3$)

En general, el valor de la resistencia obtenida en este ensaye es alto para fines de diseño, por lo que se recomienda corregirlo por un valor λ que varía entre 0.6 y 1.0 (Bowles, 1988). Para el caso de suelos arenosos y gravas los resultados son dudosos.

Presiómetro (fig 2.21). En este tipo de ensaye se introduce un equipo (presiómetro) dentro de un barreno de exploración y mediante la expansión de una celda, que empuja las paredes del barreno, se obtiene la curvas esfuerzo-deformación del sistema presiómetro-suelo, de la cual se obtienen los parámetros geotécnicos: módulo de elasticidad, módulo cortante, resistencia no drenada del suelo, así como la presión lateral *in situ* y la relación de esfuerzos vertical y horizontal *in situ*.

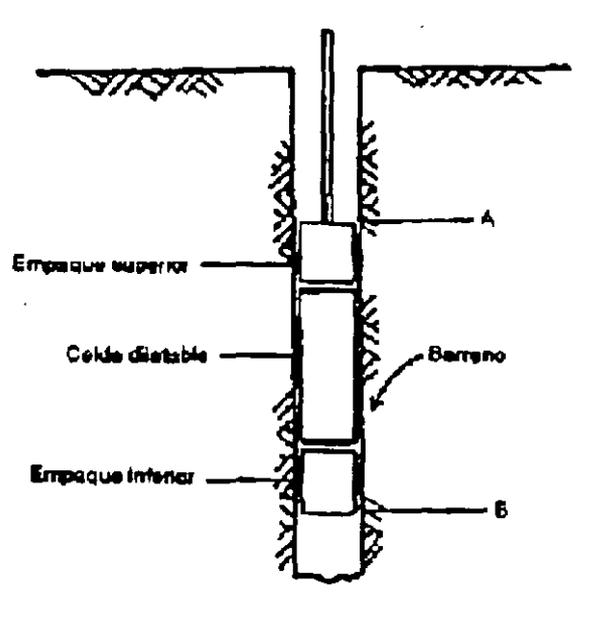


Fig 2.21 Presiómetro

El presiómetro consiste de tres celdas, la superior e inferior se emplean para confinar la expansión de los extremos de la celda intermedia, esta última es la que al expandirse deforma las paredes del barreno para con ello obtener la gráfica que relaciona su volumen con la presión aplicada a la celda.

La realización de este ensaye no es trivial, ya que es necesario calibrar el equipo antes de la prueba para poder hacer correcciones de los datos obtenidos, asimismo el barreno utilizado para la prueba deberá de tener una excelente calidad en su terminado. Tanto en la calibración, corrección e interpretación de los datos debe realizarse por una persona con amplia experiencia.

Prueba de permeabilidad tipo Lefranc (fig 2.22). El ensaye consiste esencialmente en colocar dentro de la perforación un ademe metálico, a una distancia del fondo igual a L . Esta distancia será nula si se desea medir la permeabilidad vertical o de 40 cm para la permeabilidad horizontal. Se establece, previa medición de la profundidad del nivel freático, un gasto constante y se mide la variación de este dentro del ademe.

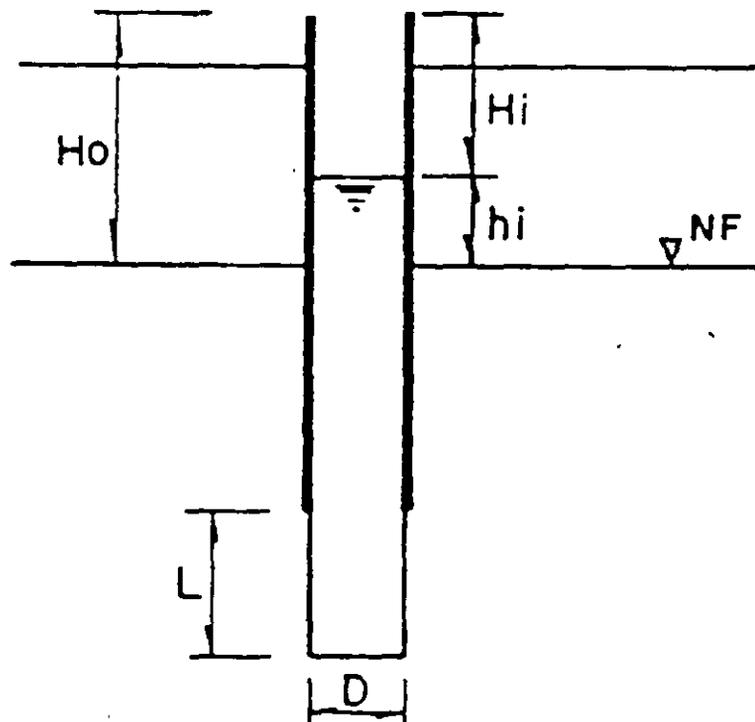


Fig 2.22 Prueba Lefranc

Se considera que el flujo se ha establecido, cuando la variación de los niveles es nula durante diez minutos. Posteriormente se repite el procedimiento para gastos diferentes. El valor de la permeabilidad se calcula mediante la siguiente expresión:

$$k = \frac{q_i}{ch_i}$$

donde q_i gasto
 c coeficiente de forma (Comisión Federal de Electricidad, 1980)
 h_i carga hidráulica para el gasto i

Esta prueba debe realizarse por debajo del nivel de aguas freáticas y en suelos o rocas muy fracturadas.

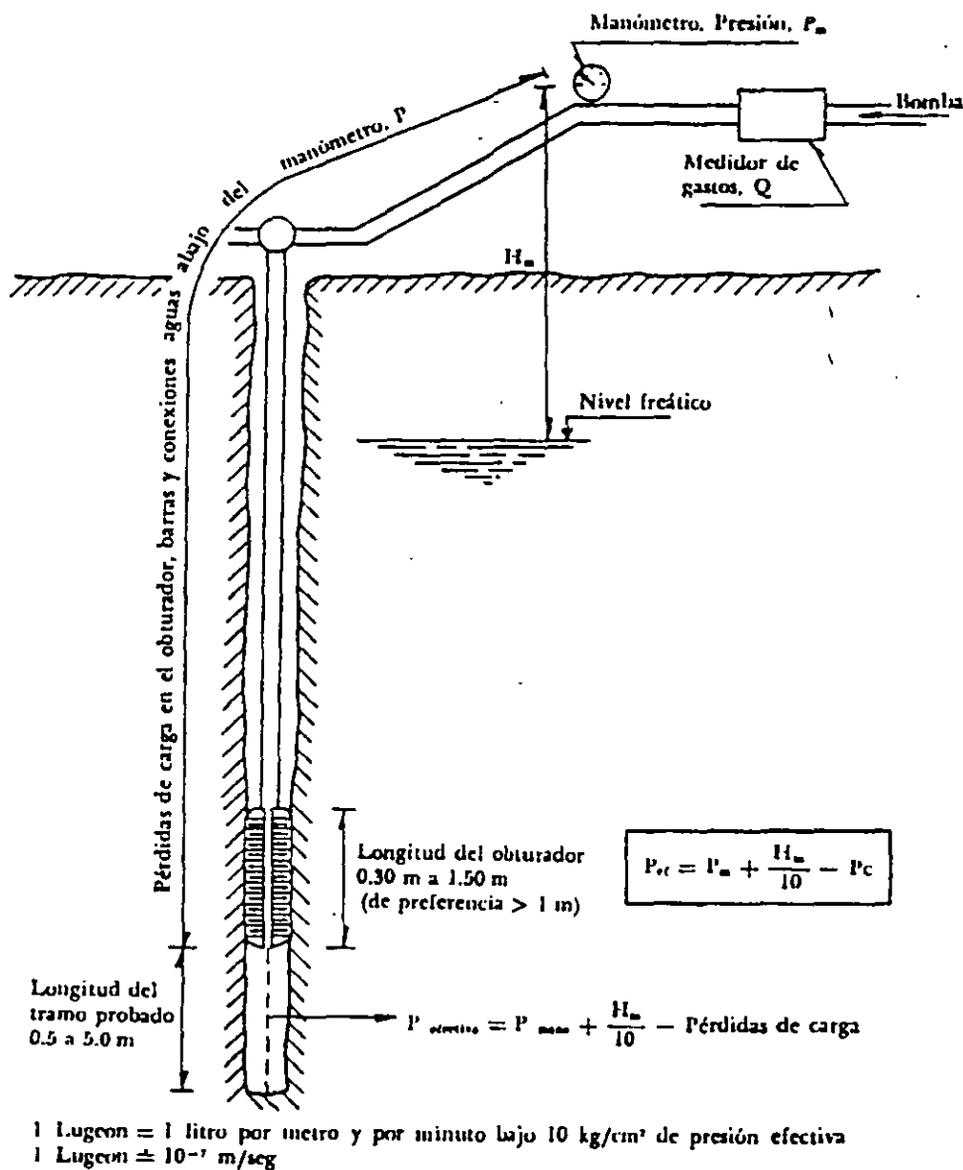


Fig 2.23 Prueba Leugeon

Prueba de permeabilidad tipo Leugeon (fig 2.23). Igual que en el ensaye Lefranc. esta técnica se realiza en barrenos y especialmente en rocas o suelos muy duros o cementados. Aquí, la zona dentro del barreno en la cual se quiere medir la permeabilidad es limitada mediante dos empaques, posteriormente en dicha zona se inyecta agua a una presión alta (aproximadamente 10 kg/cm²). Se varía la longitud de los tramos probados y la presión de inyección del agua.

En este ensaye se utiliza como unidad de medición el Leugeon, el cual es igual a 1 U.L.= 1 litro/minuto/metro.

La longitud de los tramos de perforación en los que se realiza la prueba debe adaptarse a la naturaleza del terreno. En numerosos casos resulta adecuado el empleo de tramos de prueba de longitud reducida (1 m o aun menos), con el fin de analizar detalladamente zonas de características excepcionales.

Pruebas de laboratorio

Una de las maneras más comunes para obtener los parámetros mecánicos de un material es mediante las pruebas de laboratorio.

En la siguiente tabla se enlistan los diferentes parámetros mecánicos así como las pruebas de laboratorio más comunes que se utilizan para medirlos.

Tabla 2.6 Determinación de las propiedades mecánicas en suelos

PROPIEDADES MECÁNICAS	
RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD	PERMEABILIDAD
<i>Compresión triaxial: No consolidada no drenada (UU) y consolidada no drenada (CU). Compresión simple Prueba con torcómetro Corte directo Prueba de consolidación</i>	<i>Permeámetro de carga constante Permeámetro de carga variable</i>

Tabla 2.7 Determinación de las propiedades mecánicas en rocas

PROPIEDADES MECÁNICAS	
RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD	PERMEABILIDAD
<i>Compresión triaxial Compresión simple Corte directo Pruebas de tensión: Brasileña y puntual</i>	<i>Permeámetro de carga constante Permeámetro de carga variable</i>

Es conveniente mencionar que la elección de la prueba a utilizar depende del mecanismo de falla esperado o en su caso modelo de falla establecido; asimismo, deberá tomarse en cuenta las condiciones de esfuerzos e hidráulicas que está o estará sometido el material, así como las condiciones de análisis de largo o corto plazo.

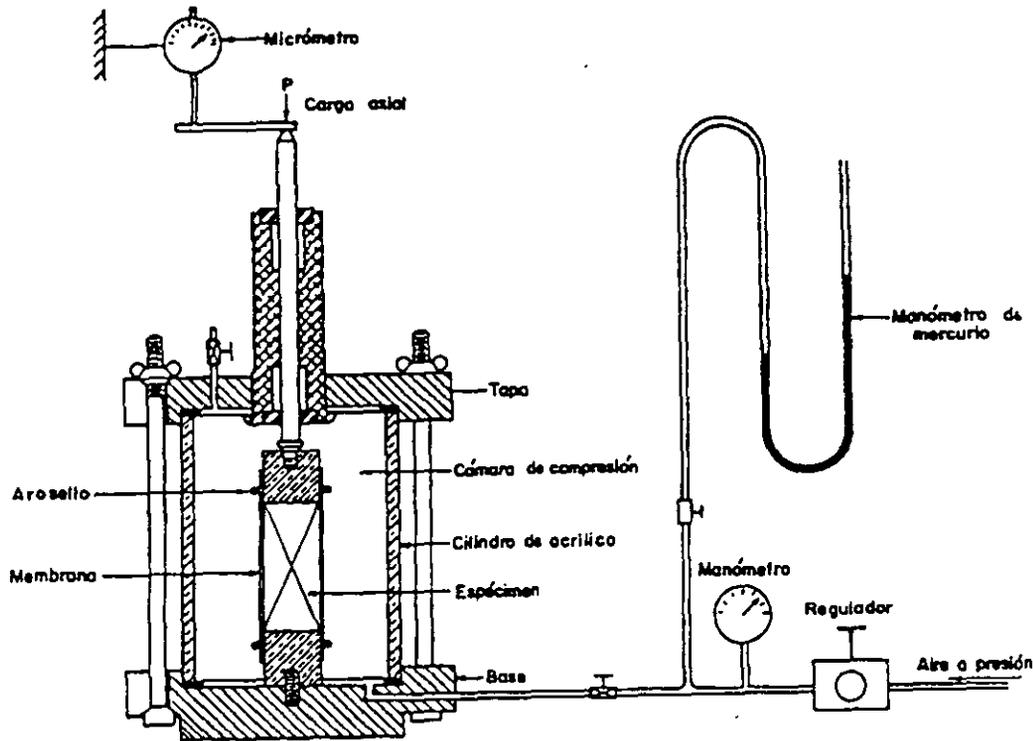


Fig 2.24 Cámara triaxial

Prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU). El objetivo de la prueba es determinar las características esfuerzo-deformación y de resistencia al corte de especímenes de suelos inalterados bajo condiciones no drenadas ni consolidadas. El procedimiento de ensaye de los especímenes debe reproducir de la mejor manera posible el estado de esfuerzos a que se someterá la masa térrica del prototipo, así como las condiciones de drenaje que prevalezcan en las diferentes etapas de su vida útil; el procedimiento experimental consiste en ensayar tres especímenes similares sometidos a diferentes condiciones confinantes, sin permitir el drenaje ni consolidación de la muestra.

Para efectuar el ensaye se requiere de una cámara triaxial (fig 2.24), mediante la cual es posible aplicarle a la muestra un esfuerzo horizontal (generalmente igual a la condición geoestática en el campo) y otro vertical de diferente magnitud, el cual se incrementará hasta que se produzca la falla en la muestra.

En general, los resultados de esta prueba se utilizan en condiciones de análisis a corto plazo.

Prueba triaxial consolidada-no drenada (CU). Este ensaye es llevado a cabo para determinar la curva esfuerzo-deformación y los parámetros de resistencia al corte de muestras de suelo inalterado, como fue el caso del ensaye anterior, con la diferencia que las condiciones hidráulicas durante el desarrollo de la prueba cambian a consolidadas y no drenadas.

Para llevar a cabo la consolidación del espécimen, durante la etapa de aplicación de la presión confinante se deben disponer de piedras porosas en la parte superior e inferior de la muestra, lo cual permitirá el drenaje del agua intersticial. Una vez que se logre la consolidación del espécimen a la presión de confinamiento, se cerrarán las válvulas por donde se drena el agua presente en la muestra y se incrementa la presión vertical progresivamente hasta que la muestra falle.

En general, este ensaye se utiliza para las condiciones de análisis a largo plazo.

Prueba de compresión simple. Este ensaye es semejante a la prueba de compresión triaxial UU con la variante de que no se aplica una presión horizontal (presión de confinamiento), sino solamente la vertical hasta que se logra la falla del espécimen.

Prueba de corte directo (fig 2.25). El objetivo de este ensaye es el mismo que el descrito en la prueba triaxial UU, con la diferencia que el plano de falla es siempre horizontal y en vez de aplicar un esfuerzo desviador se aplica un esfuerzo cortante y un esfuerzo normal al plano de falla. El dispositivo requerido para el ensaye se denomina caja, que consiste de dos marcos superpuestos de forma rectangular o circular (en planta), donde se aloja al suelo (fig 2.25). La parte superior de la caja se desliza sobre la

inferior cuando se aplica la fuerza cortante, hasta obligar la ruptura del suelo a través del plano horizontal que las separa.

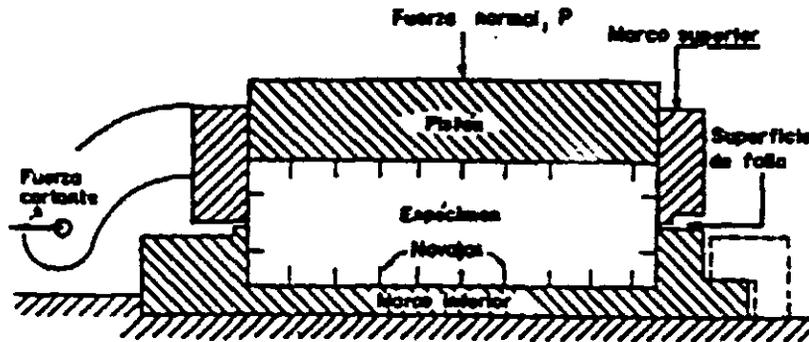


Fig 2.25 Ensaye de corte directo

En los planos extremos de la caja será deseable contar con pequeñas navajas salientes que ayuden a desarrollar una distribución uniforme de esfuerzos.

Durante el ensaye se aplica una presión normal al plano de falla mediante la carga P , que ejerce un peso muerto (fig 2.25); ésta se irá disminuyendo conforme se reduzca el área efectiva del suelo.

El procedimiento de ensaye es el siguiente: dispuesto el espécimen en la caja, se aplica la carga P , que genera el esfuerzo normal deseado; su magnitud debe de ser acorde con el nivel de esfuerzos que se presente en el campo. Inmediatamente después se inicia la aplicación de la carga de corte S que se irá incrementando paulatinamente hasta provocar la falla del espécimen.

Prueba con torcómetro (fig 2.26 2.28). Este ensaye sirve para obtener la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de los suelos. Se requiere de un torcómetro manual o de uno de banco; en ambos casos se trata de un dispositivo provisto de un juego de navajas, que por el momento torsionante aplicado manualmente provocan la falla del suelo en la superficie que generan las orillas de las navajas. El torcómetro está equipado con un resorte calibrado y una manecilla, con la que se mide y señala directamente la resistencia no drenada.

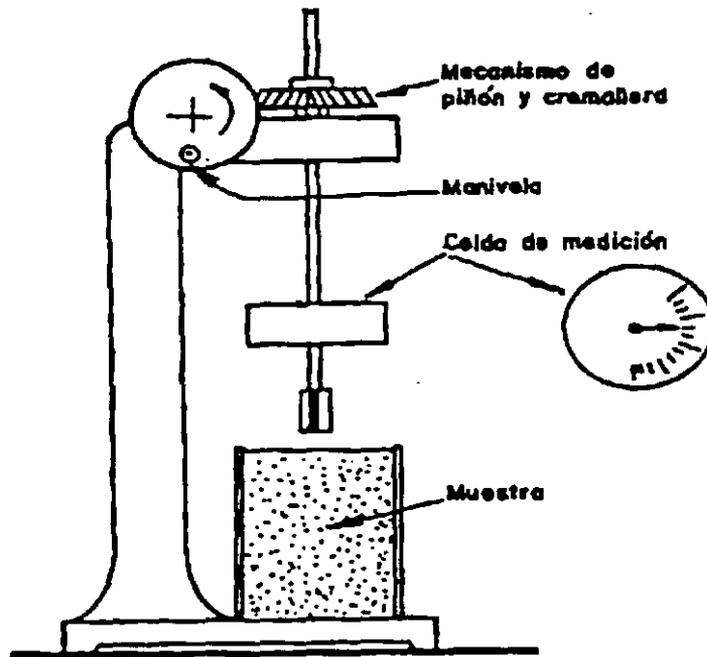
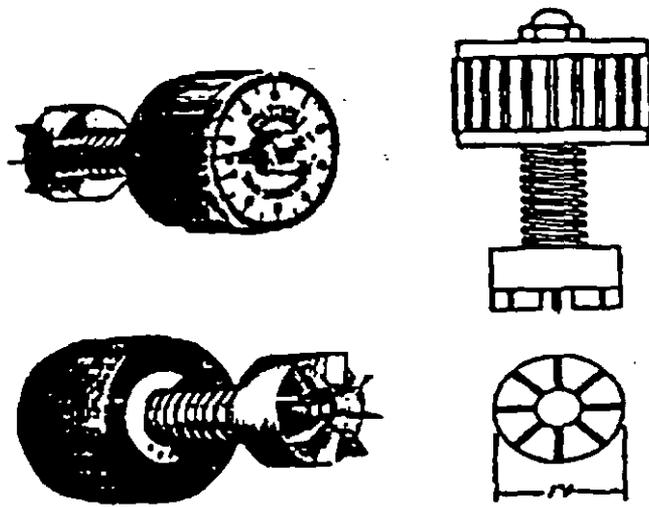


Fig 2.26 Torcómetro

Prueba de consolidación. Con este ensaye se obtiene la curva de compresibilidad de esfuerzos efectivos *versus* la relación de vacíos o deformación unitaria, y las curvas de consolidación, deformación *versus*

tiempo, para los incrementos de carga que se apliquen. Con la información citada se puede estimar la magnitud de los asentamientos y el tiempo para que ocurran. Debe plantearse como premisa del ensaye que éste debe de reproducir, de la manera más fiel posible, el nivel de esfuerzos a que se verá sometido el espécimen en el campo, para el problema particular de que se trate y tener presente de que el espécimen se consolida únicamente en la dirección vertical, ya que sus dimensiones horizontales no cambian.

El aparato utilizado para realizar el ensaye es un consolidómetro (fig 2.27 2.29), el cual puede ser de anillo fijo o flotante. Cuando se opte por medir directamente el coeficiente de permeabilidad durante el ensaye se debe usar el anillo fijo y contar con equipo complementario para la medición.

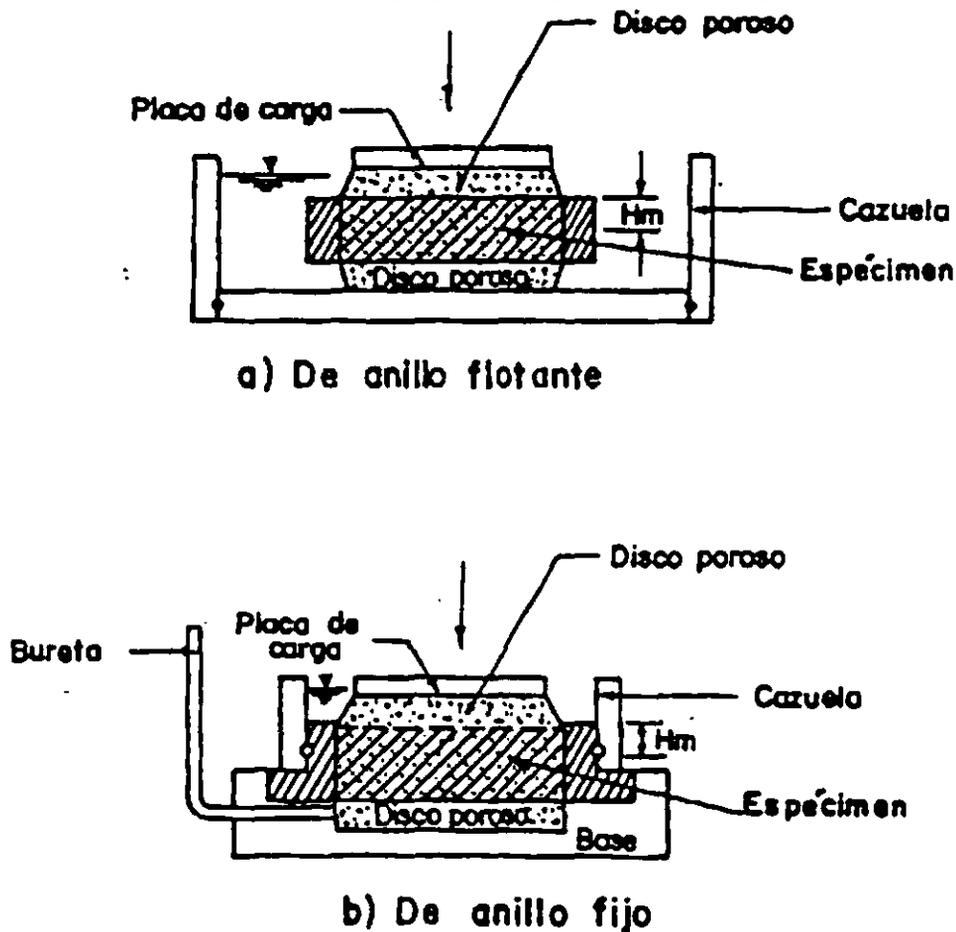
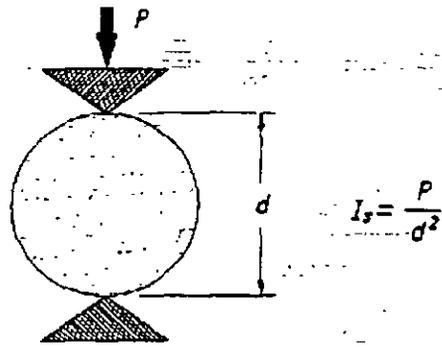


Fig 2.27 Prueba de consolidación

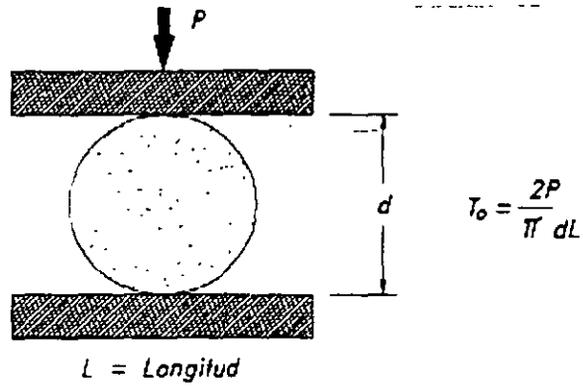
La prueba consiste en aplicar una secuencia establecida de cargas verticales a un espécimen delgado confinado por un anillo flotante rígido, y medir la deformación progresiva que sufre. En cada una de las etapas incrementales de carga la muestra experimenta una primera fase de compresión que se atribuye al proceso de expulsión de agua y aire, y se conoce con el nombre de consolidación secundaria; ocurre también una compresión adicional ocasionada por fenómenos de flujo plástico del suelo, conocida como consolidación secundaria, la que se hace más evidente cuando la consolidación primaria ha concluido.

Pruebas de tensión. La obtención de la resistencia a la tensión es una variable frecuentemente utilizada para obtener la ley de resistencia de rocas. Los ensayos comúnmente empleados son: prueba de carga puntual, prueba brasileña y prueba de flexión.

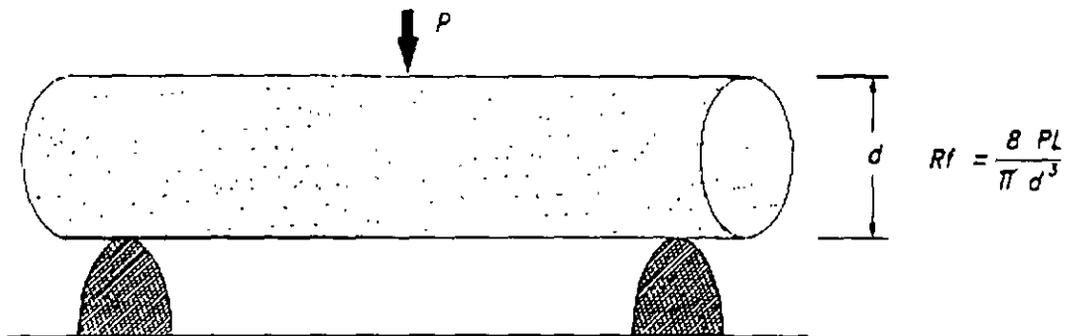
La fig 2.28 muestra gráficamente cada una de las pruebas así como las expresiones para obtener el valor de la resistencia. Estas pruebas se caracterizan por aplicar solamente una fuerza de compresión de magnitud pequeña.



(a) Prueba de carga puntual



(b) Prueba Brasileña



(c) Prueba de flexión

Fig 2.28 Prueba de tensión

Permeámetro de carga variable. Este tipo de permeámetro mide la cantidad de agua que atraviesa una muestra de suelo, por diferencia de niveles en un tubo alimentador. En la fig 2.29 aparecen dos dispositivos típicos, el (a) usado en suelos predominantemente finos y el (b) apropiado para materiales más gruesos..

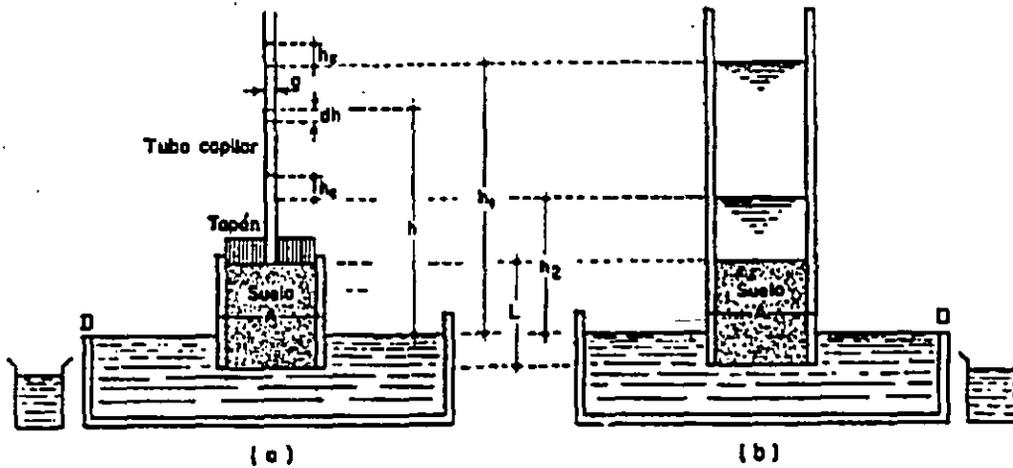


Fig 2.29 Permeámetro de carga variable

Al ejecutar la prueba se llena de agua el tubo vertical del permeámetro, observándose su descenso a medida que el agua atraviesa la muestra. La fórmula que permite el cálculo del coeficiente de permeabilidad es la siguiente.

$$k = 2.3 \frac{l}{T} \log \frac{h_1}{h_2}$$

Permeámetro de carga constante. Es el método más simple para determinar el coeficiente de permeabilidad de un suelo. Una muestra de suelo de área transversal \$A\$ y longitud \$L\$, confinada en un tubo, se somete a una carga hidráulica \$h\$ (fig 2.30). El agua fluye a través de la muestra, midiéndose la cantidad (\$V\$) que pasa en el tiempo (\$t\$). El coeficiente de permeabilidad (\$k\$) entonces será:

$$k = \frac{VL}{hAt}$$

El inconveniente en este permeámetro es que, en suelos poco permeables, el tiempo de prueba se hace tan largo que deja de ser práctico, usando gradientes hidráulicos razonables.

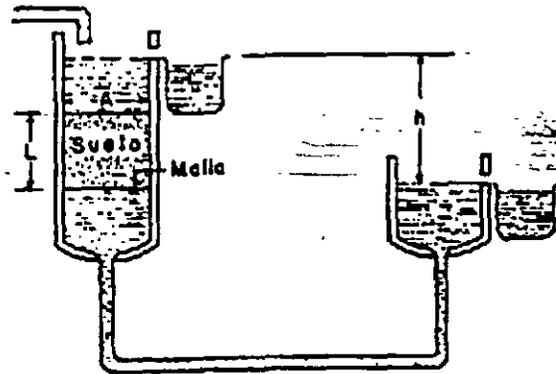


Fig 2.30 Permeámetro de carga constante

Exploración geofísica

La exploración geofísica es una herramienta muy útil en los estudios geológicos. Con ella es posible definir a *grosso modo*:

- La distribución geométrica de las diferentes unidades estratigráficas o macizos rocosos
- Medir constantes elásticas (relación de Poisson y módulos de elasticidad y volumétrico)
- Estimar la calidad de la roca y/o características del suelo
- Arabilidad de los materiales

Esta herramienta depende fuertemente de la interpretación, por lo que la destreza, el dominio de la técnica y experiencia del ingeniero geofísico para obtener y evaluar los datos es significativa en el resultado a obtener.

Los métodos geofísicos tienen la gran ventaja de ser no destructivos, así como ser rápidos y de bajo costo; sin embargo, la precisión de los resultados es baja, por lo que son frecuentemente utilizados en la etapa preliminar de exploración o cuando las condiciones de acceso al sitio son difíciles.

Entre los diferentes métodos geofísicos, los más aplicados al estudio de taludes son:

- Prospección geosísmica: Refracción y reflexión
- Prospección geoelectrica: Sondeo eléctrico vertical y calicateo eléctrico
- Registros geofísicos de pozos: cross-hole, down-hole, up-hole y sonda suspendida

A continuación se hace una descripción breve de dichas técnicas.

Prospección geosísmica

Este método se basa en las características elásticas de los materiales a partir de perturbaciones naturales (sismos) o creadas artificialmente en la superficie del terreno mediante caídas de peso, explosivos y vibradores. La energía generada se propaga por el subsuelo y el aire mediante ondas, y es recibida por sismodetectores o geófonos que transforma la vibración mecánica en señales eléctricas que son amplificadas, filtradas y registradas en los sismógrafos.

La perturbación se propaga en el medio por frentes de onda que sufren modificaciones: reflexiones, refracciones, difracciones, dispersiones, etc. (fig 2.31), que son detectadas en la superficie del terreno por un sismógrafo; el parámetro experimental es el tiempo de arribo de las distintas ondas en que se transforma la perturbación mecánico-elástica en las refracciones y reflexiones de contacto entre capas en el subsuelo.

Leyes de reflexión y refracción

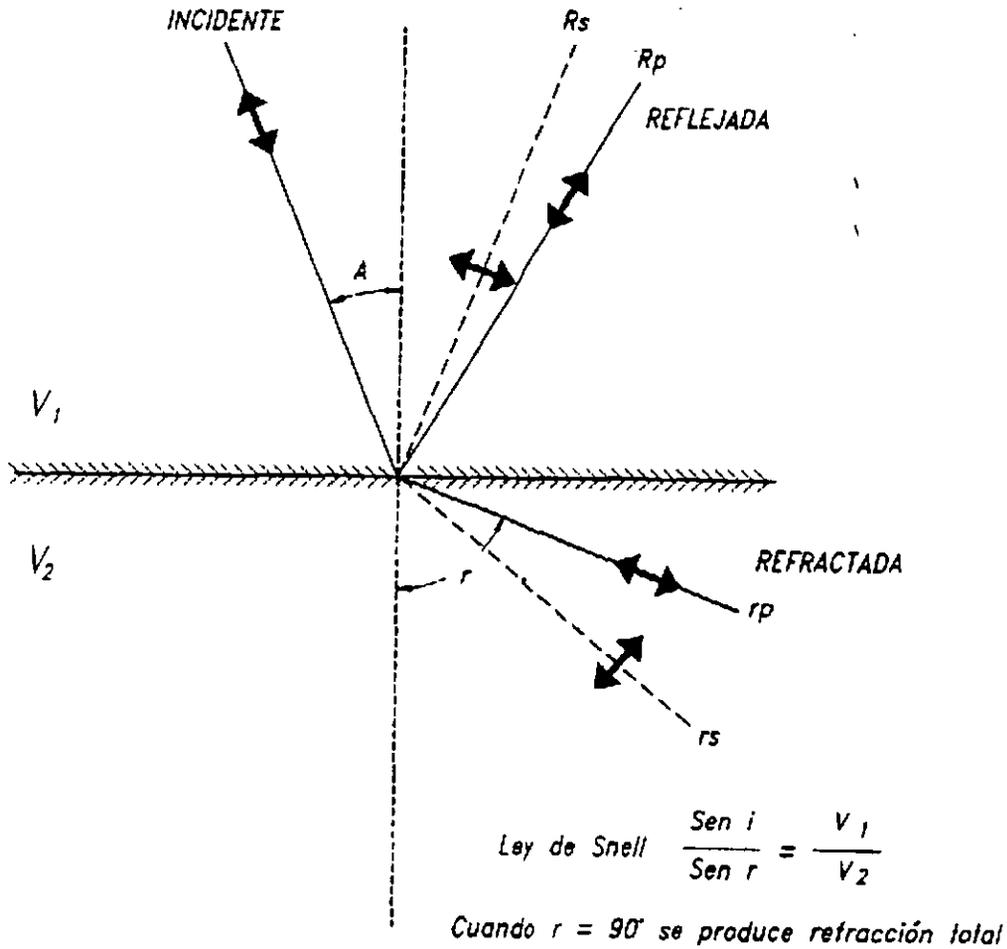


Fig 2.31 Ondas incidentes, reflejadas y refractadas

Las ondas normalmente estudiadas son las (fig 2.32):

- ondas longitudinales (de compresión u ondas P)
- ondas transversales (de corte u ondas S)
- ondas superficiales (Love y Rayleigh)

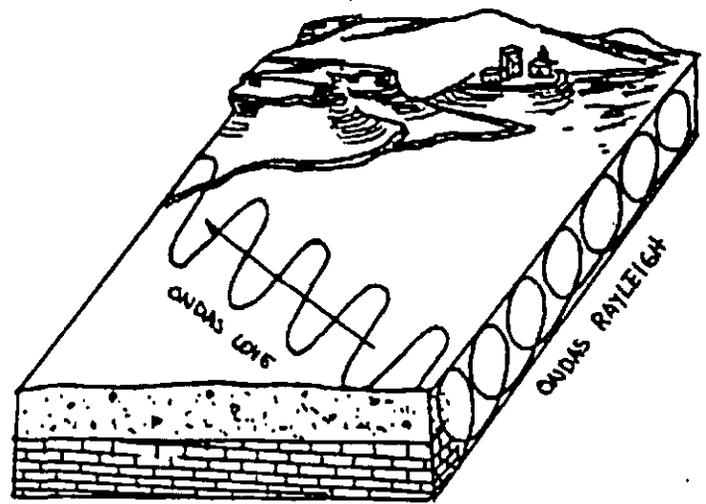
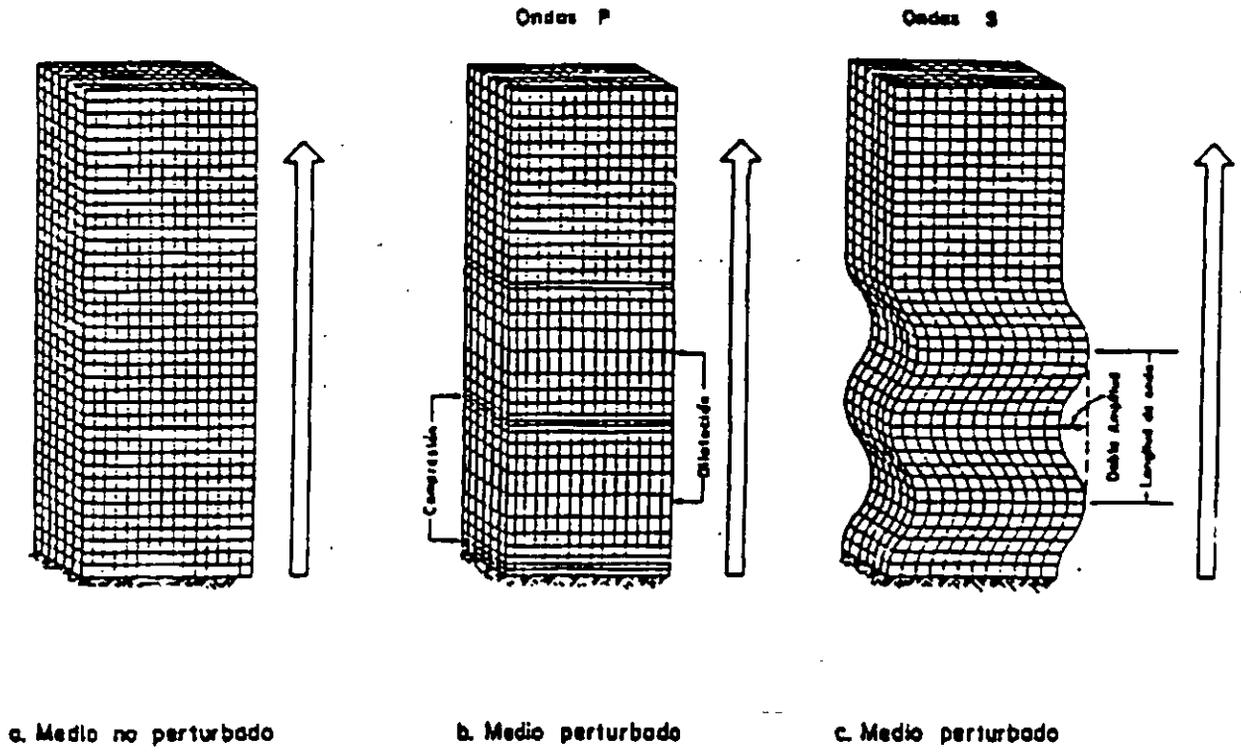


Fig 2.32 Tipos de ondas sísmicas

En problema difícil de distinguir en un sismograma es la llegada de las distintas ondas en función del tiempo y de las características en amplitud y frecuencia. El objetivo de los métodos sísmicos es describir espacialmente la velocidad de propagación de las ondas.

Geosísmica de reflexión (fig 2.33). De los métodos geofísicos es el más costoso pero más preciso. La técnica se basa en producir un disturbio en la superficie del terreno (ya sea mediante una explosión y vibración forzada del terreno) y registrar, en un sismograma de varios segundos, las reflexiones de las ondas que llegan a la superficie; generalmente las ondas de interés son las longitudinales por su mayor velocidad de propagación.

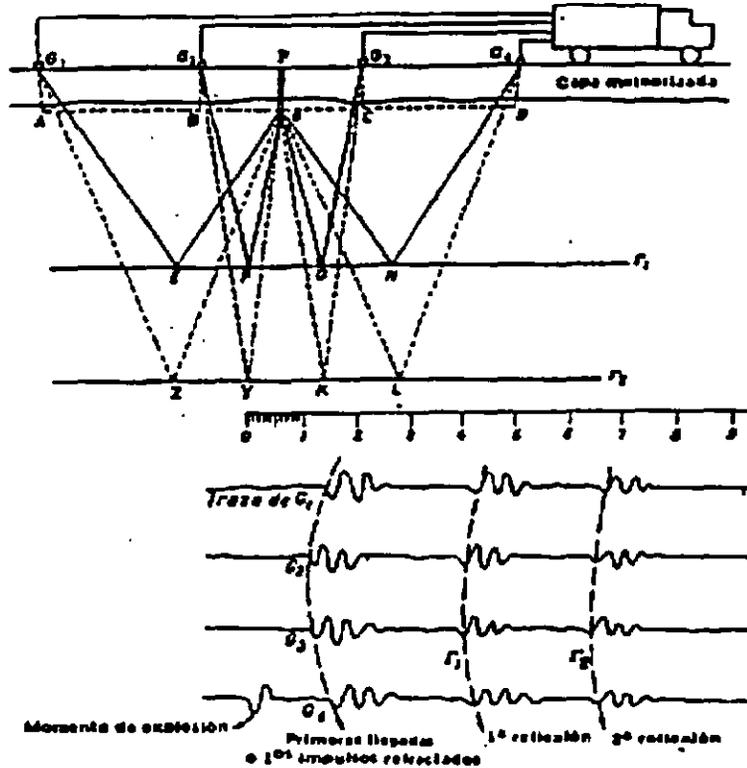


FIG. 2.33

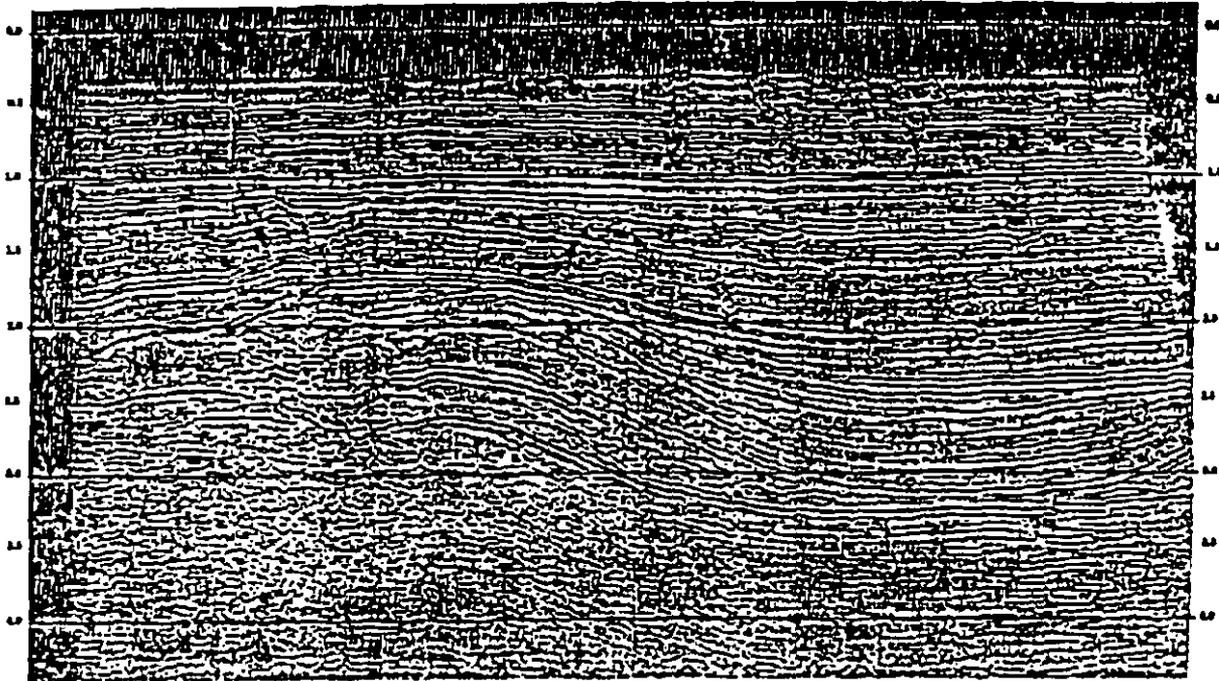
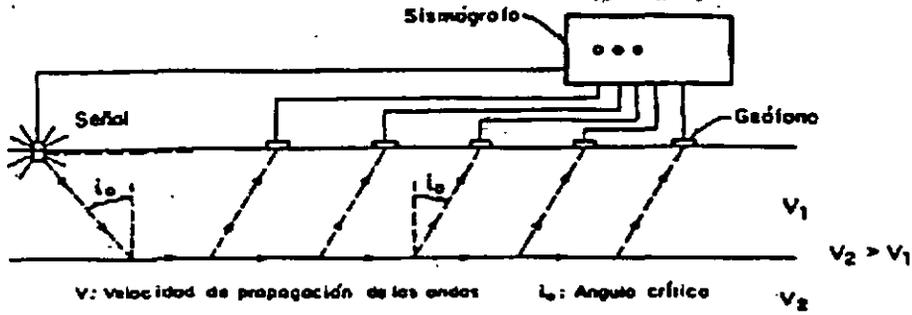


Fig 2.33 Geosísmica de reflexión

Los datos requieren de procesos digitales de eliminación de ruidos, mejora y realce de la información útil e interpretación. En la actualidad es poco conocido el método de reflexión para objetivos someros, aunque existen posibilidades de su futura utilización.

Geosísmica de refracción (fig 2.34). Es un método similar al anterior. Aquí las profundidades de investigación son menores, así como el tiempo de registro. Las ondas que se analizan en este caso son las refractadas en los diferentes contactos geológicos y/o discontinuidades. Una condición importante para la aplicación del método es que la velocidad de propagación de las ondas aumente con la profundidad. El punto donde se produce la perturbación y la ubicación de los geófonos se define en función del objetivo deseado. Cuando el estudio es sobre la superficie, es común efectuar perfiles continuos con puntos de tiro a ambos lados de la línea de geófonos. En ocasiones es necesario corregir los datos por altitud, para así referirlos a un nivel de base y eliminar la capa más superficial cuando es de muy baja velocidad.

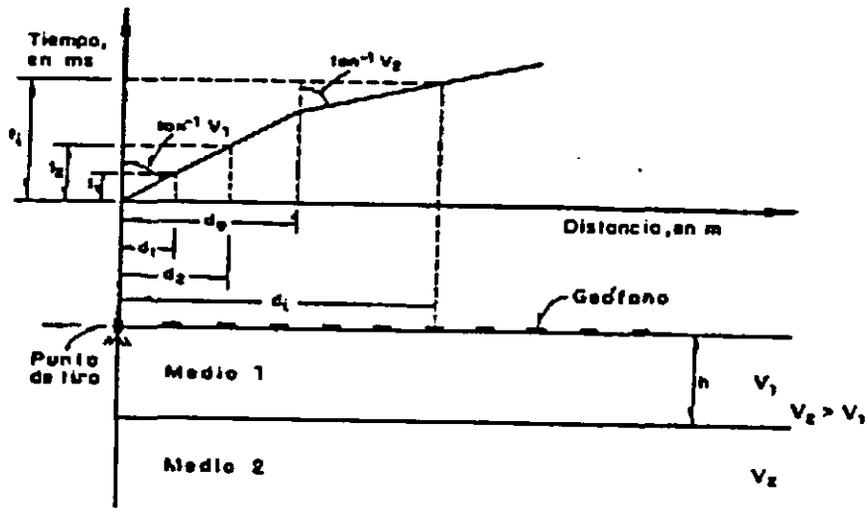


a) Propagación de las ondas sísmicas



b) Registro típico de un oscilógrafo

Operación del método de refracción



V: Velocidad de propagación de las ondas

$$h = \frac{d_0}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}$$

donde d_0 es la distancia crítica del punto de generación de la onda al cambio de pendiente de lo gráfico

Interpretación de una prueba

Fig 2.34 Geosísmica de refracción

De los análisis de los sismogramas es posible distinguir el arribo de las ondas y de ahí construir una gráfica tiempo-distancia. El estudio de las gráficas permite definir la distribución de las velocidades de propagación de onda en el subsuelo; para esto, existen gráficas analíticas y numéricas. Para la adecuada interpretación, la combinación de ellas resulta ser lo más indicado.

Cuando se desea cuantificar los parámetros elásticos, tales como la relación de Poisson (ν) y el módulo de elasticidad o de Young (E), es necesario conocer las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales; para esto es necesario elegir adecuadamente la fuente y los sismodetectores. Las siguientes ecuaciones son utilizadas para evaluar las constantes elásticas:

$$\text{Relación de Poisson} \quad \nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}$$

$$\text{Módulo de rigidez} \quad G = \frac{\gamma}{g} V_s^2$$

$$\text{Módulo de elasticidad} \quad E = 2G(1 + \nu) = V_s^2 \frac{\gamma}{g} \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

$$\text{Módulo volumétrico} \quad k = \frac{1}{3} \frac{E}{(1 - 2\nu)}$$

donde, V_p y V_s : las velocidades de la onda compresional y de corte respectivamente,

γ : el peso volumétrico del material y

g : la constante de atracción gravitatoria.

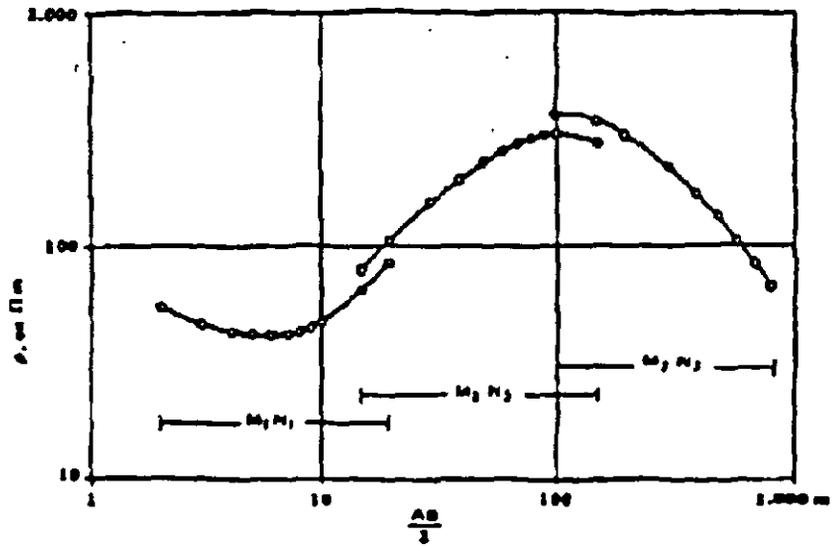
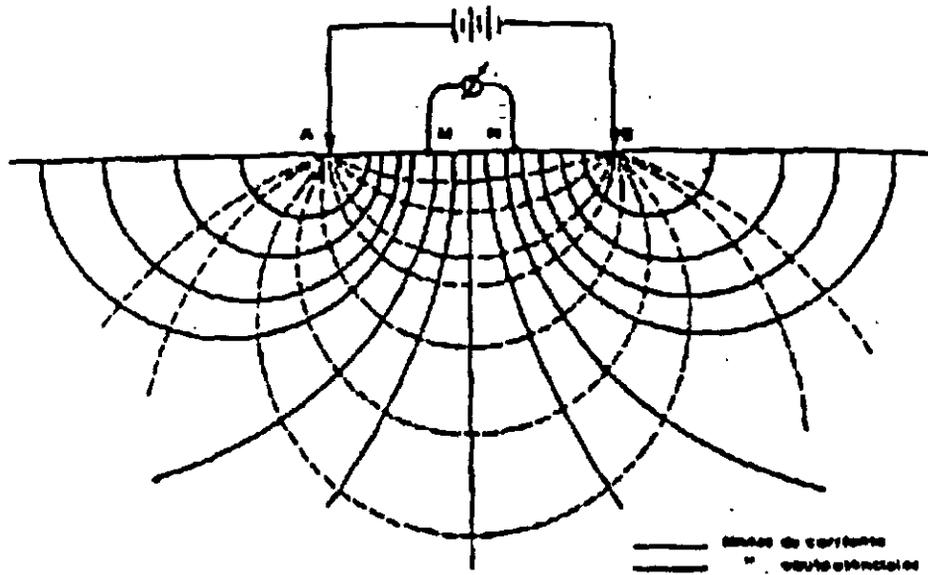
En la tabla 2.8 se indican criterios para evaluar la calidad de macizo rocoso

Tabla 2.8 Evaluación de la calidad de los materiales

TIPO DE MACIZO ROCOSO Y SUELO	PROPIEDADES GEOFÍSICAS	DESCRIPCIÓN DE LA ROCA Y SUELO
A	velocidad alta y resistividad baja	Roca densa, débilmente alterada y poco fracturada
B	velocidad alta y resistividad media	Roca competente y de baja permeabilidad
C	velocidad alta y resistencia baja	Roca permeable, densa, fracturada y con arcilla
D	velocidad media y resistencia alta	Roca levemente alterada y fracturada
E	velocidad media media a baja resistividad	Roca permeable, fracturada e intemperizada
F	velocidad baja y resistividad cualquiera	Roca decomprimida o suelo, permeable e intemperizada
R	zona anómala	Fallas, cuerpos intrusivos, etc
suelo suave	velocidad menor de 600 m/s	
suelo firme	velocidad entre 600 y 800 m/s	
Intervalos: velocidad alta > 3500 m/s		resistividad alta > 500 Ω-m
velocidad media 2000 a 3500 m/s		resistividad media 200 a 500 Ω-m
velocidad baja < 2000 m/s		resistividad baja < 200 Ω-m

Prospección geoelectrica

Consisten en crear artificialmente un campo eléctrico estacionario por contactos galvánicos (electrodos) y medir los potenciales generados en otros puntos para tener el valor de la resistividad eléctrica (fig 2.35).



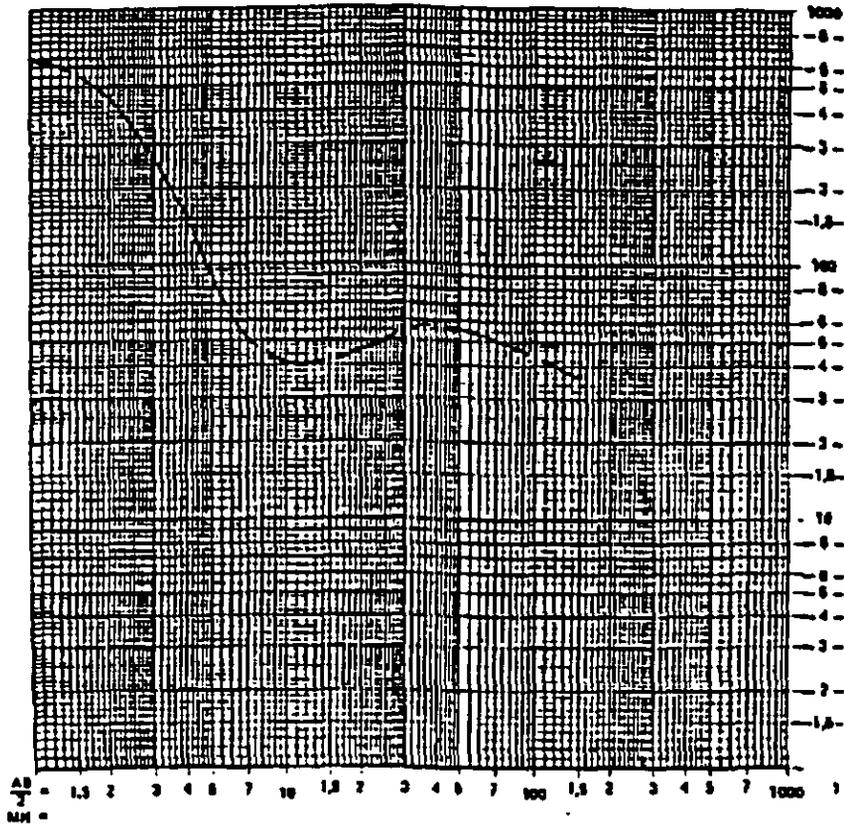


Fig 2.35 Prospección geoelectrica

El procedimiento de operación puede efectuarse de dos maneras: *sondeo eléctrico vertical* y el *perfilaje eléctrico*.

En el sondeo eléctrico vertical, conocido con las siglas SEV, la geometría de la disposición de electrodos se conserva con respecto a un punto de simetría y sólo se incrementa la separación entre electrodos (principalmente de corriente), con esto se logra tener información de la resistividad del terreno con respecto a la profundidad, en el punto alrededor del centro de simetría del arreglo. Una de las hipótesis importantes de esta técnica es que el subsuelo deberá simularse como un medio pseudoestratificado, con lo cual la interpretación cuantitativa es de buena calidad; sin embargo, últimamente se han desarrollado técnicas para estudiar modelos más complejos. Respecto a la interpretación cualitativa no se tienen restricciones. Es conveniente comentar que esta técnica se ha utilizado en muchos problemas de geotécnica en la mayoría de los casos con éxito.

Para el *perfilaje o calicateo eléctrico* se emplean las mismas disposiciones de electrodos y el modo de operación es desplazar el centro de simetría sin variar la distancia entre los electrodos del arreglo, con esto la investigación es lateral. Por tanto esta técnica se utiliza para detectar cambios laterales de litología, contactos verticales, fallas, etc. La interpretación del perfilaje es cuantitativa.

La tendencia actual de los métodos eléctricos es combinar los procedimientos anteriores, para que la investigación de resistividad sea al menos en dos direcciones: a profundidad y sobre un eje paralelo a la superficie del terreno; de esta manera se podrían interpretar modelos más complejos y efectuar correcciones por topografía no realizadas comúnmente en la actualidad.

Los métodos eléctricos se han utilizado con éxito en la mayoría de problemas geotécnicos en las etapas de planeación, construcción y conservación de obras civiles.

Registros geofísicos de pozos

En estas técnicas se mide alguna propiedad física del terreno a lo largo del sondeo.

Los métodos *Up-hole*, *Down-hole*, *Cross-hole* y *Sonda suspendida* son más precisos porque la fuente y/o los geófonos se ubican en los materiales que interesan, en el interior de los barrenos.

La técnica *down-hole* (fig 2.36) consiste en situar en el interior de un barreno una serie de geófonos para registrar las ondas generadas por una fuente de energía ubicada en la superficie del terreno junto a la perforación, mientras que en el método *up-hole* los geófonos se sitúan en superficie y la explosión se realiza en diferentes profundidades del barreno (fig 2.37). Este método sirve para detallar la información obtenida con refracción y para definir la velocidad de las ondas en materiales de baja velocidad no definidas por el método de refracción.

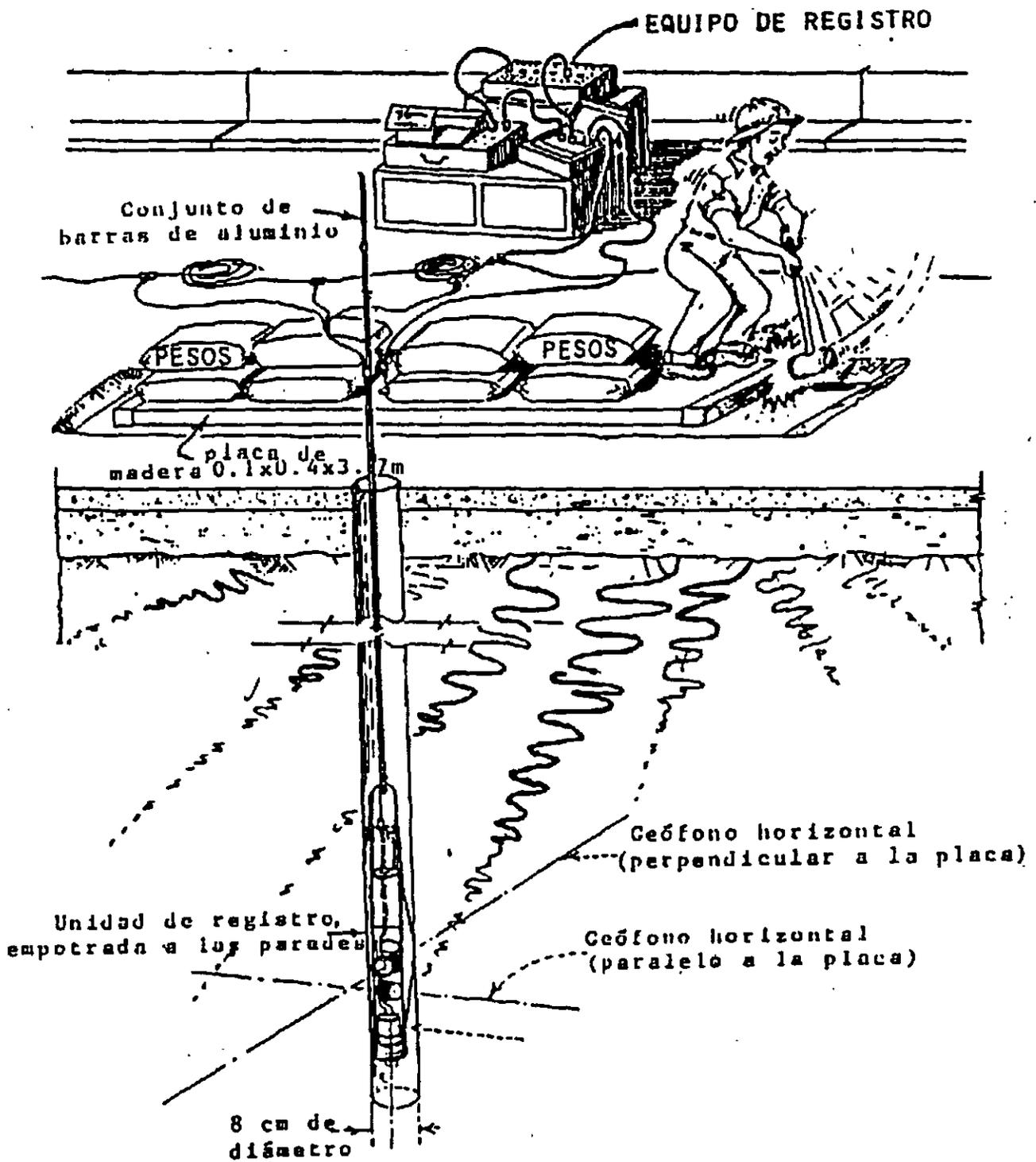


Fig 2.36 Prueba Down-hole

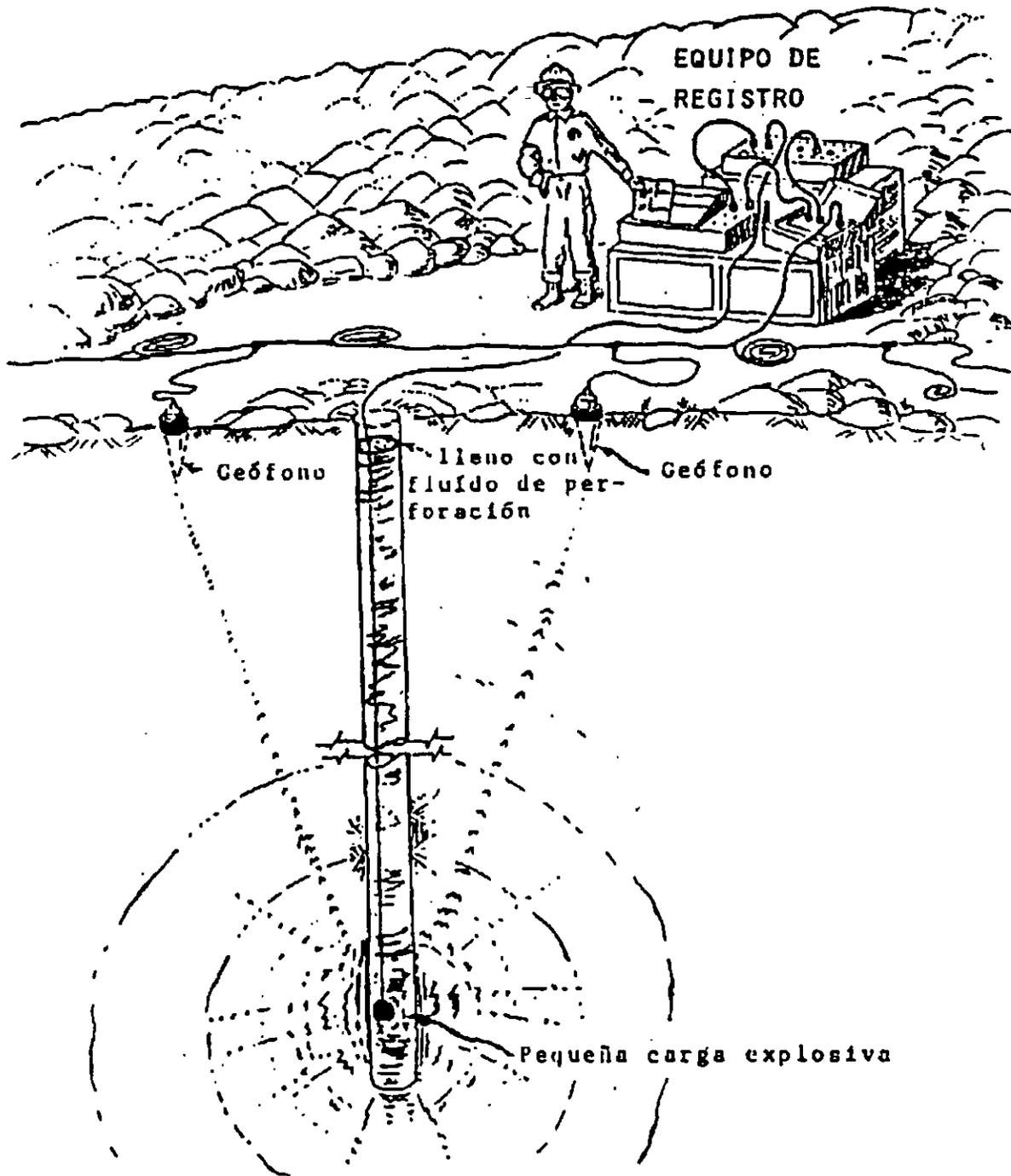


Fig 2.37 Prueba Up-hole

En ocasiones se hacen estudios de up-hole como antecedentes a los de refracción.

El método cross-hole (fig 2.38) proporciona los mejores datos porque la fuente y los geófonos están en el mismo medio, es decir, teniendo dos barrenos cercanos en uno de ellos se colocan los geófonos y en el otro se realiza la explosión, ambos a la misma profundidad. El problema para la ejecución consiste en no dañar la perforación si se desea registrar en varios horizontes.

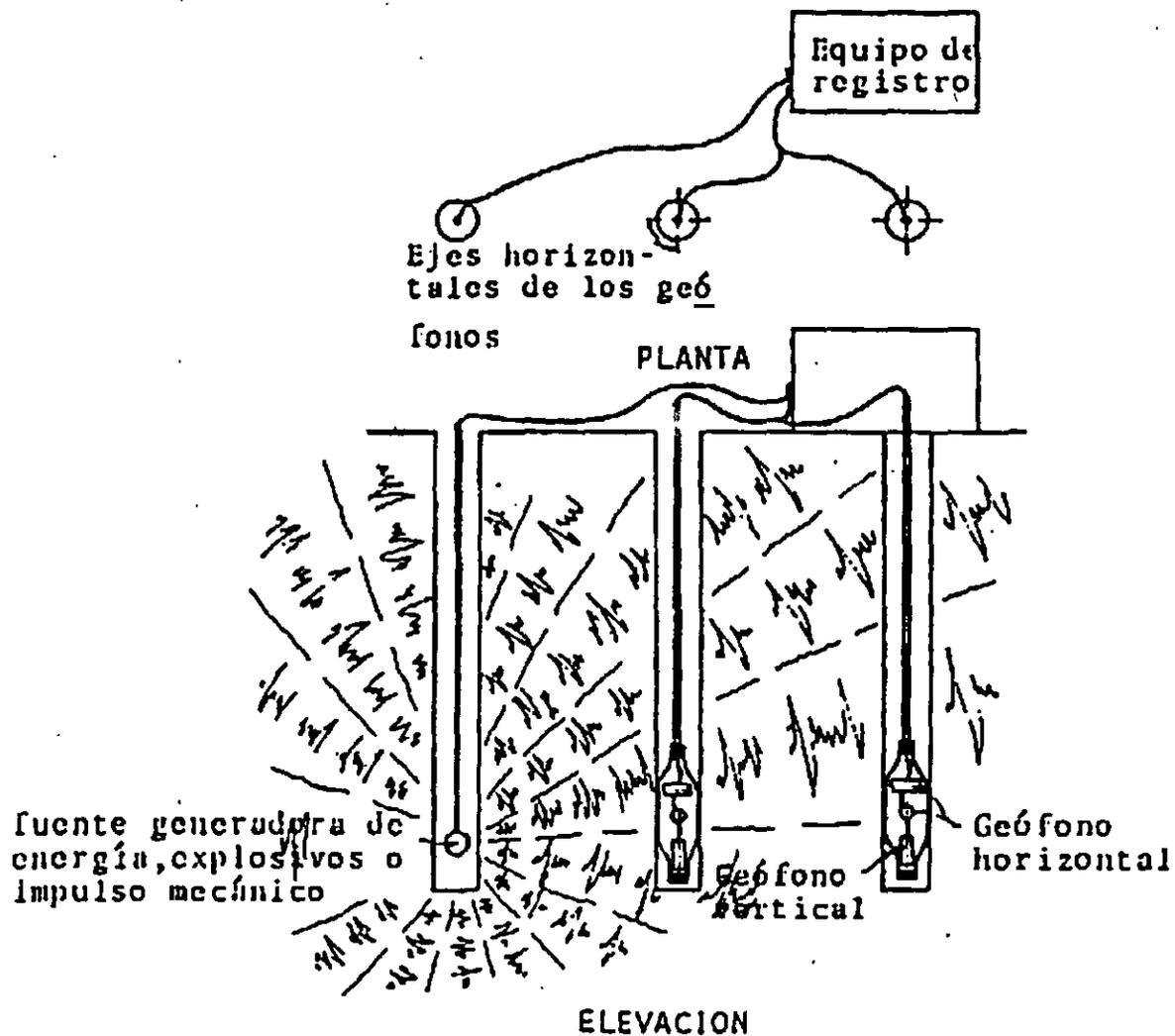


Fig 2.38 Prueba Cross-hole

Estas técnicas son útiles para incrementar la confiabilidad de la información en áreas de geología compleja, por ejemplo en túneles.

El desarrollo actual de registros geosísmicos en barrenos es la sonda suspendida (fig 2.39). En la parte inferior de la sonda se tiene la fuente de energía, mientras que en la superior un grupo de geófonos, ambas partes se encuentran aisladas mediante sistemas de amortiguamiento. El procedimiento de medición es muy sencillo, ya que solamente se va colocando la sonda a diferentes profundidades para realizar la medición.

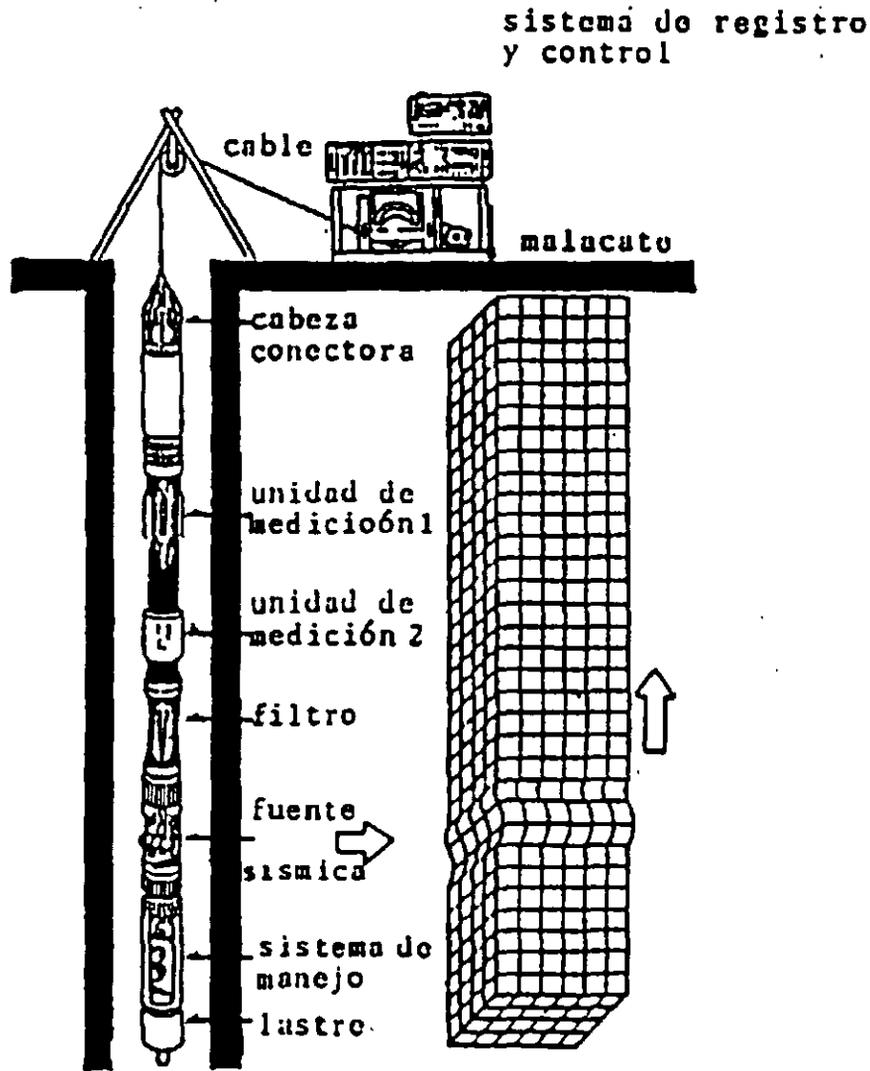
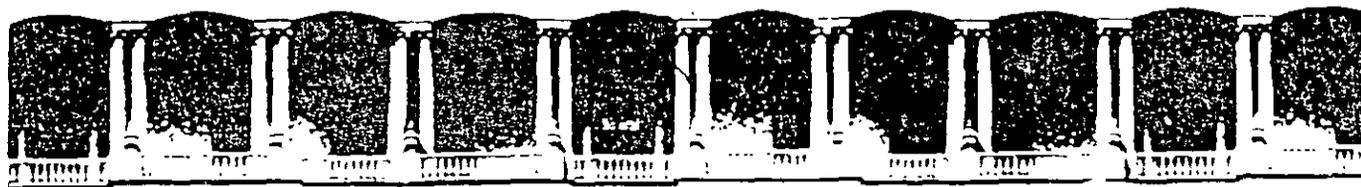


Fig 2.39 Sonda suspendida

La sonda se complementa con un equipo de amplificación, corrección, filtraje, registro e interpretación de los resultados que se encuentra en la superficie y que trabaja al mismo tiempo de la ejecución del ensaye. Esta técnica ha dado excelentes resultados, desafortunadamente su costo es alto.

Referencias

- Bowles, J. (1988), *Foundation Analysis and Design*, Edit Mc Graw Hill, 4a ed, EUA.
- Comisión Federal de Electricidad (1979), *Manual de Diseño de Obras Civiles, Geotecnia B.3.1 y B.2.2.*, México.
- Goodman, E. R. (1989), *Introduction to Rock Mechanics*, Second Edition. John Wiley and Sons, New York.
- Hoek, E. y E.T. Brown (1985), *Excavaciones Subterráneas en Roca*, Edit Mc Graw Hill, México.
- Juárez, Badillo E. y A. Rico (1967), *Mecánica de Suelos*, Edit Limusa Wiley, México.
- Rico, A. y H. del Castillo (1977), *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*, Vol II Edit Limusa Wiley, México.
- Santoyo, E., L. Riqing y E. Ovando (1989), *El cono en la exploración geotécnica*, Edit TGC Geotecnia.
- Tamez, E., E. Santoyo, F. Mooser y C. Gutiérrez (1987), *Manual de Diseño Geotécnico*, Volumen 1, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), México.
- Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, Edit John Wiley and Sons, EUA.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

**MECANISMO SIMPLIFICADO DE ESTABILIDAD DE
TUNELES EXCAVADOS EN SUELOS**

**EXPOSITOR: M. EN I. JOSE LUIS RANGEL NUÑEZ
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

Mecanismo Simplificado de Estabilidad de Túneles Excavados en Suelos

E. Tamez, J.L. Rangel y E. Holguin

1 Introducción

La construcción de túneles se desarrolló esencialmente como un arte basado en las experiencias de la minería. Hasta hace unos 50 años, los ingenieros mineros o civiles con experiencia tomaban sus decisiones relativas al procedimiento de construcción basándose en el reconocimiento visual del frente después de excavado, para evaluar la estabilidad del túnel en función del aspecto de la roca o suelo del frente, así como de los desplazamientos observados y de la magnitud de los asentamientos inducidos en la superficie del terreno; la información geológica servía, en el mejor de los casos, de indicador.

El proceso de construcción quedaba, necesariamente, expuesto a frecuentes modificaciones o accidentes, donde la capacidad de improvisación y la experiencia práctica eran las únicas bases del ingeniero para resolver los problemas del diseño y construcción. Esta experiencia empírica, a menudo valiosa, era difícil de extrapolar a otras condiciones geológicas, pero ha sido la base para el desarrollo de los criterios de diseño y construcción actuales, que se auxilian, además, del conocimiento de la estructura geológica y las propiedades mecánicas de los suelos y de las rocas, así como de la correlación entre estas propiedades y el comportamiento observado de túneles reales durante la construcción y después de concluida.

Se podría decir que los primeros intentos por racionalizar el *diseño y la construcción de túneles excavados en suelos* los inicia K. Terzaghi (1942) al establecer los criterios de diseño para el ademe primario, basados en experiencias de campo y en la Teoría del Arqueo. Sus experiencias en los túneles del Metro de Chicago (Terzaghi, 1942) han sido la mejor guía en este campo. Broms y Bennerwark (1967)

contribuyeron muy significativamente al estudiar la estabilidad de excavaciones verticales, y Peck (1969), con su artículo "El Estado del Arte sobre Excavaciones Profundas y Túneles", estableció conceptos básicos relativos al diseño de revestimientos y a la evaluación de asentamientos superficiales.

Las notables características del subsuelo de la ciudad de México y la experiencia ganada, a partir de 1960, en la construcción de más de 120 km de túneles para el Sistema de Drenaje y el Metro, que atraviesan una gran diversidad de suelos y de rocas, han propiciado el desarrollo de procedimientos de análisis para el diseño de túneles, apoyados en la Ingeniería Geológica y en la Mecánica de Suelos. Estos procedimientos incluyen la aplicación de modelos mecánico-analíticos (Tamez, 1984 y Reséndiz y Romo, 1981) y de modelos numéricos que facilitan el análisis bidimensional del estado de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo o de roca que rodea a la cavidad de un túnel.

Los enfoques más recientes incluyen investigaciones con modelos de elementos finitos; sin embargo, la estabilidad del frente de excavación de un túnel es un problema tridimensional cuya solución práctica se facilita notablemente con la ayuda de un modelo mecánico simple.

El modelo mecánico que aquí se describe se basa en la observación del comportamiento de túneles y de fallas ocurridas durante su construcción, y se genera al realizar la síntesis de dichas observaciones utilizando un *Mecanismo de Falla Simplificado*, a partir del cual se llega a un método de análisis y diseño de túneles sencillo y de fácil aplicación.

La experiencia obtenida en México, tanto en el diseño de túneles como en la observación del comportamiento durante la construcción, ha sido altamente positiva; con base en ella, a medida que se avanza en este campo, se van perfeccionando los criterios a seguir en el diseño y la construcción.

El propósito de este capítulo es presentar, de manera sintetizada, los criterios básicos, producto del análisis de esta experiencia y de la de otras metrópolis; en el capítulo último se presentan varios ejemplos de casos reales en los que estos criterios han sido utilizados en el diseño y

confrontados con la realidad observada durante la construcción. Los autores esperan contribuir así a la búsqueda de soluciones constructivas cada vez mejores para los túneles en diferentes condiciones de suelos.

2 *Criterios de análisis y diseño*

El método de análisis de la estabilidad del frente de un túnel que se explica a continuación está basado en un mecanismo de falla simplificado obtenido a partir de la observación y estudio de fallas ocurridas en la práctica de la construcción, así como en modelos de laboratorio. El análisis de este mecanismo facilita la comprensión y evaluación de los factores que intervienen en el equilibrio de la masa de suelo circundante al túnel bajo los esfuerzos inducidos por la cavidad que deja la excavación.

El análisis del equilibrio del mecanismo propuesto permite establecer una ecuación general de estabilidad para calcular el factor de seguridad contra colapso del frente, en función de diversos factores, como son:

- *la profundidad de la clave del túnel (H)*
- *el ancho y la altura de la sección excavada (D y A)*
- *la longitud de avance sin apoyo temporal (a)*
- *el peso volumétrico y parámetros de resistencia al corte del suelo (γ , c y ϕ)*
- *la sobrecarga superficial y la presión interior en el túnel (q_s , p_f y p_a).*

Todo esto resulta de interés práctico al diseñador y al constructor, ya que los ayuda a tomar decisiones mejor fundamentadas relativas al ***diseño del procedimiento de construcción más conveniente***, dentro de los requisitos óptimos de seguridad y economía.

A partir de la ecuación general de estabilidad se deducen otras ecuaciones aplicables a los casos particulares más frecuentes de suelos, divididos en dos grandes grupos:

- a) En túneles excavados en ***suelos puramente cohesivos***, ejemplificados por las arcillas saturadas, donde *la resistencia al corte puede considerarse razonablemente constante* dentro del período de construcción; los resultados de la ecuación particular para este tipo de suelos, comparados con los obtenidos por varios investigadores mediante modelos experimentales, son muy similares.

- b) En el caso más general de *suelos cohesivo-friccionantes*, en los que *la resistencia al corte es una función del esfuerzo normal al plano de falla*, se hace indispensable conocer la distribución de este esfuerzo a lo largo de la superficie de falla; esta distribución de esfuerzos varía durante el proceso de construcción. El problema de la distribución de esfuerzos en un mecanismo tridimensional se resuelve aquí, de manera aproximada, mediante una combinación de la teoría de la elasticidad (Juárez Badillo y Rico, 1967) y una solución modificada de la teoría del arqueo de Terzaghi (Terzaghi, 1942 y 1945-46). La ecuación de estabilidad que se obtiene para este tipo de suelos explica y reafirma la experiencia observada en *túneles excavados en los suelos duros y tobas del valle de México*.

Por otra parte, en el capítulo último del libro, se incluyen *ejemplos de aplicación de las ecuaciones a casos reales de túneles construidos en arcillas y en suelos cohesivo-friccionantes*, en cuyo diseño y construcción los autores han tenido la oportunidad de participar.

2.1 Ecuación general de estabilidad del frente

2.1.1 Descripción del mecanismo de falla

Antes de la construcción de un túnel existe en el suelo un estado inicial de esfuerzos naturales en equilibrio, el cual se altera al hacer la excavación, generándose un nuevo estado de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo que rodea al frente y a la periferia de la cavidad. Si el suelo no es capaz de soportar estos nuevos esfuerzos se produce el colapso del frente, que puede propagarse hasta la superficie del terreno, dando lugar a un hundimiento como el que ilustra la fig 2.1.

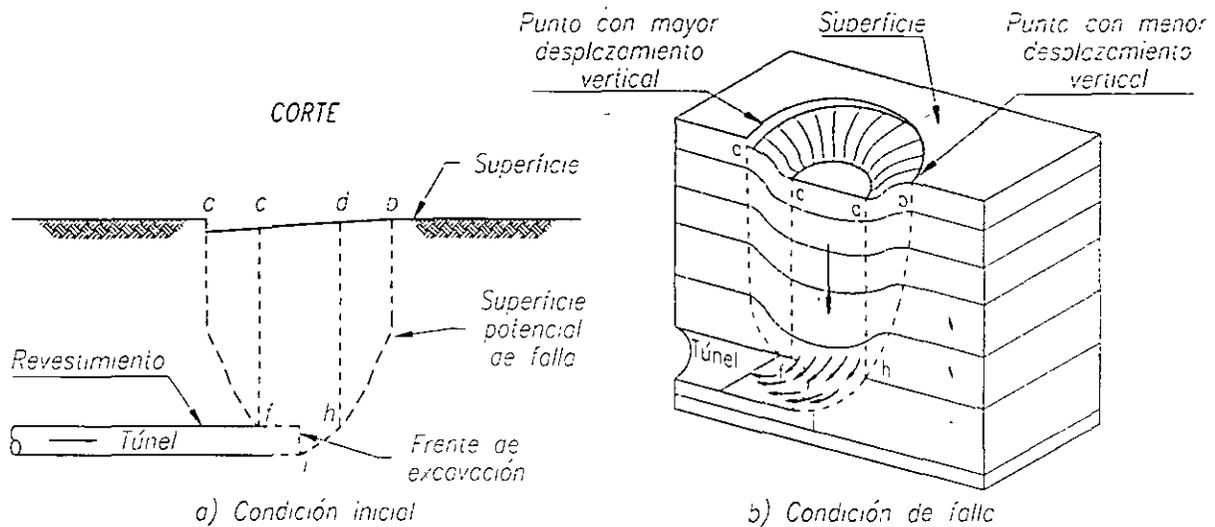


Fig 2.1 Falla del frente

La forma de este mecanismo se ha observado en fallas ocurridas en túneles reales (Moreno y Schmitter, 1981) y ha sido medida y cuantificada también en modelos de arcilla, a escala, sometidos en el laboratorio a fuerza centrífuga hasta alcanzar la falla (Kimura y Mair, 1981).

En la masa de suelo afectada por el colapso del frente de un túnel se distinguen tres zonas con diferentes patrones de deformación (fig 2.1): al centro queda un prisma de suelo (*cdhf*) que cae verticalmente sin sufrir deformaciones importantes, como si fuera un **cuerpo rígido**; alrededor de este prisma deslizante central se desarrolla otra zona (*acf* y *bdh*) en la que el suelo muestra grandes **deformaciones angulares**, indicando con ello que los desplazamientos de esa zona son producidos por esfuerzos cortantes verticales; bajo la base del prisma central se forma otra zona, identificada con las letras *fhi* en la fig 2.1, en la que el suelo que se encuentra detrás del plano vertical del frente sufre **desplazamientos verticales y horizontales** por esfuerzos cortantes que distorsionan completamente su estructura original.

2.1.2 Mecanismo de falla simplificado

Observando los patrones de deformación de la fig 2.1 se advierte la posibilidad de analizar el equilibrio de la masa de suelo que rodea al

frente del túnel, antes de la falla, mediante el mecanismo simplificado que se muestra en la fig 2.2, el cual está formado por tres prismas:

- *Prisma 1.* Se forma adelante del frente y tiene la forma triangular de una cuña de Coulomb.
- *Prisma 2.* Es rectangular y se apoya sobre la cuña del frente.
- *Prisma 3.* Es rectangular y se localiza sobre la clave de la zona excavada sin soporte.

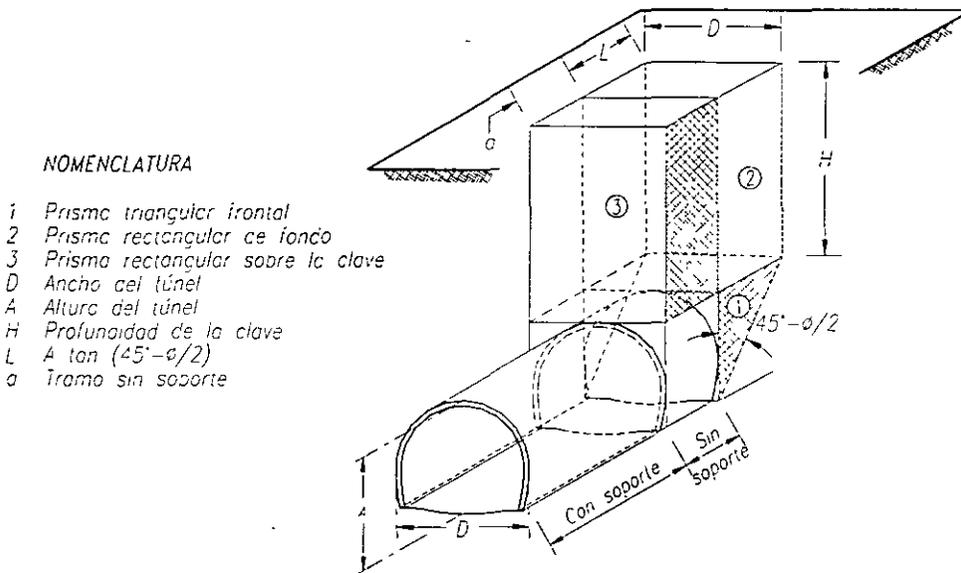


Fig 2.2 Equilibrio del mecanismo de falla simplificado del frente

Las dimensiones de estos prismas están condicionadas por **la geometría del túnel, las propiedades mecánicas del suelo y la longitud excavada sin soporte.**

En el equilibrio de este mecanismo de falla del frente intervienen:

- Las fuerzas actuantes.** Por una parte, las **fuerzas internas**, dadas por los pesos de los prismas que tienden a producir el movimiento descendente del conjunto, cuya magnitud se determina fácilmente en función del volumen de los prismas y el peso volumétrico del suelo, como lo muestra la primera columna de la tabla 2.1. Por otra, las **fuerzas externas**, que pueden o no estar presentes, como: la

sobrecarga superficial producida por el peso de estructuras existentes en la superficie del terreno o por el tránsito de vehículos o maquinaria de construcción, así como las presiones interiores ejercidas sobre el frente y la clave, aplicadas por aire comprimido o por escudos de frente presurizado, o por tableros apoyados en gatos hidráulicos de capacidad conocida.

- b) **Las fuerzas resistentes.** Son derivadas de la **resistencia del suelo al esfuerzo cortante** y se desarrollan en las caras de los prismas rectangulares y en el prisma triangular, al desplazarse éstos hacia abajo. Su magnitud depende, en el caso más general, de la cohesión y ángulo de fricción del suelo, así como de la intensidad y distribución de los esfuerzos de compresión horizontales que actúan sobre las caras de los prismas, inducidos en la masa del suelo que rodea a la cavidad, al hacer la excavación. Para valuar las **fuerzas cortantes resistentes** se emplean aquí algunas hipótesis simplificadorias cuya justificación teórica se explica en el **apéndice A**.

Hipótesis simplificadorias

1. **La distribución de los esfuerzos** inducidos por la excavación sobre las caras verticales de los prismas 2 y 3, siguen, **en el caso más general de los suelos elasto-plásticos**, leyes de distribución que pueden representarse, en forma simplista, por líneas rectas, como se muestra en el lado izquierdo de la fig 2.3, la cual representa al prisma 3 sobre la clave del túnel, cuyo ancho es D y longitud a perpendicular al plano del papel.

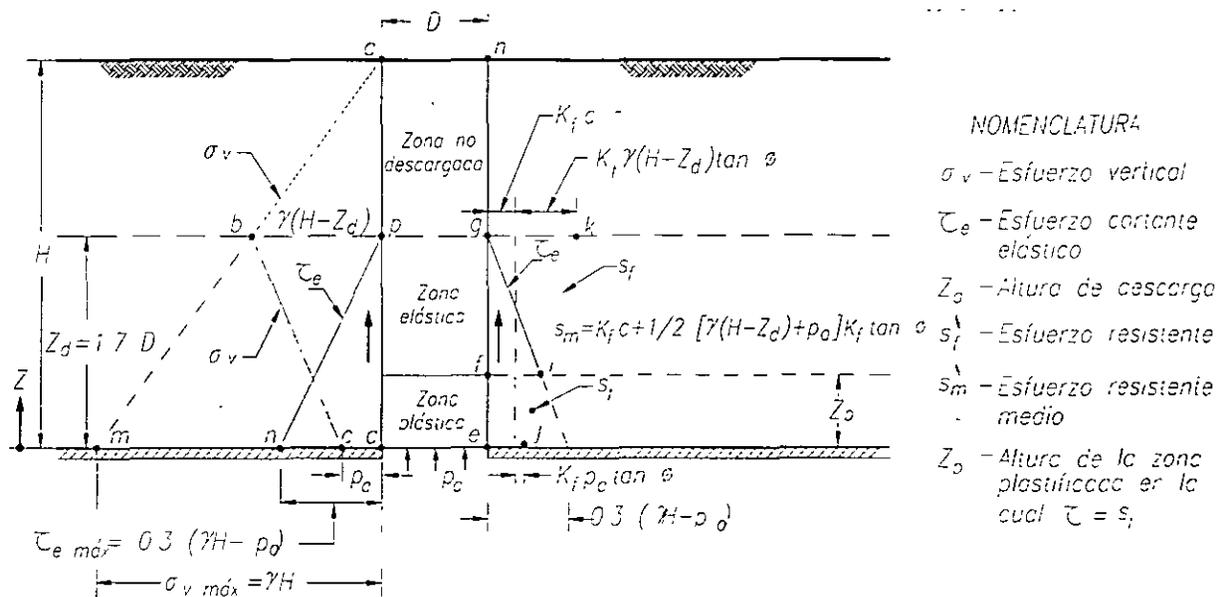


Fig 2.3 Hipótesis de distribución de esfuerzos verticales, cortantes y resistentes a lo largo de las caras del prisma deslizante (prisma 3), hasta la altura Z_d

La recta am es el diagrama de esfuerzos verticales $\sigma_v = \gamma(H-z)$, antes de la descarga de la base del prisma por el avance de la excavación; en ese momento, el máximo esfuerzo vertical se produce en el punto m que está en la base del prisma y vale $\sigma_{vmax} = \gamma H$. Al avanzar la excavación se produce la descarga de la base del prisma. Suponiendo que se emplea en el túnel una presión interior igual a p_a , el diagrama de esfuerzos verticales se reduce según la recta cb que intercepta a la am en el punto b , cuya altura $Z_d = 1.7D$; en este punto, el esfuerzo es $\sigma_v = \gamma(H-Z_d)$, mientras que, en la base del prisma es $\sigma_v = p_a$. La altura Z_d marca la **zona de descarga** dentro de la cual se distribuyen los efectos de la descarga $\sigma_d = (\gamma H - p_a)$, cuya influencia disminuye linealmente con la altura z sobre la base, hasta anularse en Z_d . En la zona que se encuentra arriba de Z_d , la disminución del esfuerzo vertical es despreciable y se le considera nulo, por lo que se llama **zona no descargada**. Dentro de la altura Z_d se desarrollan, a lo largo de la cara del prisma de suelo, esfuerzos cortantes paralelos al plano de la cara, cuya magnitud varía linealmente desde cero en el punto p hasta un máximo $\tau_{max} = 0.3(\gamma H - p_a)$ en el punto n , en la base del prisma. Esta distribución lineal se considera válida cuando los esfuerzos cortantes τ_e

no exceden la resistencia al corte del suelo en ningún punto de la cara del prisma; en esta condición, el suelo se encuentra en equilibrio elástico.

En cambio, si en alguna zona de la parte inferior de la cara del prisma los esfuerzos elásticos τ_e son mayores que la resistencia al corte, el suelo entrará en equilibrio plástico en esa zona; entonces la distribución de esfuerzos cortantes se modifica como indica el diagrama del lado derecho de la fig 2.3. En este diagrama, la línea jk representa la distribución de los esfuerzos resistentes s_f , calculados a partir del diagrama de esfuerzos verticales indicados por la línea quebrada abc del lado izquierdo de la figura; la resistencia al corte máxima está representada por la abscisa gk y vale $s_{fmax} = K_f c + K_f \gamma(H-Z_d)\tan\phi$, el valor mínimo está indicado por la abscisa ej y vale $s_{fmin} = K_f c + K_f \rho a \tan\phi$. La línea gi es igual al diagrama de esfuerzos cortantes elásticos del lado izquierdo e intercepta al diagrama de resistencias en el punto i ; arriba de este punto, los cortantes elásticos son menores que las resistencias, por lo cual se tiene equilibrio elástico, mientras que debajo del punto i , ambos esfuerzos son iguales y el equilibrio es plástico. La altura Z_p marca el límite superior de la zona plástica.

1. **La altura Z_d es 1.7 veces el diámetro o ancho D del túnel.** Aunque este valor es teóricamente aceptable hasta una longitud del avance sin soporte α igual a un diámetro D , su valor teórico se incrementa con la longitud del avance, según la teoría de la elasticidad; sin embargo, los resultados de mediciones en modelos a escala en los que la falla se produce por plastificación del suelo circundante al túnel (Ovando, 1995), indican que Z_d se mantiene prácticamente constante en un valor igual a $1.7D$ hasta longitudes del avance sin soporte de $5 D$.
2. **Esfuerzos cortantes resistentes.** Suponiendo que en las caras verticales de los prismas se desarrollara una condición de falla sin cambiar los esfuerzos verticales elásticos σ_v , los esfuerzos cortantes resistentes, actuando en los planos verticales hasta la altura Z_d , están expresados por la siguiente ecuación:

$$s_f = K_f c + K_f \sigma_v \tan\phi$$

En la que: s_f esfuerzo cortante resistente sobre las caras verticales de los prismas

K_f es un coeficiente cuyo valor es una función del ángulo de fricción interna, dado por la expresión:

$$K_f = \frac{1 - \operatorname{sen}^2 \phi}{1 + \operatorname{sen}^2 \phi} \quad (\text{A.3})$$

σ esfuerzo de compresión vertical actuante a lo largo de la cara del prisma, cuyo valor varía desde p_a en la base del prisma, hasta $\gamma(H - Z_d)$ (fig 2.3)

c cohesión del suelo, determinada por la ordenada al origen de la envolvente de Mohr, obtenida en pruebas de compresión triaxial no drenadas en especímenes con humedad natural

ϕ ángulo de fricción interna obtenido de la misma envolvente ya mencionada

4. **La fuerza resistente desarrollada por el prisma triangular** del frente (prisma 1) es igual a su capacidad de carga, dada por la expresión:

$$Q = \left(2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p \right) LD$$

siendo $K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ y p_f la presión aplicada en el frente de la excavación.

2.1.3 Factor de seguridad del frente

La estabilidad del mecanismo de falla del frente que muestra la fig 2.2 se analiza estableciendo la relación entre las fuerzas actuantes y resistentes que se desarrollan en el frente de excavación. En la fig 2.4 se muestra una sección longitudinal del túnel con el conjunto de prismas que integran el mecanismo de falla y todas las fuerzas que pueden intervenir en su equilibrio.

El factor de seguridad se expresa como la relación entre las sumas de los momentos de las fuerzas resistentes y de los momentos de las fuerzas

actuantes, tomados respecto a un eje horizontal que pasa por el punto O y es perpendicular al eje del túnel; así se tiene:

$$FS = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \quad (2.1)$$

donde: FS factor de seguridad
 $\sum M_r$ suma de los momentos de las fuerzas resistentes
 $\sum M_a$ suma de los momentos de las fuerzas actuantes

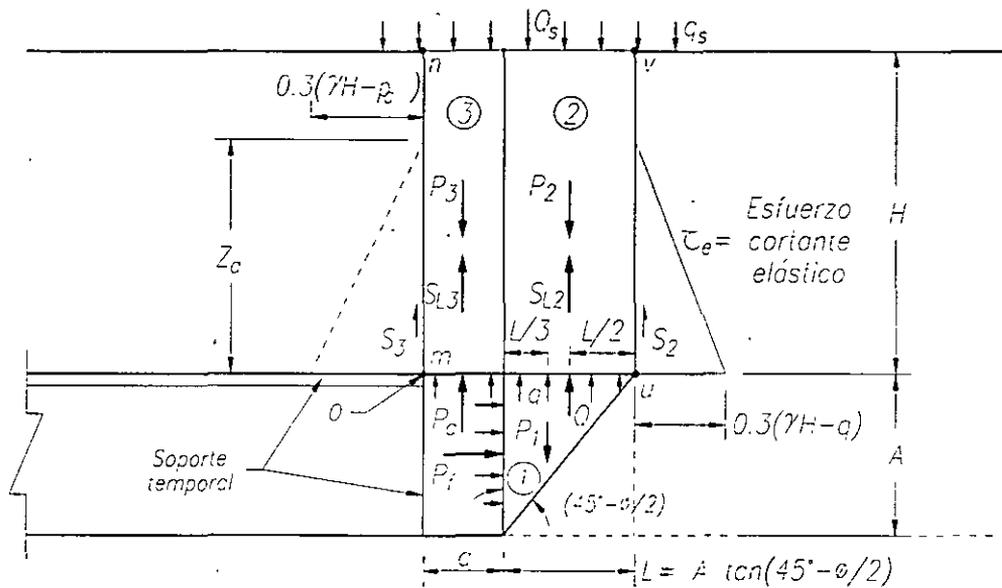


Fig 2.4 Fuerzas que intervienen en el mecanismo simplificado del equilibrio del frente

a) Sistema de fuerzas

- **Fuerzas actuantes** (P_1 , P_2 , P_3 , Q_s , P_a y P_f). Se deben al peso de los tres prismas que integran el mecanismo de falla, a la sobrecarga superficial, a la presión radial interior y a la presión aplicada al frente; en la tabla 2.1 se anotan los valores de las fuerzas y sus momentos respecto del punto O .
- **Fuerzas resistentes del suelo** (S_2 , $2S_{L2}$, S_3 , $2S_{L3}$ y Q). Son las que se desarrollan en la superficie lateral de los prismas 2 y 3, considerando que la interacción horizontal entre ellos no es significativa. La fuerza resistente Q es la capacidad de carga del prisma triangular del frente

1; ésta puede estimarse aplicando la solución de Meyerhof (Terzaghi, 1942) para la capacidad de carga de una zapata rectangular apoyada en la corona de un talud vertical.

En la tabla 2.1 se anotan las expresiones algebraicas de cada una de las fuerzas y de sus momentos.

Tabla 2.1 Sistema de fuerzas del mecanismo de falla

	FUERZAS	MOMENTOS	ACLARACIONES
A C T U A N T E S	$P_1 = \frac{1}{2} \gamma ALD$ $P_2 = \gamma LDH$ $P_3 = \gamma aDH$ $Q_s = q_s (a+L) D$ $P_a = p_a a D$ $P_f = p_f A D$	$M_1 = \frac{1}{2} \gamma ALD(a+L/3)$ $M_2 = \gamma LDH (a+L/2)$ $M_3 = \frac{1}{2} \gamma DHa^2$ $M_s = \frac{1}{2} q_s D (a+L)^2$ $M_a = \frac{1}{2} p_a D a^2$ $M_f = \frac{1}{2} p_f D A^2$	P_1 peso del prisma triangular 1 P_2 peso del prisma rectangular 2 P_3 peso del prisma de la clave 3 q_s sobrecarga en la superficie p_a presión radial ejercida por el soporte temporal o un fluido a presión. p_f presión horizontal que actúa sobre el frente de la excavación
R E S I S T E N T E S	$S_2 = s_{m2} Z_d D$ $S_{l2} = 2s_{m2} Z_d L$ $S_3 = s_{m3} Z_d D$ $S_{l3} = 2s_{m3} Z_d a$ $Q = (2.7c \sqrt{K_p} + p_f K_p) LD$	$M_{s2} = s_{m2} Z_d D(a+L)$ $M_{sl2} = 2s_{m2} Z_d L(a+L/2)$ $M_{s3} = 0$ $M_{sl3} = s_{m3} Z_d a^2$ $M_Q = (2.7c \sqrt{K_p} + p_f K_p) LD(a+L/2)$	s_{m2} resistencia media en la cara uv del prisma 2 s_{m3} resistencia media en la cara mn del prisma 3 q capacidad de carga del prisma 1 $q = 2.7c \sqrt{K_p} + p_f K_p$

b) Ecuación general de la estabilidad

La ecuación general de la estabilidad del túnel se obtiene sustituyendo en la expresión 2.1 los momentos actuantes y resistentes de la tabla 2.1. Así:

$$FS = \frac{s_{m2}Z_d D(a+L) + 2s_{m2}Z_d L\left(a + \frac{L}{2}\right) + s_{m3}Z_d a^2 + \left(2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p\right)LD\left(a + \frac{L}{2}\right)}{\frac{1}{2}\gamma ALD\left(a + \frac{L}{3}\right) + \gamma LDH\left(a + \frac{L}{2}\right) + \frac{1}{2}(\gamma H - p_a)Da^2 + \frac{1}{2}q_s D(a+L)^2 - \frac{1}{2}p_f DA^2} \quad (2.1')$$

Simplificando y agrupando términos, **el factor de seguridad contra la falla general del frente del túnel** queda expresado por la siguiente ecuación:

$$FS_g = \frac{2s_{m2}\left[\frac{D}{L}\left(1 + \frac{a}{L}\right) + 1 + \frac{2a}{L}\right]\frac{Z_d}{D} + 2s_{m3}\left(\frac{a}{L}\right)^2\frac{Z_d}{D} + 2.7c\sqrt{K_p}\left(1 + \frac{2a}{L}\right) + p_f K_p\left(1 + \frac{2a}{L}\right)}{\gamma H\left[\frac{A}{H}\left(\frac{1}{3} + \frac{a}{L}\right) + \left(1 + \frac{a}{L}\right)^2\right] + q_s\left(1 + \frac{a}{L}\right)^2 - p_a\left(\frac{a}{L}\right)^2 - p_f K_p} \quad (2.2)$$

En esta expresión aparecen en forma explícita los **factores que determinan la estabilidad**:

- **Características geométricas del túnel**, dadas por la profundidad a la clave, el ancho y la altura de la sección de excavación (H , D y A).
- **Propiedades del suelo**, definidas por la resistencia al esfuerzo cortante y el peso volumétrico (c , ϕ y γ).
- **Procedimiento constructivo**, caracterizado por la longitud de avance (a), la presión de apoyo de la clave proporcionada por un escudo o soporte (p_a), y en su caso, la presión de estabilización del frente (p_f).
- **Magnitud de sobrecargas en la superficie** (q_s).

2.2 Casos particulares de la ecuación general de la estabilidad

Es de interés práctico particularizar la ecuación anterior para dos casos que involucran a la totalidad de los suelos agrupándolos según las características de su envolvente de resistencia: suelos **puramente cohesivos** y suelos **cohesivo-friccionantes**.

2.2.1 Túneles en suelos puramente cohesivos (arcillas saturadas)

a) Aspectos generales

La resistencia al corte de una arcilla saturada sometida a esfuerzos de corta duración (*condiciones no drenadas*) puede representarse por un parámetro de cohesión $s = c$ y un ángulo $\phi = 0$; la cohesión varía linealmente con la profundidad en depósitos de arcillas normalmente consolidadas bajo su propio peso; sin embargo, para fines de cálculo, c puede considerarse constante e igual al promedio de las resistencias de los estratos de suelos comprendidos entre la base del túnel y la altura Z_d (inciso 2.2.1.2, pag 41).

Para $s = c$ y $\phi = 0$, se deduce que:

$$K_f = 1, \quad s_{m2} = s_{m3} = c, \quad K_p = 1, \quad \text{y} \quad L = A$$

Sustituyendo estos valores en la ec 2.2 se tiene:

$$FS_g = \frac{\left\{ 2 \left[\frac{D}{A} \left(1 + \frac{a}{A} \right) + \left(1 + \frac{a}{A} \right)^2 \right] \frac{Z_d}{D} + 2.7 \left(1 + \frac{2a}{A} \right) \right\} c + p_f \left(1 + \frac{2a}{A} \right)}{\gamma H \left[\frac{A}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{A} \right) + \left(1 + \frac{a}{A} \right)^2 \right] + q_s \left(1 + \frac{a}{A} \right)^2 - p_a \left(\frac{a}{A} \right)^2 - p_f} \quad (2.3)$$

Esta ecuación especial para arcillas saturadas puede simplificarse aún más para los siguientes casos específicos.

b) Túnel excavado a frente abierto y concreto lanzado

En arcillas de consistencia dura es posible seguir este procedimiento de construcción, excavando el frente a sección completa, en cuyo caso puede considerarse $A = D$.

Si la excavación se hace a presión atmosférica, $p_a = p_f = 0$, y si además, no se tienen cargas superficiales, $q_s = 0$. Con estas condiciones, la ec 2.3 queda:

$$FS_g = \frac{2 \left[\left(1 + \frac{a}{D}\right) + \left(1 + \frac{a}{D}\right)^2 \right] \frac{Z_d}{D} + 2.7 \left(1 + \frac{2a}{D}\right)}{\frac{D}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{D}\right) + \left(1 + \frac{a}{D}\right)^2} \frac{c}{\gamma H}$$

Esta ecuación puede escribirse en la forma

$$FS_g = N_c \frac{c}{\gamma H} \quad (2.4)$$

donde:

$$N_c = \frac{2 \left[\left(1 + \frac{a}{D}\right) + \left(1 + \frac{a}{D}\right)^2 \right] \frac{Z_d}{D} + 2.7 \left(1 + \frac{2a}{D}\right)}{\frac{D}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{D}\right) + \left(1 + \frac{a}{D}\right)^2} \quad (2.5)$$

La estructura de la ec 2.4 es semejante a la propuesta por Broms y Bennerwark (1967) para túneles excavados en arcilla con escudo de frente abierto, en la que considera $N_c=6$ independientemente de la profundidad y el diámetro del túnel.

En la ec 2.5 se observa que el factor de estabilidad N_c depende únicamente de la geometría del túnel, incluyendo la longitud de avance sin soporte a . El valor de N_c calculado con la ec 2.5 se presenta gráficamente en la fig 2.5, que se ha dibujado tomando en cuenta que para $H/D \geq 1.7$, Z_d/D es constante e igual a 1.7, y para $H/D < 1.7$, $Z_d=H$. En la figura se han incluido los valores de N_c obtenidos experimentalmente por Kimura y Mair (1981) en modelos a escala; se observa que las diferencias máximas entre los datos experimentales y los calculados son del orden de 5%.

De las gráficas de la fig 2.5 se derivan las siguientes relaciones entre los diversos factores del equilibrio del frente de túneles en arcillas:

- Para cualquier relación H/D , N_c tiene un valor máximo para $a/D=0$, que corresponde a una excavación con escudo de frente abierto.

- Para cualquier relación H/D , N_c disminuye al aumentar el avance sin soporte, hasta alcanzar un valor prácticamente constante para $a/D=5$, que es aproximadamente la mitad del N_c máximo; esta variación refleja el efecto tridimensional del frente en la estabilidad del túnel, que se vuelve bidimensional cuando $a \geq 5D$.
- Para cualquier relación a/D , N_c aumenta con la profundidad a la clave del túnel, hasta alcanzar un valor prácticamente constante a partir de $H/D=3$.

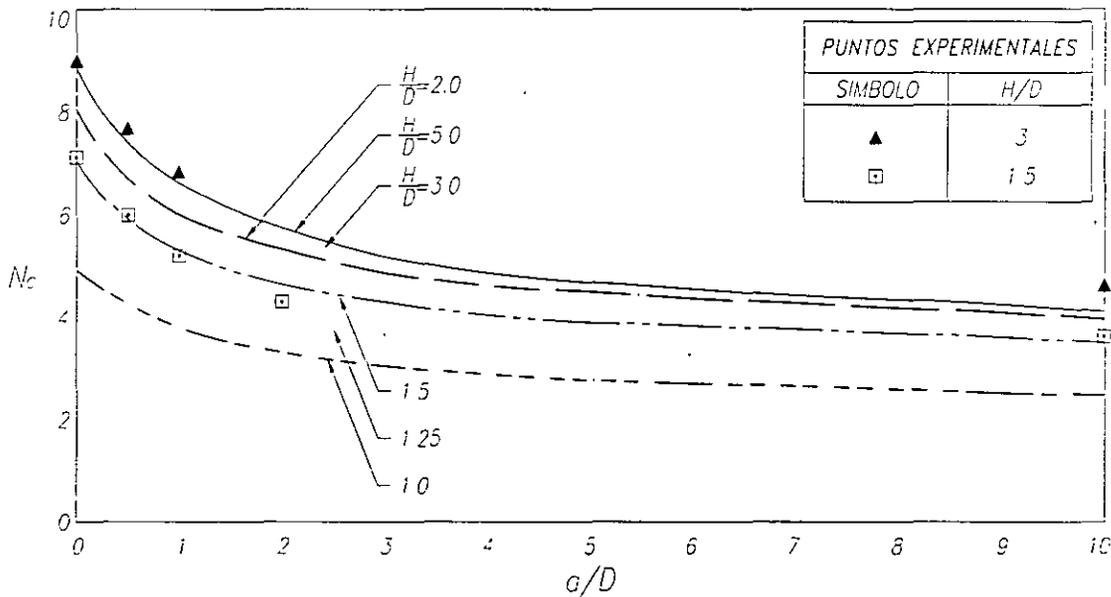


Fig 2.5 Factor de estabilidad N_c para túneles en suelos cohesivos con sobrecarga y presión interior nulas

La ec 2.4 y las gráficas de la fig 2.5 son aplicables al diseño del procedimiento de construcción del túnel sin sobrecarga superficial ($q_s=0$), para lo cual se procede de la siguiente manera:

- Se determina primero el factor de seguridad del frente FS_f , suponiendo que la excavación se realiza con un escudo de frente abierto, lo que implica que $a = 0$.
- El cálculo se realiza con la ec 2.4, sustituyendo el N_c obtenido de la fig 2.5 para valores de $a/D=0$ y H/D correspondiente al túnel en estudio.

- Si $FS_f > 2$, se puede seguir el procedimiento de excavación a frente abierto con ademe de concreto lanzado (*FACOL*), proponiendo una longitud de avance de excavación sin soporte, a .
- La longitud de avance sin soporte (a) se obtiene de las ecs 2.15 ó 2.16, sustituyendo en esta última $\tan\phi = 0$. En estas ecuaciones se considera que el mínimo valor aceptable del factor de seguridad local para el prisma de la clave es $FS_c \geq 1.6$.
- Debe recordarse que este valor mínimo del factor de seguridad implica la aceptación de **deformaciones plásticas** de la arcilla alrededor del frente, lo que conlleva a **asentamientos superficiales** que sólo son aceptables si, en la superficie, no existen estructuras o instalaciones sensibles al asentamiento diferencial.
- Con el valor propuesto de a/D se determina un nuevo N_c de la fig 2.5 y con la ec 2.4 se calcula el factor de seguridad FS_g correspondiente, el cual no deberá ser menor de 1.6 para suelos plásticos.

Cuando se tiene una sobrecarga superficial, el factor de seguridad del frente se calcula con la ec 2.3' (ver inciso c más adelante), en donde $p_f = 0$. La estabilidad general de la excavación se verifica sustituyendo en la ec 2.3 el valor de a/D y q_s actuante. Si $FS_g < 1.6$, debe reducirse el avance sin soporte actuante (a).

c) Túnel con escudo de frente a presión

La construcción de túneles en arcillas de consistencia blanda a media requiere, generalmente, el empleo de un escudo de frente cerrado, que permite aplicar una presión p_f para estabilizar el frente. Cuando se emplea un escudo, la longitud sin soporte $a=0$. En este caso, el factor de seguridad general correspondiente al factor de seguridad del frente FS_f y la ec 2.3 queda entonces:

$$FS_f = \frac{\left(4 \frac{Z_d}{D} + 2.7\right) c + p_f}{\gamma \left(H + \frac{D}{3}\right) + q_s - p_f} \quad (2.3')$$

que puede escribirse en la forma:
$$FS_f = \frac{cN_{ce} + p_f}{\gamma \left(H + \frac{D}{3} \right) + q_s - p_f} \quad (2.4')$$

En la que (fig 2.6):
$$N_{ce} = \left(4 \frac{Z_d}{D} + 2.7 \right) \quad (2.5')$$

- Para *túnel profundo* ($H \geq 1.7D$), $Z_d/D = 1.7$ y $N_{ce} = 9.5$
- Para *túnel somero* ($H < 1.7D$), $Z_d = H$, y $N_{ce} = 4H/D + 2.7$

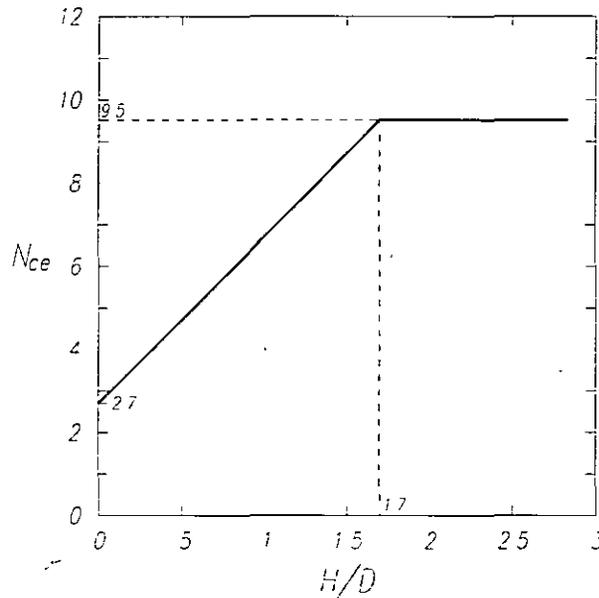


Fig 2.6 Factores de estabilidad N_{ce} para túneles con escudo en arcilla blanda, con sobrecarga q_s y presión en el frente p_f

Presión necesaria en el frente (p_f). De la ec 2.4' se puede calcular la presión necesaria en el frente para obtener un factor de seguridad deseado (FS_f), mediante la ecuación:

$$p_f = \frac{FS_f \left[\gamma \left(H + \frac{D}{3} \right) + q_s \right] - cN_{ce}}{FS_f + 1} \quad (2.4'')$$

2.2.2 Túneles en suelos cohesivo-friccionantes

a) Aspectos generales

La resistencia al corte de estos suelos se caracteriza por un parámetro de cohesión c y un ángulo de fricción ϕ , de acuerdo con la ley Mohr-Coulomb:

$$s = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2.6)$$

donde σ_n es el esfuerzo normal al plano de falla. En la naturaleza, estos suelos están formados por depósitos de limos, arenas y gravas, mezclados en proporciones muy variables, desde los limos de baja o nula plasticidad (*ML*) hasta las gravas limpias con pocos finos no plásticos (*GP-GW*), incluyendo arenas y gravas con alto contenido de finos no plásticos o de baja plasticidad (*SM-SC*) o (*GM-GC*). La cohesión puede originarse por un cementante entre las partículas (*cohesión real*) o por tensión capilar en suelos parcialmente saturados (*cohesión aparente*).

b) Análisis de estabilidad

Puede realizarse aplicando la ecuación general 2.2 sustituyendo los valores de la resistencia media en los prismas, s_{m2} y s_{m3} , obtenidos de las ecs A.5 ó A.6 y A.11' (apéndice A). Para facilitar el análisis de estabilidad conviene hacerlo por partes según la siguiente secuencia:

- i) *estabilidad del frente* (equilibrio de los prismas 1 y 2), $\alpha=0$
- ii) *estabilidad de la clave* (equilibrio del prisma 3), $\text{avance}=\alpha$
- iii) *estabilidad local de la clave* (equilibrio del prisma 3), $\text{avance}=\alpha$
- iv) *estabilidad general* (equilibrio del conjunto, prismas 1, 2 y 3)

i) *Estabilidad del frente*: Se determina verificando el factor de seguridad del mecanismo de falla formado únicamente por los prismas 1 y 2; es decir, considerando un avance sin soporte, $\alpha=0$ (comparar figs 2.4 y

2.7a); en estas condiciones, sustituyendo s_{m2} en la ec 2.2 y tomando en cuenta que de la fig 2.4:

$$\left. \begin{aligned} L &= A \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{A}{\sqrt{K_p}} \\ K_p &= \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \end{aligned} \right\} \quad (2.7)$$

se tiene:
$$FS_f = \frac{2s_{m2} \frac{Z_d}{D} \left(\frac{D\sqrt{K_p}}{A} + 1 \right) + 2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p}{\gamma H \left(\frac{A}{3H} + 1 \right) + q_s - p_f K_p} \quad (2.8)$$

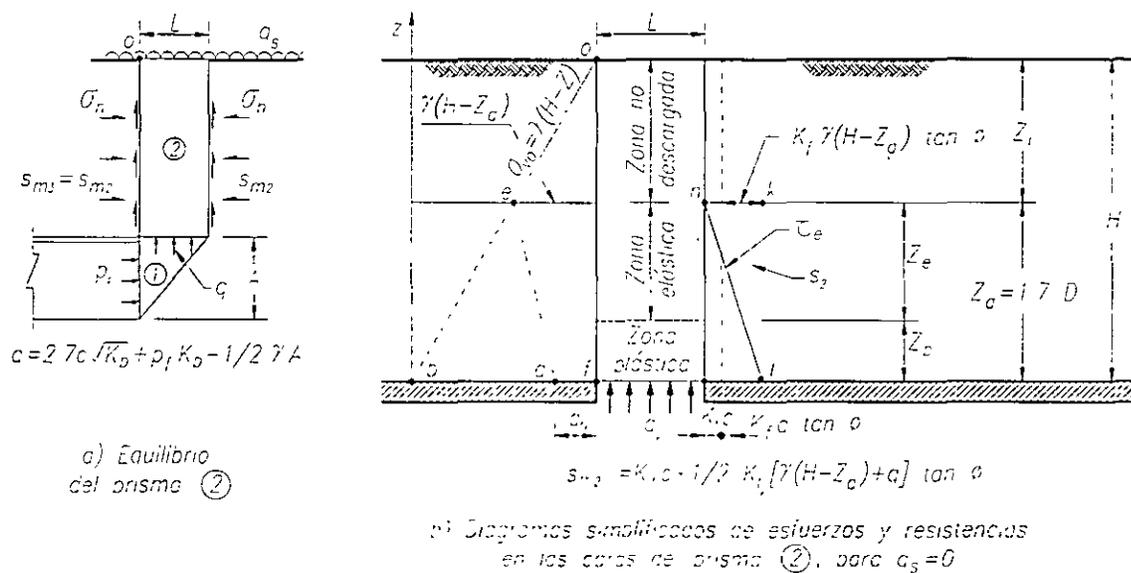


Fig 2.7 Estabilidad del frente en suelos cohesivo-friccionantes

Como primera aproximación, debe revisarse la factibilidad de realizar la excavación a sección completa y presión atmosférica, que equivale a considerar $A=D$ y $p_f = 0$ en la ecuación anterior:

$$FS_f = \frac{2s_{m2} \frac{Z_d}{D} (1 + \sqrt{K_p}) + 2.7c\sqrt{K_p}}{\gamma H \left(\frac{A}{3H} + 1 \right) + q_s} \quad (2.8')$$

Sustituyendo el valor de s_{m2} dado por la ec A.11' en la que $p_a = q_n = 2.7c\sqrt{K_p} - \frac{1}{2}\gamma A$, y reordenando términos se obtiene, para *túnel profundo* ($H \geq Z_d$):

$$FS_f = \frac{cN_1 + \gamma(H - 2.2D)N_2}{\gamma \left(\frac{D}{3} + H \right) + q_s} \quad (2.9)$$

y para *túnel somero* ($H - Z_d = 0$):

$$FS_f = \frac{cN_1 - \frac{1}{2}\gamma DN_2}{\gamma \left(\frac{D}{3} + H \right) + q_s} \quad (2.9')$$

donde

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= 2.7\sqrt{K_p} + (2K_f + 0.92\sqrt{K_p})(1 + \sqrt{K_p}) \frac{Z_d}{D} \\ N_2 &= 0.34(1 + \sqrt{K_p}) \frac{Z_d}{D} \end{aligned} \right\} \quad (2.10)$$

Los factores de estabilidad N_1 y N_2 son *funciones del ángulo de fricción*, cuyos valores se presentan gráficamente en la fig 2.8 para los casos de túnel somero, con $H/D = Z_d/D < 1.7$, y túnel profundo, donde $H/D \geq 1.7$ y Z_d/D es constante e igual a 1.7.

Un caso especial de N_1 se tiene cuando la capacidad de carga del prisma triangular del frente, prisma 1, es mayor que el esfuerzo vertical inicial al nivel de la clave, es decir cuando $q_n > \gamma H$; esta situación debe tomarse en cuenta en el cálculo de s_{m2} , sustituyendo el valor límite $q_n = \gamma H$ en la ec A.11'. Así se deducen las expresiones 2.11 a 2.13.

Túnel somero ($H/D < 1.7$ y $Z_d = H$)

$$FS_f = \frac{cN'_1 + \frac{1}{2}\gamma HN'_2}{\gamma\left(\frac{A}{3} + H\right) + q_s} \quad (2.11)$$

Túnel profundo ($H/D \geq 1.7$ y $Z_d/D = 1.7$)

$$FS_f = \frac{cN'_1 + \gamma(H - 0.85D)N'_2}{\gamma\left(\frac{A}{3} + H\right) + q_s} \quad (2.12)$$

donde (fig 2.8);

$$\left. \begin{aligned} N'_1 &= 2.7\sqrt{K_p} + 2K_f(1 + \sqrt{K_p})\frac{Z_d}{D} \\ N'_2 &= 0.68(1 + \sqrt{K_p})\frac{Z_d}{D} \end{aligned} \right\} \quad (2.13)$$

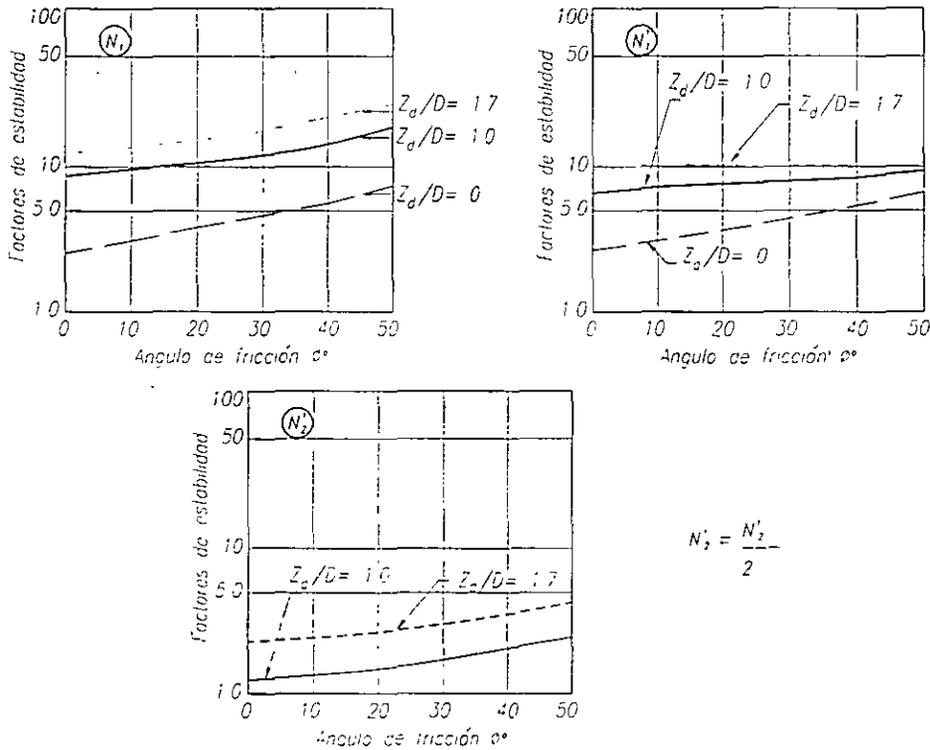


Fig 2.8 Factores de estabilidad N_1 , N'_1 , N_2 y N'_2 para túneles en suelos cohesivo-friccionantes

ii) *Estabilidad de la clave.* La longitud de avance máximo sin soporte se define analizando la estabilidad del prisma 3; en la fig 2.9 se muestran los diagramas de esfuerzos y resistencias que actúan en las caras del

prisma cuando la presión p_a es nula. El factor de seguridad FS_c contra la falla de la clave se obtiene comparando la fuerza resistente total que se desarrolla dentro del espesor Z_d con el peso total del prisma, mediante la expresión:

$$FS_c = \frac{2s_{m3}(a + D)Z_d}{(\gamma H + q_s)aD} \quad (2.14)$$

donde s_{m3} se calcula con la ec A.11 haciendo $p_a=0$. Sustituyendo este valor y reordenando términos se obtiene:

$$\frac{D}{a} = \frac{FS_c(\gamma H + q_s)}{2[K_f c + 0.17\gamma(H - Z_d)]} \frac{Z_d}{D} - 1 \quad (2.14')$$

con
$$K_f = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi}{1 + \text{sen}^2 \phi}$$

Esta ecuación permite calcular la longitud del avance que se puede excavar sin soporte, manteniendo un factor de seguridad FS_c elegido.

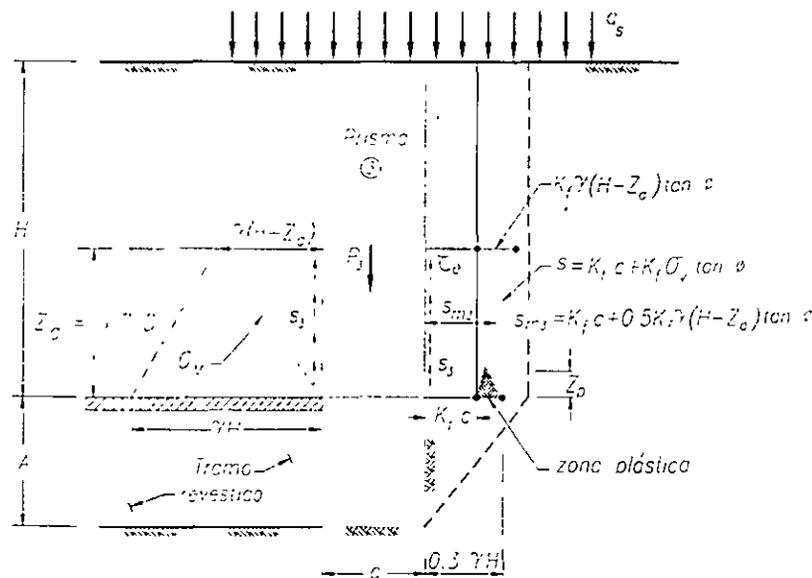


Fig 2.9 Estabilidad del prisma de la clave en suelos cohesivo-friccionantes

Dependiendo de la profundidad del túnel, pueden deducirse las siguientes expresiones:

Túnel somero ($H/D < 1.7$ y $Z_d = H$)

$$\frac{D}{a} = \frac{FS_c(\gamma H + q_s)}{2K_f c \frac{H}{D}} - 1 \quad (2.15)$$

Túnel profundo ($H/D \geq 1.7$ y $Z_d/D = 1.7$)

$$\frac{D}{a} = \frac{FS_c(\gamma H + q_s)}{3.4K_f c + 0.58\gamma(H - 1.7D)} - 1 \quad (2.16)$$

En el caso del túnel somero, la ec 2.15 muestra que la estabilidad de la clave depende solamente de la cohesión del suelo, ya que la componente de la resistencia debida al ángulo de fricción se anula al hacer $Z_d = H$.

iii) *Estabilidad local de la clave por plastificación.* Cuando la cohesión, real o aparente, del suelo que se encuentra sobre la clave del túnel es tal que $K_f c < 0.3\gamma H$, se desarrollará una zona de equilibrio plástico, de altura Z_p como se muestra en la fig 2.9; en esta condición las ecs 2.14 a 2.16 serán válidas solamente si los esfuerzos verticales dentro de la zona plastificada son positivos, puesto que el desarrollo de tensiones implicaría el desprendimiento del suelo de la clave. Esta condición de equilibrio crítico local puede analizarse mediante la ec A.8; haciendo en ella $p_a = 0$ se obtiene:

$$\sigma_{vp} = \left(2K_f c - \frac{\gamma D}{R} \right) \frac{e^{\frac{2K_f R \tan \phi}{D}} - 1}{2K_f \tan \phi}$$

para que σ_{vp} sea positivo, es necesario que $2K_f c - \gamma D / R > 0$. En el límite, $2K_f c R = \gamma D$, de donde el factor de seguridad contra **falla local por plastificación** en la clave se expresa por:

$$FS_p = \frac{2K_f c \left(1 + \frac{D}{a_p}\right)}{\gamma D}$$

y de aquí,

$$\frac{D}{a_p} = \frac{FS_p \gamma D}{2K_f c} - 1 \quad \text{ó} \quad a_p = \frac{D}{\frac{FS_p \gamma D}{2K_f c} - 1} \quad (2.14'')$$

El mínimo valor real de D/a_p es cero, que corresponde a $a_p = \infty$. Cualquier valor negativo de D/a_p significa que el valor considerado para FS_p es menor que el valor real correspondiente al túnel infinito.

El valor de la longitud de avance sin soporte a_p obtenido mediante la ec 2.14'' debe ser comparado con el obtenido de las ecs 2.15 ó 2.16.

El factor de seguridad mínimo admisible contra **colapso de la clave por plastificación del suelo** es de 1.6, pero debe tenerse presente que este valor implica el desarrollo de asentamientos superficiales que pueden ser inaceptables para estructuras o instalaciones que se encuentren cerca del túnel. La estabilidad local de la clave es particularmente crítica cuando en el frente se tiene la presencia de arenas cuyo grado de saturación es mayor de 70%, condición en la que la cohesión aparente puede ser muy pequeña. En este caso, para hacer la excavación se requiere aplicar una presión interior p_a , según la ec A.8, o utilizar un escudo.

iv) *Estabilidad general.* Una vez definida la sección de excavación y el avance máximo sin soporte se determina el factor de seguridad contra falla general, sustituyendo en la ec 2.2 los valores de A , D y a obtenidos, así como las condiciones de frontera existentes (fig 2.4); los valores medios de la resistencia al corte son:

$$s_{m2} = K_f c + 0.5[\gamma(H - Z_d) + q_n] K_f \tan \phi$$

siendo

$$q_n = 2.7c\sqrt{K_p} - 0.5\gamma A \leq \gamma H \quad (2.17)$$

y

$$s_{m3} = K_f c + 0.5\gamma(H - Z_d) K_f \tan \phi$$

Para magnitudes del ángulo de fricción $22^\circ < \phi < 45^\circ$, el producto $K_f \tan \phi$ tiene un valor medio, casi constante, de 0.34. Este intervalo de valores de ϕ es común para suelos que van desde los limos arenosos hasta las mezclas de grava y arena.

Considerando un túnel sin presión interior, $p_a=0$, se derivan los siguientes casos:

Túnel somero ($H/D < 1.7$ y $Z_d = H$)

$$\left. \begin{aligned} s_{m2} &= K_f c + 0.17q \\ s_{m3} &= K_f c \end{aligned} \right\} \quad (2.18)$$

Túnel profundo ($H/D \geq 1.7$ y $Z_d/D = 1.7$)

$$\left. \begin{aligned} s_{m2} &= K_f c + 0.17[\gamma(H - 1.7D) + q] \\ s_{m3} &= K_f c + 0.17\gamma(H - 1.7D) \end{aligned} \right\} \quad (2.18')$$

Con lo anterior se tiene que el factor de seguridad general FS_g , queda expresado de la siguiente manera:

$$FS_g = \frac{2s_{m2} \left[\frac{D}{L} \left(1 + \frac{a}{L} \right) + \left(1 + \frac{2a}{L} \right) \right] \frac{Z_d}{D} + 2s_{m3} \left(\frac{a}{L} \right)^2 \frac{Z_d}{D} + 2.7c \sqrt{K_p} \left(1 + \frac{2a}{L} \right)}{\gamma H \left[\frac{A}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{L} \right) + \left(1 + \frac{a}{L} \right)^2 \right] + q_s \left(1 + \frac{a}{L} \right)^2} \quad (2.2')$$

2.2.3 Escudo con frente a presión

En suelos con baja cohesión, en los que el factor de seguridad del frente es menor que el mínimo aceptable recomendado en el inciso 2.3, se requiere un escudo con frente a presión para aumentar el factor de seguridad FS_f . La presión necesaria para obtener un FS_f dado puede

obtenerse despejando p_f de la ec 2.8, sustituyendo s_{m2} por la ec A.11' y simplificando. Se llega así a las siguientes ecuaciones:

Túnel profundo:

$$p_f = \frac{\gamma \left(H + \frac{D}{3} \right) FS_f - \gamma (H - 1.2D) N_2 - cN_1}{K_p FS_f} \quad (2.19)$$

Túnel somero:

$$p_f = \frac{\gamma \left(H + \frac{D}{3} \right) FS_f + 0.5\gamma DN_2 - cN_1}{K_p FS_f} \quad (2.19')$$

2.3 Factores de seguridad aplicables

El factor de seguridad FS calculado de acuerdo con la ecuación general 2.2 ó cualquiera de sus simplificaciones para casos particulares, es una medida relativa del nivel de esfuerzos inducidos por la excavación del frente con respecto de la resistencia al corte del suelo.

Los diagramas de resistencia al corte, s , y de esfuerzos cortantes, τ , que se desarrollan después de la descarga (fig A.7a) muestran que para evitar plastificación del suelo es necesario que su resistencia al corte al nivel de la clave, s_c , sea igual o mayor que el máximo esfuerzo cortante inducido: $s_c > 0.3 \gamma H$. El factor de seguridad asociado a esta condición puede obtenerse comparando las áreas de los diagramas de esfuerzos; así se tiene que, cuando la presión vertical en la base del prisma de la clave es nula y la cohesión del suelo es tal que $K_f c > 0.3 \gamma H$, el suelo se encuentra trabajando en el intervalo elástico en cualquier punto de las caras del prisma; en tal caso, el factor de seguridad $FS > 2$. Conforme FS disminuye, se genera la plastificación del suelo a lo largo de las caras del prisma, condición que sólo es admisible en suelos elasto-plásticos.

Factor de seguridad mínimo aceptable

La selección del factor de seguridad mínimo, FS_m , aplicable en cada caso específico dependerá del tipo de falla del suelo de que se trate. En suelos

de falla frágil deberá tenerse un factor de seguridad mayor de 2; en los de falla plástica podrá aceptarse un FS_m mayor de 1.6, a condición de que los asentamientos superficiales asociados a la plastificación del suelo no produzcan daños a las estructuras o instalaciones existentes en la superficie del terreno. La evaluación de los asentamientos se presenta en la sección 2.4.3, y si los asentamientos requeridos deben ser muy pequeños el valor del factor de seguridad deberá ser mayor de dos.

2.4 Túneles bajo el nivel freático

Es necesario distinguir dos casos: el de ***suelos cohesivos***, representados por las arcillas, limos arcillosos, arcillosas arenosas, suelos granulares cementados o tobas; todos ellos con un bajo coeficiente de permeabilidad, $k < 10^{-5}$ cm/seg. Por otra parte, el caso de ***suelos granulares puramente friccionantes*** y carentes de cohesión, con permeabilidades mayores de 10^{-5} cm/seg, representados por los limos arenosos, las arenas, las gravas y mezclas de éstos en distintas proporciones.

Suelos cohesivos

Por su baja permeabilidad, estos suelos mantienen su cohesión no drenada durante el proceso de excavación y colocación del soporte primario, aún cuando el avance se haga a frente abierto, siempre que el valor de la resistencia cohesiva del suelo permita alcanzar un factor de seguridad aceptable (mayor de dos, por ejemplo).

Puesto que en estos suelos la resistencia al corte no drenada no sufre cambios substanciales a corto plazo, el equilibrio de la masa de suelo puede expresarse en términos de esfuerzos totales y todas las ecuaciones hasta aquí obtenidas son directamente aplicables al análisis de la estabilidad del frente del túnel. Aunque el gasto de filtración hacia el interior del túnel no es de importancia, es recomendable que el revestimiento primario sea impermeable con el propósito de mantener el túnel lo más seco posible para facilitar los trabajos de construcción; además, si se emplea revestimiento único, éste deberá impedir el drenaje futuro del suelo que rodea al túnel para evitar el desarrollo de

asentamientos importantes posteriores a la terminación de la obra, si se trata de suelos compresibles.

Suelos friccionantes

La carencia de cohesión entre las partículas de este grupo de suelos los hace inestables en el frente del túnel, porque son fácilmente erosionados por el agua que fluye hacia el interior, aún cuando el gasto de filtración sea pequeño en los suelos con alto contenido de limo; por ello, no es posible la excavación segura de túneles a frente abierto en estas condiciones de inestabilidad, a menos que se tomen alguna de las siguientes precauciones.

Abatimiento del nivel freático. Deberá hacerse descender el nivel del agua por debajo de la cubeta del túnel, mediante pozos de bombeo operados con anticipación a la excavación del frente. Con lo anterior, se eliminan las fuerzas de filtración y el flujo de agua en el frente del túnel. Un subproducto de gran utilidad es la creación de esfuerzos de tensión capilar en el suelo drenado que se convierten en una cohesión aparente que contribuye a la estabilización del frente. La magnitud de la cohesión aparente así desarrollada puede medirse en especímenes de laboratorio, en una cámara triaxial, drenando los especímenes mediante la aplicación de vacío; la cohesión y ángulo de fricción así determinados se introducen en las ecuaciones de estabilidad para definir el procedimiento de excavación adecuado a esta condición de drenaje del suelo. En estas condiciones, en la práctica se requiere generalmente excavar el frente a media sección y con avances muy pequeños, lo que hace la construcción lenta y costosa.

Inyectado del suelo a presión. Otra solución consiste en dar al suelo una cohesión real con base en inyecciones de lechadas estables de cemento-bentonita, a alta presión, previamente a la excavación del frente; esta operación puede hacerse desde el exterior o el interior del túnel. Este procedimiento es práctico solamente cuando el tramo por atacar en estas condiciones es relativamente corto y representa sólo una condición muy local del trazo del túnel.

Escudos de frente a presión. Si se trata de una condición generalizada en una longitud importante del túnel, es preferible planear de antemano el ataque mediante un escudo de frente a presión, en el que la presión mínima necesaria, para alcanzar un factor de seguridad del frente no menor de 3, puede calcularse mediante la ec 2.19 obtenida del mismo mecanismo de falla, en el que los esfuerzos y resistencias se expresan en términos de sus valores efectivos, representados en pruebas triaxiales drenadas.

$$p_f = u_f + \frac{\sigma'_{vo} FS_f - \left(\sigma'_{vd} - \frac{1}{2} \gamma' D \right) N_2}{K_p FS_f} \quad (2.19'')$$

en la que:

- u_f presión en el agua del suelo, al nivel del fondo del túnel
- σ'_{vo} presión vertical efectiva al centro del túnel
- σ'_{vd} presión vertical efectiva a la altura Z_d sobre la clave

y las demás literales ya han sido definidas.

3 Diseño del revestimiento

3.1 Aspectos generales

El revestimiento de un túnel se diseña para cumplir con los siguientes objetivos al menor costo posible:

- 1) Soportar las presiones ejercidas por el suelo circundante a la cavidad, manteniendo un margen de seguridad aceptable, tanto en el suelo como en el material del revestimiento.
- 2) Reducir al mínimo los asentamientos de la superficie.

En la práctica se acostumbra distinguir dos tipos de revestimiento, según su función:

- i) *Primario*. Se utiliza para proveer un apoyo temporal que garantice la estabilidad del túnel durante su construcción y mantenga los asentamientos superficiales dentro de límites tolerables.
- ii) *Secundario*. Proporciona la geometría final del túnel y asegura un comportamiento adecuado a largo plazo.

Sin embargo, actualmente se hace cada vez más frecuente el uso de un revestimiento *único* que desempeña ambas funciones, al quedar instalado definitivamente durante la etapa de excavación.

Cualquiera que sea la solución elegida, para llevar a cabo su diseño estructural es indispensable estimar la magnitud y distribución de la presión que ejerce el suelo sobre la estructura de soporte. Este es un problema complejo debido al fenómeno de interacción suelo-revestimiento, cuya solución aproximada puede obtenerse con modelos numéricos de análisis que simulan la evolución del estado inicial de esfuerzos en el suelo durante la excavación y la colocación del revestimiento; evolución que depende tanto de las propiedades esfuerzo-deformación de la masa de suelo como del material del revestimiento y del proceso constructivo que se siga para su colocación (Deer, *et al* 1969).

La distribución de presiones alrededor del revestimiento depende principalmente de los siguientes factores:

- *Estado inicial de esfuerzos en la masa de suelo*
- *Resistencia al corte y deformabilidad del suelo*
- *Procedimiento de excavación y de colocación del revestimiento*
- *Tipo y rigidez del revestimiento*
- *Evolución de los esfuerzos en el suelo después de concluida la construcción*

La presión radial ejercida por el suelo es el resultado de un proceso de interacción entre éste y la estructura de soporte, lo cual implica que los desplazamientos radiales en la frontera de ambos medios deben ser compatibles; por ello, es necesario conocer cómo se desarrollan los desplazamientos durante el proceso de construcción, para comprender la influencia de cada factor en el comportamiento del sistema suelo-

revestimiento. A continuación se describe un método simple de análisis, que permite explicar la influencia de cada uno de los factores que determinan el diseño del revestimiento y evaluarlos en forma aproximada para fines prácticos.

3.2 Comportamiento del sistema suelo-revestimiento

Desplazamiento del suelo

A partir de las teorías de la elasticidad y la plasticidad (Deer, *et al* 1969) pueden obtenerse analíticamente valores aproximados del desplazamiento radial de un punto en la periferia del túnel, en función de las propiedades mecánicas del suelo y de la presión desarrollada en el contacto entre el revestimiento y el suelo; esta relación se obtiene analizando un modelo idealizado que se muestra en la fig 2.10a, en el que se considera una masa de suelo homogéneo, isótropo y elastoplástico; en ella se aloja un túnel cilíndrico de longitud infinita, con revestimiento flexible.

Este es un modelo de equilibrio bidimensional, el cual se alcanza en la práctica cuando el frente del túnel se encuentra a una distancia mayor de 5 diámetros de la sección considerada.

El estado inicial de esfuerzos en la masa de suelo se supone isótropo siendo su magnitud $\sigma_{vo} = \sigma_{ho} = \gamma H_o$. Si la presión radial inicial en el contacto suelo-revestimiento es $p_{ao} = \gamma H_o$ el desplazamiento radial de cualquier punto en la periferia del túnel es nulo y queda representado en la gráfica de la fig 2.10b por el punto θ .

Si la presión de contacto se reduce hasta un valor p_a , dentro del intervalo elástico del suelo, se producirá un desplazamiento radial u , cuyo valor, según la teoría de la elasticidad está dado por (Rico y Del Castillo, 1977):

$$u = (\gamma H_o - p_a) \frac{(1 + \nu)D}{2E} \quad (2.20)$$

en la que E y ν son, respectivamente, el módulo de elasticidad y la relación de Poisson del suelo. En esta ecuación se aprecia que el desplazamiento radial u aumenta linealmente al disminuir la presión de contacto p_a entre

suelo y revestimiento, hasta el punto L (fig 2.10b), en el que se alcanza el límite elástico del suelo que está en el contacto; a partir de ese punto se inicia la plastificación del suelo.

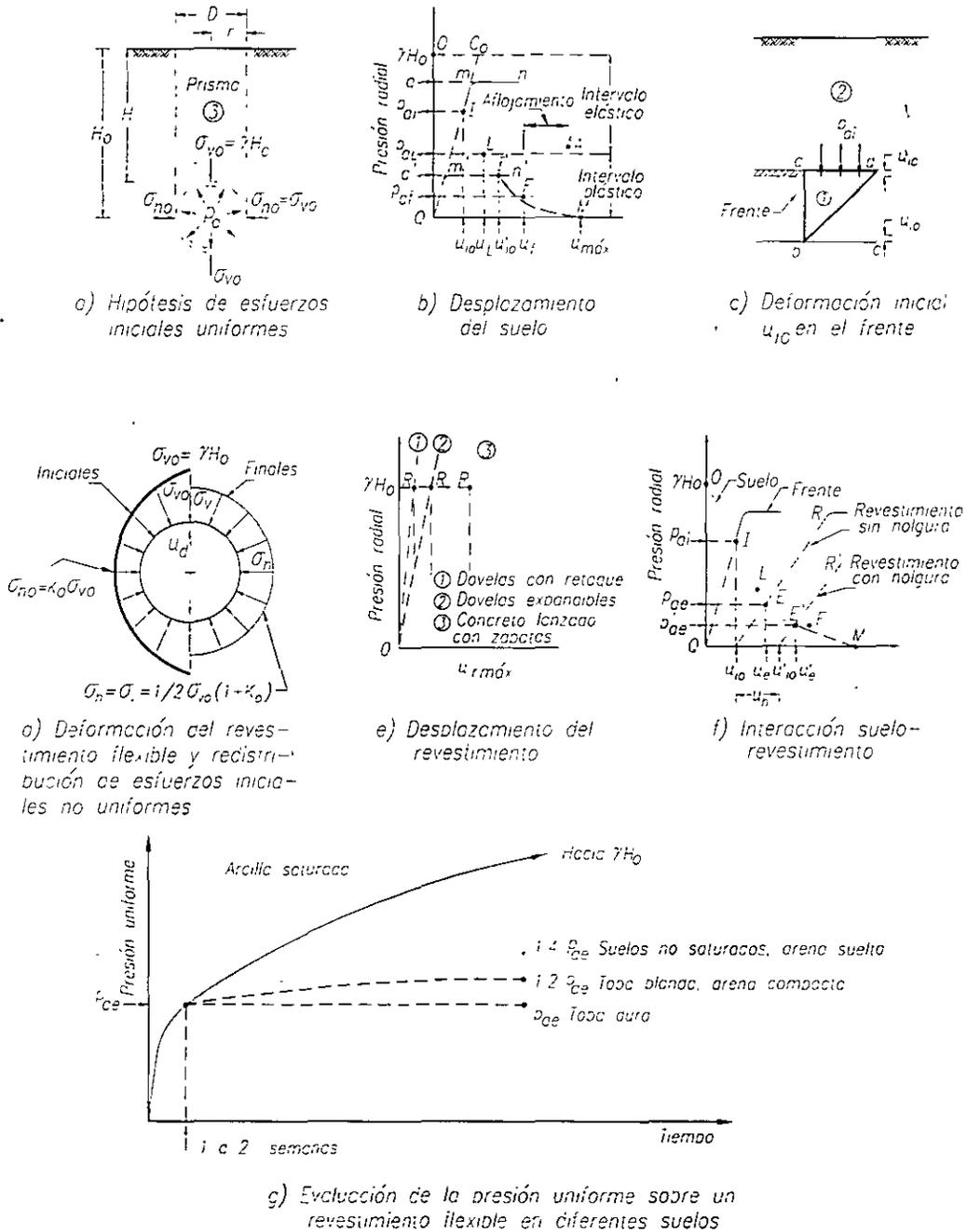


Fig 2.10 Curvas de comportamiento e interacción entre el suelo y el revestimiento

La presión límite de plastificación está expresada por la ecuación:

$$p_{aL} = \gamma H_o (1 - \text{sen } \phi) - c \cos \phi \quad (2.21)$$

Sustituyendo p_{aL} en la ec 2.20 se obtiene el desplazamiento elástico u_L .

A partir de este punto, en el que se inicia la plastificación del suelo circundante al túnel, los desplazamientos radiales son cada vez mayores para pequeños decrementos de la presión p_a , hasta que se llega al colapso del suelo de la clave en el punto F .

El cálculo de la curva de desplazamiento radial del suelo entre los puntos L y F se puede realizar mediante las siguientes ecuaciones (Terzaghi, 1956; Rico y Del Castillo, 1977):

$$u = r \left[1 - \sqrt{\frac{1}{1+A}} \right] \quad (2.22)$$

donde el valor de A depende del tipo de suelo:

- Para *suelos cohesivos*:
$$A = \frac{2(1+\nu)}{E} c_u \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 \quad (2.23)$$
- Para *suelos cohesivo-friccionantes*:
$$A = \frac{2(1+\nu)}{E} (\gamma H_o + T) \text{sen } \phi \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 \quad (2.23')$$

siendo: c_u la resistencia al esfuerzo cortante obtenida en la prueba triaxial rápida (no drenada)
 r radio del túnel
 R_p radio de plastificación ($R_p - r =$ zona plastificada)
 $T = c_u \cot \phi$

La expresión para evaluar el radio de plastificación (R_p) también depende del tipo de suelo:

- Para suelos cohesivos:
$$R_p = r e^{1/2 \left(\frac{\gamma H_o - p_a}{c_u} - 1 \right)} \quad (2.24)$$

- Para suelos cohesivo-friccionantes:
$$R_p = r \left[(1 - \text{sen } \phi) \frac{\gamma H_o + T}{p_a + T} \right]^{\frac{1 - \text{sen } \phi}{2 \text{sen } \phi}} \quad (2.24')$$

Cuando se requiera considerar una condición diferente a la de esfuerzos isotrópicos, es decir $\sigma_h \neq \sigma_v$, Alberro (1983) presenta la siguiente ecuación para el cálculo de la extensión de la zona plástica alrededor del túnel, que en este caso es variable:

$$R_p = r \left[\frac{(T + p_a)(1 + N_\phi)}{\sigma_v + \sigma_h + 2T} \right]^{\frac{1}{1 - N_\phi}} \left[1 + \frac{2(\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\theta}{(N_\phi - 1)(\sigma_v + \sigma_h + 2T)} \right] \quad (2.24'')$$

donde: θ es el ángulo formado con respecto al eje horizontal del túnel (en la clave, $\theta = 90^\circ$)

$$N_\phi = (1 + \text{sen } \phi) / (1 - \text{sen } \phi) = \tan^2 (45 + \phi/2) = K_p$$

Además, para la construcción de la curva de desplazamiento en el intervalo plástico (entre los puntos L y F) hay que tomar en cuenta el peso del material plastificado en la clave del túnel, por lo que una vez obtenido el desplazamiento radial con la ec 2.22 para una presión p_a , ésta última se corrige de acuerdo con la siguiente expresión:

$$p_{a,\text{total}} = p_a + \gamma (R_p - r) \psi \quad (2.25)$$

en donde ψ es una constante que varía entre 0 y 1, siendo el segundo valor conservador.

Con lo anterior, es posible trazar la curva presión-desplazamiento, que representa la respuesta del suelo, mostrada en la fig 2.10b.

La línea discontinua que une al punto M con la curva de respuesta del suelo representa el comportamiento que tendría el suelo si fuera un medio elasto-plástico perfecto, carente de peso y el túnel estuviera a gran profundidad, condiciones que son sólo de interés teórico.

En la práctica de la construcción, cuando el desplazamiento del suelo de la clave del túnel excede el valor de u_f se inicia un proceso de colapso progresivo ascendente en el suelo de la clave, que Terzaghi (1942) denominó "*aflojamiento*"; este fenómeno va acompañado de un incremento de la presión de apoyo p_a necesaria para el equilibrio, según la curva FA de la fig 2.10b (Rico y Castillo, 1977). Esta condición se desarrolla en la práctica como resultado de las siguientes causas:

- *Sobrexcaución excesiva de la clave o caídos*, que no son retacados en forma eficiente e inmediata después de colocado un revestimiento primario formado por marcos de acero o por dovelas de concreto o acero.
- *Desplazamiento excesivo del revestimiento primario*, por falta de una *zapata de apoyo* de la bóveda de concreto lanzado, o *insuficiente apoyo* de marcos de acero o dovelas.

El fenómeno del *aflojamiento* tiene las siguientes consecuencias:

- *Aumento de la presión vertical*, mayor que la horizontal, sobre la estructura de soporte primario; lo cual induce en ella esfuerzos y deformaciones desfavorables que pueden conducir al colapso del revestimiento primario y de la excavación.
- *Desarrollo de un estado de equilibrio plástico* en la masa de suelo que genera asentamientos superficiales.

De aquí la conveniencia de evitar que se desarrolle la condición de aflojamiento durante la construcción, con el fin de garantizar un funcionamiento estructural más eficiente del revestimiento primario y de reducir los asentamientos superficiales. Esto se consigue mediante:

- *El retaque eficiente e inmediato* de los espacios huecos entre el suelo y la estructura de soporte primario. Esta condición no se presenta si se coloca concreto lanzado.
- *La construcción de una zapata de apoyo* adecuada para la estructura de soporte primario, sea ésta de marcos de acero, dovelas prefabricadas o una bóveda de concreto lanzado.

Desplazamiento del revestimiento primario

a) Curva característica del revestimiento

El desplazamiento radial del revestimiento primario, bajo la presión aplicada por el suelo tiene tres componentes:

- *Compresión elástica del concreto (u_c)* bajo presión uniforme p_a .
- *Deflexión (u_d)* producida por la diferencia de presiones horizontal y vertical.
- *Desplazamiento vertical (u_z)* de la bóveda de concreto lanzado, cuando el revestimiento es abierto en el fondo y se apoya en zapatas longitudinales.

Compresión elástica (u_c). La compresión elástica de un anillo de concreto sometido a presión radial uniforme p_a produce un desplazamiento u_c dado por la ecuación:

$$u_c = \frac{p_a D_m^2}{4t E_c} \quad (2.26)$$

en la que: D_m diámetro medio del anillo de concreto
 t espesor del anillo de concreto
 E_c módulo de elasticidad del concreto en compresión

Es de interés práctico señalar que este desplazamiento es muy pequeño en comparación con los otros componentes, lo que se comprueba fácilmente al aplicar la ecuación anterior a un anillo de concreto simple de 25 cm de espesor, 10 m de diámetro y un concreto de $f'_c = 2500 \text{ t/m}^2$, sometido a presión uniforme de 50 t/m^2 ; en este caso, el desplazamiento radial es de 3 mm, que para fines prácticos es despreciable.

Deflexión (u_d). La distribución de presiones naturales en la masa de un suelo antes de excavar el túnel tiene la forma que muestra el diagrama del lado izquierdo de la fig 2.10d, en la que se indica que $\sigma_{ho} = K_o \sigma_{vo}$. Si en esta condición inicial de esfuerzos se coloca un revestimiento circular perfectamente flexible, incapaz de soportar un momento flexionante (por ejemplo de dovelas articuladas o de concreto lanzado simple), se produce

el ovalamiento del anillo, disminuyendo el diámetro vertical y aumentando el horizontal; simultáneamente, estos desplazamientos radiales en el suelo hacen disminuir la presión de contacto σ_{vo} y aumentar σ_{ho} , hasta que éstas llegan al valor promedio $\sigma_v = \sigma_h = \frac{1}{2}\sigma_{vo}(1+K_o)$, que muestra el diagrama del lado derecho de la fig 2.10d. Por el contrario, un revestimiento infinitamente rígido mantendría los valores iniciales de σ_{vo} y σ_{ho} y tendría que ser capaz de soportar, sin deformarse, un momento flexionante proporcional a $(\sigma_{vo} - \sigma_{ho})$; *pero tal revestimiento no existe en la práctica, por lo que siempre se producirá alguna deformación del anillo y una redistribución de presiones, cuyo valor final dependerá de las rigideces relativas del anillo y del suelo.*

Para un revestimiento flexible, puede estimarse el máximo valor posible de u_{dmax} , considerando que, según la fig 2.10d, el desplazamiento radial en la clave es el mismo para el revestimiento que para el suelo, si el contacto entre ambos es perfecto. Este desplazamiento se obtiene de la siguiente ecuación:

$$u_{dmax} = \frac{(\gamma H_o - \sigma_v)}{k} \quad (2.27)$$

sustituyendo $\sigma_v = \frac{1}{2}\gamma H_o(1+K_o)$, se tiene:

$$u_{dmax} = \frac{1}{2} \frac{(1-K_o)}{k} \gamma H_o \quad (2.27')$$

en donde k es la rigidez del sistema suelo-revestimiento (tabla E.1). Para K_o pueden considerarse los siguientes valores generalmente aceptados:

Suelo	K_o
Gravas, arenas y arenas limosas, con o sin cementación (GW - SM)	0.5
Limos arenosos, arenas arcillosas y arcillas de baja plasticidad (ML - SC y CL)	0.6
Arcillas de alta plasticidad (CH)	0.7

En el caso del revestimiento rígido la deflexión es generalmente pequeña; esto se explica en el inciso 3.3.

Asentamiento de zapatas (u_z). El asentamiento de las zapatas longitudinales rígidas en las que se apoya el revestimiento abierto de concreto lanzado se expresa por la ecuación:

$$u_z = \frac{2.2(1 - \nu^2)}{E_z} q_z B$$

Considerando $\nu = 0.3$ y $q_z B = Q_z$ (carga en la zapata por unidad de longitud), se tiene:

$$u_z = \frac{2 Q_z}{E_z}$$

para una bóveda cilíndrica, sujeta a presión radial uniforme p_a , $Q_z = p_a D/2$, que sustituido en la ecuación anterior da:

$$u_z = \frac{p_a D}{E_z} \quad (2.28)$$

de donde:

$$u_{zmax} = \frac{\gamma H_o D}{E_z} \quad (2.28')$$

siendo E_z el módulo de elasticidad del suelo situado por debajo de la zapata.

Desplazamiento de la clave (u_{rmax}). Despreciando la deformación por compresión uniforme del concreto, el desplazamiento máximo del revestimiento en la clave, bajo una presión máxima igual a γH_o , es:

$$u_{rmax} = u_{dmax} + u_{zmax} \quad (2.29)$$

u_{rmax} y γH_o son las coordenadas del punto R de la fig 2.10e, que define la recta OR , representativa de la respuesta del revestimiento.

Puede apreciarse que la pendiente de la recta varía con el tipo de revestimiento y su procedimiento de colocación; la línea 1 representa un revestimiento circular de dovelas retacadas con mortero estable, a presión; la 2 un revestimiento circular de dovelas expansibles; la línea 3

un revestimiento de concreto lanzado, provisto de zapatas bien diseñadas de acuerdo con la capacidad de carga y la deformabilidad del suelo en que se apoyan y construidas simultáneamente con el revestimiento.

b) Desplazamiento inicial (u_{i0})

Este desplazamiento tiene dos componentes:

- *Desplazamiento previo a la colocación del revestimiento*
- *Desplazamiento por holgura*

Desplazamiento previo a la colocación del revestimiento. Antes de que la excavación del frente llegue a una sección cualquiera del trazo de un túnel, la presión vertical media a la profundidad del eje, en el frente de esa sección, está representada por el punto O de la fig 2.10b, y vale $\sigma_{vo} = \gamma H_o$; la presión horizontal, en la dirección normal al frente, es $\sigma_{ho} = K_o \gamma H_o$.

Al aproximarse la excavación a la sección considerada se van disminuyendo gradualmente ambas presiones, hasta anularse la horizontal ($\sigma_{ho} = 0$), en el caso de excavación a frente abierto, como se muestra en el mecanismo de falla del frente de la fig 2.10c; en esta condición se habrá producido un desplazamiento vertical u_i de la base del prisma Z que hará disminuir la presión inicial σ_{vo} . Este es un problema tridimensional para el cual no se dispone de una solución analítica rigurosa, por lo que se emplea aquí un análisis simplista aproximado.

El desplazamiento radial en el frente, u_i , puede considerarse como el resultado de la interacción de un cilindro horizontal de suelo, imaginario, cuyo diámetro es el del túnel, representado en la fig 2.10c por las letras $abcd$, el cual soporta una presión radial exterior p_{ai} aplicada por el suelo circundante, cuya respuesta a la presión radial interior en la frontera con el cilindro es representada por la curva OLM de la fig 2.10b.

La respuesta del cilindro está representada por la gráfica Qmn de la fig 2.10b; Qm es la rama de respuesta elástica y mn la de respuesta plástica; ésta última es la línea horizontal cuya ordenada al origen es la capacidad de carga límite del prisma frontal, expresada por, $q = \alpha c \sqrt{K_p} - 0.5 \gamma_1 D_1 + p_f K_f$,

donde α es un factor que varía entre 3.4 y 6 dependiendo del tipo de falla y la forma de la cuña. Si no se presenta extrusión de material se recomienda utilizar el valor de 3.4. El subíndice 1 indica que la variable se refiere al material del frente del túnel (prisma 1).

El desplazamiento elástico radial de la periferia de un cilindro provocado por la aplicación radial de un esfuerzo es:

$$u_c = \frac{(1-\nu)}{2E_1}(p_a - p_f)$$

De acuerdo con la anterior expresión, la rama elástica sigue la recta QC_o que representa la deformabilidad del cilindro de suelo sujeto a una presión radial exterior uniforme; por lo que, el desplazamiento elástico radial máximo u_{co} de la periferia del cilindro por efecto de la descarga inducida al excavar el frente, representado por el punto C_o , se calcula con la ecuación:

$$u_{co} = \frac{(1-\nu)}{2E_1}(p_a - p_f) \quad (2.30)$$

donde E_1 es el módulo de elasticidad del suelo dentro del cilindro frontal.

Si la capacidad de carga q es mayor que la ordenada del punto de intersección I , como indica la curva Qmn , la presión de equilibrio será p_{ai} y el desplazamiento radial inicial u_{io} . Pero si la capacidad de carga q' es menor que p_{ai} , la curva de respuesta del cilindro será $Qm'n'$, cuyo punto de equilibrio es I' y cuyas coordenadas son u'_{io} y q' .

El revestimiento primario se coloca después de que se ha producido el desplazamiento inicial u_{io} ó u'_{io} .

Es interesante comentar que al considerar un comportamiento elástico lineal, la deformación radial inicial en el frente de excavación es un tercio de la total (cuando ya no existe el efecto tridimensional).

Desplazamiento por holgura. Cuando se emplea revestimiento de dovelas atornilladas que se arman dentro de la cola del escudo, queda un espacio anular entre el revestimiento y el terreno, que es aproximadamente igual al espesor de la cola del escudo; este espacio se denomina aquí holgura.

Si la holgura no se rellena de inmediato con mortero estable inyectado, el suelo circundante fluye plásticamente hasta ocupar el espacio de la holgura y sufre un desplazamiento radial u_h , que se suma al desplazamiento inicial del frente, u_{io} , estableciendo el contacto con el revestimiento; el desplazamiento radial será entonces, como muestra la fig 2.10f.

$$u_{io}'' = u_{io} + u_h \quad (2.31)$$

Es claro que el retaque inmediato y total de la holgura, inyectando mortero, eliminará el desplazamiento u_h y el asentamiento superficial correspondiente.

Interacción suelo-revestimiento

La gráfica de la fig 2.10f se obtiene superponiendo las gráficas *b* y *e*, y representa el fenómeno de interacción entre el suelo y el revestimiento. La curva *OLF* corresponde a la respuesta del suelo circundante al túnel; la línea *QI* a la del prisma del suelo del frente; el punto *I* en que se interceptan ambas gráficas representa el equilibrio de la masa de suelo que se encuentra adelante y sobre el frente al concluir el avance de la excavación y antes de colocar el revestimiento; el desplazamiento radial medio alrededor de la cavidad en este momento es u_{io} ; si en este momento se coloca un revestimiento flexible en contacto perfecto con el suelo, es decir, sin holgura entre ambos, la presión que actúa sobre el revestimiento recién colocado es nula, pero evoluciona a medida que la excavación del frente avanza.

Al continuar la excavación, a medida que el frente se aleja del tramo en el que se acaba de colocar el revestimiento, la acción tridimensional del frente se va perdiendo gradualmente, hasta anularse y alcanzar un estado de equilibrio bidimensional, cuando el frente se encuentra a una distancia de 5 diámetros del tramo en cuestión; a consecuencia de esta evolución, el desplazamiento radial crece, aumentando la presión sobre el revestimiento a lo largo de la línea $u_{io}R$, que se determina, para cada tipo de revestimiento, como se explicó antes.

En el punto E se alcanza el equilibrio en el que la presión radial de apoyo p_{ae} , desarrollada en el contacto, estabiliza el sistema suelo-revestimiento, en su condición de equilibrio bidimensional final.

Si el revestimiento se coloca con holgura, el suelo sufre un desplazamiento radial u_h , adicional a u_{io} , antes de establecer el contacto suelo-revestimiento representado por el punto u''_{io} , a partir del cual el desplazamiento crece según la línea $u''_{io}R'$, hasta alcanzar el equilibrio en el punto E' .

La presión de equilibrio disminuye hasta p'_{ae} , pero el desplazamiento radial crece hasta u'_e , lo que implica, necesariamente, un mayor asentamiento superficial.

Es conveniente recordar que en un revestimiento flexible la presión de equilibrio p_{ae} es prácticamente uniforme, por lo que los esfuerzos de flexión son muy pequeños, siendo importantes solamente los esfuerzos de compresión.

Mediciones de la presión sobre el revestimiento definitivo realizadas en túneles construidos en arcillas saturadas (Housel, 1942), indican que la presión de equilibrio p_{ae} sobre un revestimiento semirígido, se desarrolla en un período de una a dos semanas (fig 2.10g), pero continúa creciendo lentamente con el tiempo, hasta alcanzar valores cercanos o iguales a la presión total natural debida al peso propio del suelo a la profundidad del eje del túnel, γH_o . Este fenómeno ha sido observado en un buen número de mediciones realizadas en el revestimiento de túneles construidos, cuyos datos pueden consultarse en Peck (1969). La naturaleza del fenómeno no ha sido suficientemente investigada, pero parece estar relacionada con la evolución de la presión en el agua y de los esfuerzos efectivos del suelo, cuyo equilibrio inicial ha sido alterado por las diversas actividades de la construcción, y se requiere de un tiempo largo para alcanzar un nuevo equilibrio.

En contraste con este hecho, la fig 2.10g muestra que en los suelos granulares compactos, parcialmente saturados, en los que la evolución de los esfuerzos efectivos es casi simultánea con el avance de la excavación, la presión uniforme sobre el revestimiento crece hasta valores del orden

de $1.4p_{ae}$, en las tobas de consistencia media hasta $1.2 p_{ae}$ y en las tobas duras permanece constante con el tiempo. La tabla 2.2 contiene algunos valores finales empíricos, de la presión vertical de equilibrio p_{vf} , para distintos tipos de suelo y de revestimientos.

Tabla 2.2 Valores de las presiones finales, vertical p_{vf} y horizontal p_{hf} , para el diseño del revestimiento secundario

	TIPO DE SUELO	p_{vf}	p_{hf}	Revestimiento primario	Proc. Const.
SAT ⁽¹⁾	Arcillas en proceso de consolidación	$1.4 \gamma H_o$	$0.7 \gamma H_o$	Dovelas atornilladas con retaque a presión $p_{ar}^{(2)}$	EFP ⁽³⁾
	Arcillas de consistencia blanda a dura, no sujetas a consolidación por causas externas ⁽⁴⁾	γH_o	$0.7 \gamma H_o$		
	Limos y arenas en estado suelto a semicompacto	$0.7 p'_{vo} + u_o^{(5)}$	$p_{ar}^{(2)}$		
NSAT ⁽⁶⁾	Arcillas no expansivas ⁽⁴⁾ , consistencia dura a muy dura, limos y arenas sueltos a semicompactos	$1.4 p_{ar}^{(2)}$ ó $1.4 p_{ae}^{(7)}$	$p_{ar}^{(2)}$ ó $p_{ae}^{(7)}$	Dovelas atornilladas con retaque a presión $p_{ar}^{(2)}$, o dovelas expandibles, o bóveda de concreto lanzado apoyada en zapatas	EA ⁽⁸⁾ ó FACOL
	Limos y arenas compactas a muy compactas, tobas blandas	$1.2 p_{ar}^{(2)}$ ó $1.2 p_{ae}^{(7)}$			
	Tobas duras a muy duras	p_{ae} ó $p_{ar}^{(2)(7)}$			

NOTAS:

- (1) SAT Saturado
- (2) p_{ar} , presión de inyección del mortero de retaque; valores recomendables: suelo saturado $p_{ar} \geq 1.1 u_f$, donde u_f es la presión del agua en el fondo; para suelo no saturado $p_{ar} \geq 0.4 \gamma H_o$; si $p_{ar} < p_{ae}$ usar $p_{ae}^{(7)}$
- (3) EFP Escudo de frente a presión
- (4) para arcillas expansivas usar $p_{vf} = 1.4 \gamma H_o$ y $p_{hf} = 0.7 \gamma H_o$
- (5) p'_{vo} , presión efectiva natural a la profundidad del eje, u_o presión en el agua al eje del túnel. Los valores de p_{vf} son recomendables para diseño de revestimientos primarios flexibles; para revestimiento único ver inciso 2.3.3, haciendo $p_o = p_{vf}$
- (6) NSAT No saturado
- (7) p_{ae} , presión de equilibrio obtenida del análisis de interacción suelo-revestimiento primario, (véase inciso 2.3.2)
- (8) EA Escudo abierto

Apéndice A

Bases teóricas para el análisis de equilibrio del mecanismo de falla del frente del túnel

Distribución de esfuerzos en el mecanismo de falla

La magnitud de las fuerzas resistentes que se desarrollan sobre las caras verticales de los prismas rectangulares del mecanismo de falla del frente es una función de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; pero la resistencia al corte, a su vez, es una función de la cohesión c , el ángulo de fricción interna ϕ y el esfuerzo normal al plano de falla σ_n , expresada en su forma más general por la ecuación de Coulomb,

$$s = c + \sigma_n \tan \phi$$

En el caso de las arcillas saturadas, debido a su baja permeabilidad, la resistencia al corte puede considerarse constante durante el proceso de excavación del frente; su valor se determina mediante pruebas de compresión triaxial no drenadas, cuya envolvente de falla (envolvente de Mohr) es una recta horizontal, como muestra la fig A.1, por lo cual la resistencia al corte de las arcillas saturadas se representa por la ecuación $s = c$. Es decir que, la resistencia no drenada de los suelos puramente cohesivos está dada por la ordenada al origen de la envolvente de falla y es independiente del esfuerzo normal total σ_n .

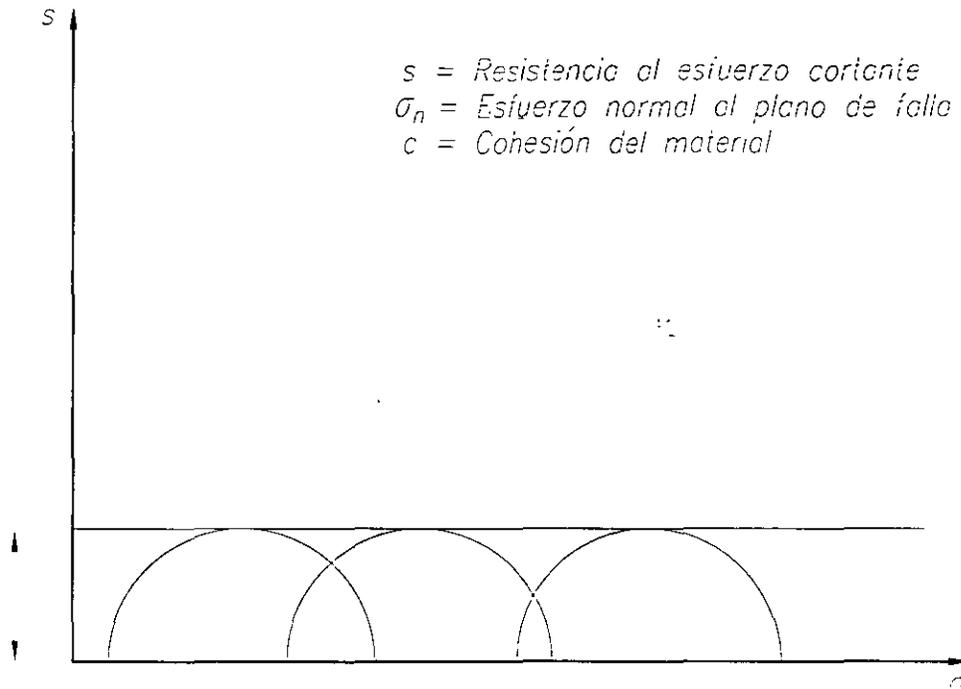


Fig A.1 *Envolvente de Mohr para arcillas saturadas*

En cambio, en los suelos cohesivo-friccionantes, representados por las mezclas de limo y arena, cuando están parcialmente saturados, o cementados, la envolvente de falla, obtenida en la prueba triaxial no drenada, es una recta inclinada, como la de la fig A.2, según la cual la resistencia al corte se expresa por la ecuación de Coulomb.

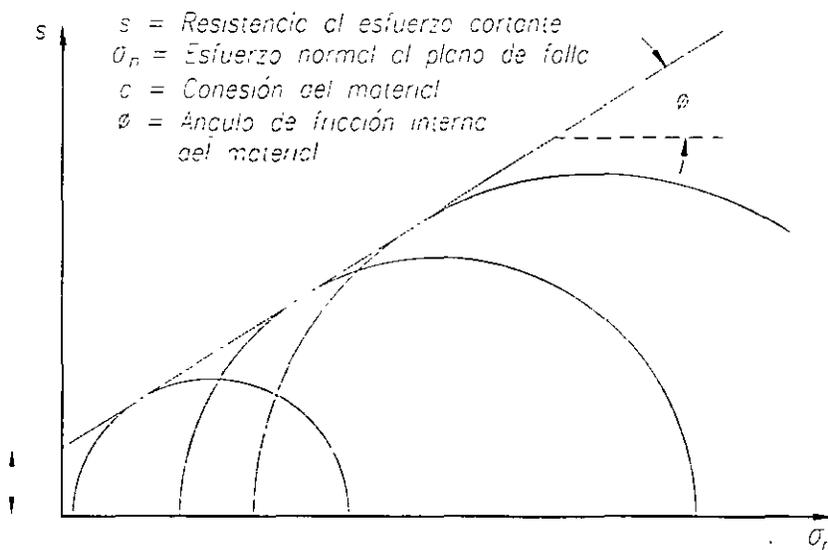


Fig A.2 *Envolvente de Mohr para suelos cohesivo-friccionantes*

Esto indica que la resistencia de los suelos cohesivo-friccionantes es una función del esfuerzo normal al plano de falla. Puesto que el estado de esfuerzos en la masa de suelo que rodea al frente varía durante el proceso de excavación, es necesario evaluar la magnitud y distribución de los esfuerzos inducidos por la excavación en las caras verticales de los prismas del mecanismo de falla.

Esfuerzos en las caras del prisma de la clave

Por ahora no se dispone de una solución rigurosa para analizar el estado de esfuerzos tridimensional alrededor del frente de un túnel. A continuación se describe un método aproximado en el que se consideran dos casos:

- a) cuando **los esfuerzos cortantes en el plano de falla están dentro del intervalo elástico** de la curva esfuerzo-deformación obtenida de la prueba triaxial, que presenta la fig A.3.
- b) cuando **los esfuerzos cortantes que actúan en el plano de falla alcanzan el rango del comportamiento plástico** del suelo.

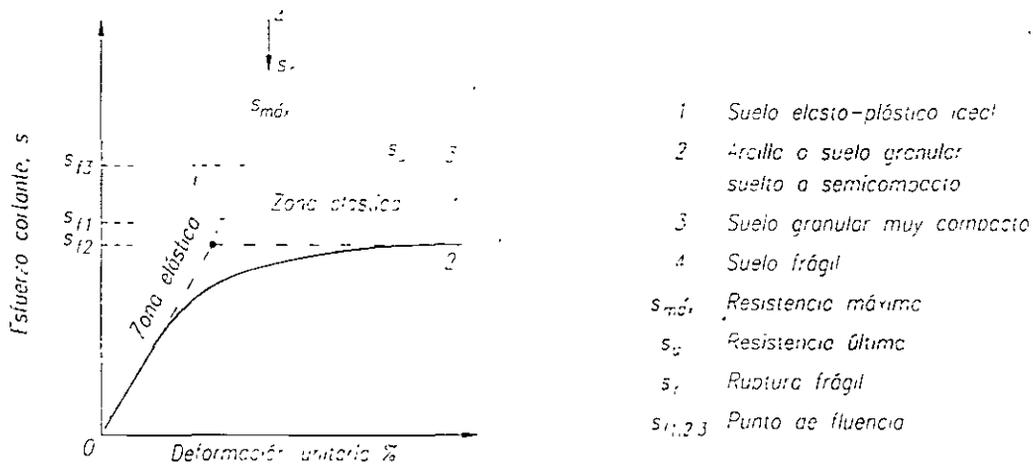


Fig A.3 Curvas esfuerzo-deformación típicas

Para simplificar el análisis, se considerará inicialmente que el túnel se encuentra arriba del nivel freático, en cuyo caso no existen fuerzas de filtración. En el inciso 2.4 se considera la influencia de este factor.

a) Equilibrio en el intervalo elástico

Cuando los esfuerzos inducidos en el suelo por la excavación del túnel se encuentran dentro de la zona ascendente, aproximadamente lineal, de la curva esfuerzo-deformación (fig A.3), se dice que el suelo se encuentra en *equilibrio elástico*.

Distribución de esfuerzos

La distribución de los esfuerzos en las caras verticales del prisma de la clave desarrollados durante el proceso de excavación del frente puede analizarse, de manera aproximada, mediante el modelo elástico representado en la fig A.4, el cual simula al prisma 3 de la clave en el mecanismo de falla simplificado de la fig 2.2; considerando que en el plano horizontal que pasa tangente a la clave del túnel existe, antes de la excavación, una losa de concreto imaginaria, rígidamente apoyada, como indican las figs A.4a y A.5.

Suponiendo que el bloque de tierra que descansa sobre la losa sea de un material homogéneo, elástico e isótropo, los esfuerzos efectivos iniciales en la masa de suelo, antes de la excavación del túnel, se deben solamente a su peso propio; para un punto cualquiera, a una altura z sobre el plano de la losa, estos esfuerzos están dados por las siguientes expresiones:

$$\begin{array}{ll} \text{para la presión vertical,} & \sigma_{vo} = \gamma (H - z) \\ \text{para la horizontal,} & \sigma_{ho} = K_o \gamma (H-z) \end{array}$$

donde γ , es el peso volumétrico del suelo y $K_o = \sigma_{ho}/\sigma_{vo}$, la relación de Rankine para esfuerzos principales en el estado natural de reposo del suelo.

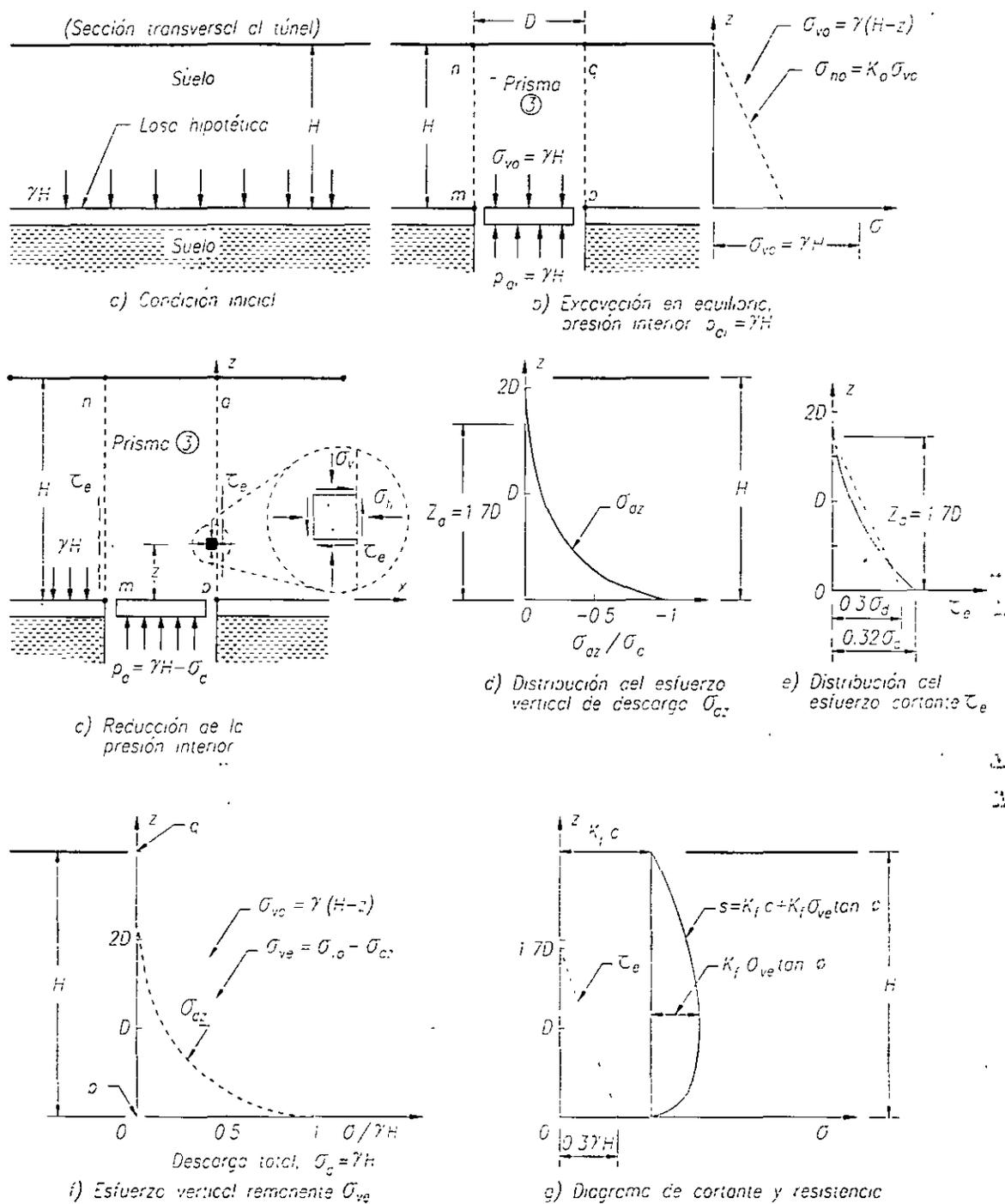


Fig A.4 Diagramas de esfuerzos elásticos en el prisma de la clave

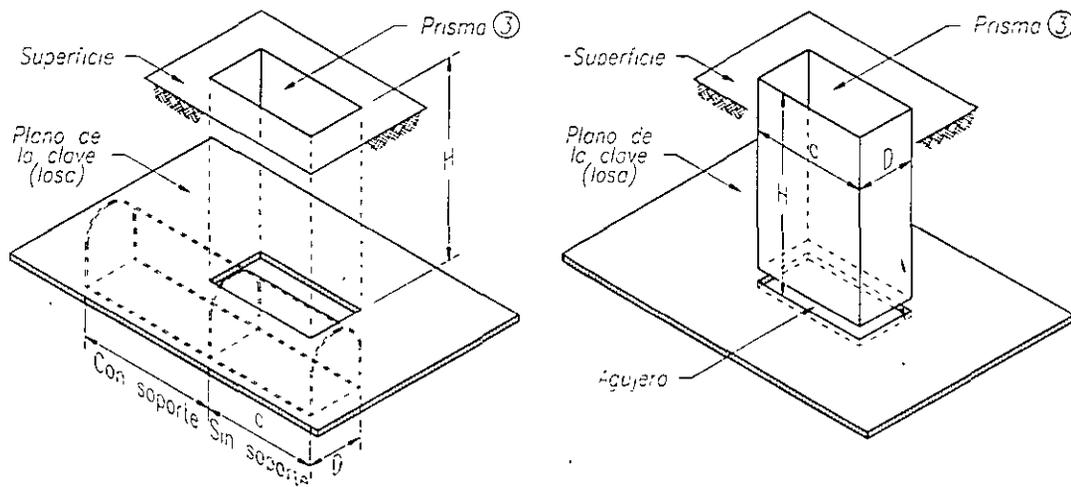


Fig A.5 Geometría del prisma rectangular de la clave

En la fig A.4b se muestra la variación lineal de ambos esfuerzos con la altura z . A la profundidad de la losa el esfuerzo vertical inicial es $\sigma_{vo} = \gamma H$.

Supóngase que en la losa se corta una ranura siguiendo el perímetro del cuadrado de lado D , según las figs A.4b y A.5 y que en el área del cuadrado se mantiene una presión vertical ascendente $p_{ai} = \gamma H$, de manera que no se altere el estado de esfuerzos iniciales. En la masa de suelo se forma un prisma virtual, $mnqp$, cuya base es la placa cuadrada cortada en la losa. Este prisma es semejante al que se formaría sobre la clave de un túnel al avanzar la excavación. Supóngase que se hace disminuir la presión ascendente inicial p_{ai} , que da apoyo a la base del prisma de suelo, en una cantidad σ_d , tal que la nueva presión de apoyo esté dada por:

$$p_a = p_{ai} - \sigma_d = \gamma H - \sigma_d$$

de donde la descarga es: $\sigma_d = \gamma H - p_a$ (A.1)

La descarga σ_d producirá una disminución de los esfuerzos σ_{vo} y σ_{ho} a lo largo de las caras del prisma de suelo y desarrollará un esfuerzo cortante, τ_c , como ilustra la fig A.4c. El nuevo estado de esfuerzos puede estimarse con base en la teoría de la elasticidad (Rico y Castillo, 1977),

considerando a la descarga $-\sigma_d$ como un esfuerzo de tensión superpuesto al estado inicial de esfuerzos.

Aplicando a la base del prisma cuadrado una tensión uniforme $-\sigma_d$ se generan en la masa de suelo esfuerzos verticales de tensión $-\sigma_{dz}$ que decrecen con la altura z y cuya distribución en la superficie lateral del prisma, sobre el eje vertical pq , se muestra en la fig A.4d; en ella se observa que, a una altura $Z_d=1.7D$, el esfuerzo vertical $-\sigma_{dz}$ vale aproximadamente $-0.1\sigma_d$. Esto implica que, arriba de esta altura Z_d , la influencia de la tensión $-\sigma_d$ aplicada en la base del prisma es despreciable.

Superponiendo los diagramas de esfuerzos verticales de las figs A.4d y A.4b se obtiene la fig A.4f en la que se ve que la diferencia $\sigma_{vo}-\sigma_{dz} = \sigma_{ve}$ representa la distribución del esfuerzo vertical remanente σ_{ve} , a lo largo de la cara pq del prisma de la clave, después de aplicada la descarga.

En cuanto a la magnitud de los esfuerzos cortantes elásticos τ_e , que se desarrollan a lo largo del eje de referencia pq , en el diagrama A.4e se muestra su variación con la vertical, expresada como una fracción de σ_d ; se observa que el máximo valor del esfuerzo cortante se produce en la parte inferior del prisma y vale $\tau_e=0.32\sigma_d$. Puede verse también que, a la altura Z_d , el esfuerzo τ_e vale $0.05\sigma_d$, que es una magnitud prácticamente despreciable.

Lo anterior significa que los esfuerzos cortantes inducidos por la descarga σ_d que actúa en la base del prisma, solamente afectan al suelo que se encuentra dentro de la altura $Z_d = 1.7D$; arriba de esta altura los esfuerzos cortantes son despreciables. Para simplificar el manejo algebraico posterior, se puede sustituir, sin error apreciable, el diagrama curvo de cortantes de la fig A.4e, por una línea recta, formando un triángulo cuya base $\tau_{em\acute{a}x} = 0.3\sigma_d$ y su altura es $1.7D$. De acuerdo con la ec A.1, puede escribirse:

$$\tau_{em\acute{a}x} = 0.3 (\gamma H - p_d) \quad (A.1')$$

El esfuerzo cortante natural, inicial, en los planos verticales del prisma, antes de la descarga, se puede admitir como nulo, porque inicialmente

éstos son planos principales; por ello, el esfuerzo cortante final τ_c es solamente el inducido por el esfuerzo de descarga σ_d .

Volviendo nuevamente a la fig A.5, se observa que, en el caso más general, el prisma 3 de la clave del túnel tiene base rectangular cuyo ancho es D y cuya longitud puede variar de cero a infinito; mientras que el razonamiento anterior se refiere al caso particular de un prisma de base cuadrada. Sin embargo, esto no parece ser un motivo de error sustancial, ya que, por una parte, un análisis más riguroso del equilibrio de una galería circular, de longitud infinita dado por la teoría de la elasticidad (Rico y Castillo, 1977) muestra que la distribución de esfuerzos es similar a la que se considera en el modelo de la fig A.4 y por la otra, los resultados obtenidos del ensaye de modelos a escala confirman, razonablemente bien, las hipótesis simplificadoras aquí consideradas (Kimura y Mair, 1981).

Desarrollo de los esfuerzos resistentes

Considerando a las caras verticales del prisma como planos de posible deslizamiento, de acuerdo con el mecanismo de falla propuesto, los esfuerzos cortantes resistentes que pueden desarrollarse en ellos se expresan según la ecuación de Mohr-Coulomb, para suelo cohesivo-friccionante, fig A.6.

$$s_f = c + \sigma_n \tan \phi$$

- donde s_f esfuerzo cortante máximo (resistencia) en el plano de falla, representado por el punto F en el diagrama de Mohr
 c cohesión del suelo, dada por la ordenada al origen de la envolvente de falla de Mohr
 σ_n esfuerzo de compresión normal al plano de falla F
 ϕ ángulo de fricción interna del suelo determinado por la envolvente de falla de Mohr

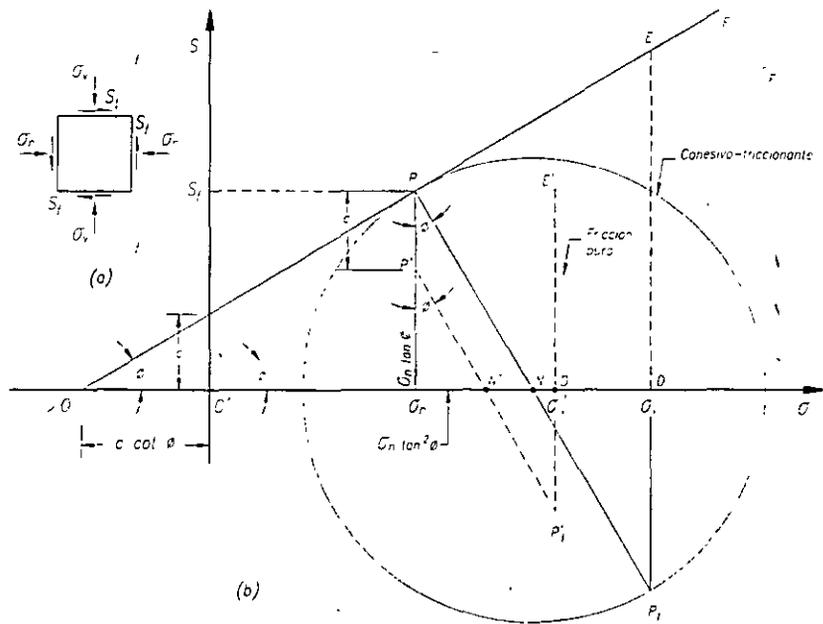


Fig A.6 (a) Esfuerzos en un punto del plano vertical $f-f$, de la zona plástica en el prisma deslizante de la clave.
 (b) Diagramas de Mohr para un plano vertical $f-f$, de la zona plástica (a)

Expresando la resistencia al corte s_f en función del esfuerzo de compresión vertical σ_v que actúa en el plano horizontal conjugado, se tiene:

$$s_f = K_f(c + \sigma_v \tan \phi) = K_f c + K_f \sigma_v \tan \phi \quad (\text{A.2})$$

El factor de fricción K_f es una función del ángulo de fricción interna del suelo, dada por la ecuación

$$K_f = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi}{1 + \text{sen}^2 \phi} = \frac{\sigma_n}{\sigma_v} \quad (\text{A.3})$$

en la cual: σ_{nf} es el esfuerzo normal al plano de falla, en un suelo friccionante puro ($c = 0$), fig A.6a
 σ_{vf} esfuerzo vertical conjugado, para la misma envolvente del suelo friccionante puro, fig A.6b

Deducción de las ecuaciones anteriores

La fig A.6b muestra dos envolventes de falla de Mohr; la recta $O'F'$ corresponde a un suelo friccionante puro, en el que $c = 0$. Pasa por el origen y forma un ángulo ϕ con el eje horizontal. El círculo punteado, con centro en N' , es tangente a la envolvente en el punto P' , que representa el plano vertical de falla $f-f$ en la fig A.6a, en el cual el esfuerzo normal es σ_n y el tangencial $\tau = s'_f$, que es igual a la resistencia al corte del suelo.

$$s'_f = \sigma_n \tan \phi$$

El esfuerzo vertical σ'_v es la abscisa del punto P'_1 , que representa al plano horizontal conjugado del plano de falla. De este diagrama de esfuerzos puede escribirse la siguiente igualdad geométrica:

$$\sigma'_v = \sigma_n + 2\sigma_n \tan^2 \phi = \sigma_n \left(1 + \frac{2 \sin^2 \phi}{\cos^2 \phi} \right)$$

de aquí:

$$\sigma'_v = \sigma_n \left(\frac{1 + \sin^2 \phi}{1 - \sin^2 \phi} \right)$$

finalmente:

$$\frac{\sigma_{nf}}{\sigma_{vf}} = K_f = \frac{1 - \sin^2 \phi}{1 + \sin^2 \phi}$$

La línea OF (fig A.6b), es la envolvente de un suelo cohesivo-friccionante, con el mismo ángulo de fricción ϕ y con una ordenada al origen c que representa la cohesión. Considerando que el esfuerzo normal σ_n tenga el mismo valor que para el círculo del suelo friccionante puro, el círculo de Mohr correspondiente a la envolvente OF será tangente a ella en el punto P y su centro será el punto N . Por semejanza de triángulos $O'D'E'$ y ODE se puede escribir la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sigma_n}{\sigma_v} = \frac{c \cot \phi + \sigma_n}{c \cot \phi + \sigma_v} = K_f \quad \text{multiplicando por } \tan \phi$$

$$\frac{c + \sigma_n \tan \phi}{c + \sigma_v \tan \phi} = K_f \quad \text{substituyendo } c + \sigma_n \tan \phi = s_f$$

$$s_f = K_f(c + \sigma_v \tan \phi) = K_f c + \sigma_v K_f \tan \phi$$

Con base en esta ecuación que expresa el valor de la resistencia s_f en el plano de falla para un suelo cohesivo-friccionante, en función del esfuerzo vertical σ_v , la relación K_f y la cohesión del suelo c , se obtiene el diagrama de la fig A.4g que muestra la variación de la resistencia al corte con la altura z , en el plano potencial de falla, que es la cara vertical del prisma de falla. A partir del diagrama de esfuerzos verticales σ_{ve} se calcula y dibuja la curva de esfuerzos resistentes de la fig A.4g.

El **factor de seguridad contra deslizamiento del prisma** se obtiene comparando el área del diagrama de resistencias s_f , hasta la altura Z_d , con el área del diagrama de esfuerzos cortantes elásticos τ_e .

Diagramas simplificados de cortantes y resistencias

Para simplificar el análisis, con apoyo en los conceptos de los párrafos anteriores se obtienen los diagramas simplificados de cortantes y resistencias que se generan en las caras del prisma de la clave de un túnel al avanzar la excavación del frente; se pueden presentar dos casos:

- 1) que por el procedimiento de excavación del túnel se deje **sin apoyo al prisma de la clave**, $p_a=0$,
- 2) que se mantenga en la base del prisma una **cierta presión de apoyo**, p_a .

Túnel excavado sin apoyar el prisma de la clave. En la fig A.7a se muestra la condición de descarga total del prisma de la clave, lo que significa que el diagrama de esfuerzo vertical σ_{vo} cambia de la ley lineal inicial ob a la curva oad . En cuanto al esfuerzo cortante τ_e , su valor inicial es nulo y el final es aproximadamente lineal, representado por la recta hj . Todo este desarrollo supone *que la masa de suelo se encuentra en equilibrio elástico*, lo que implica necesariamente que la resistencia cohesiva del suelo sea mayor que el máximo esfuerzo cortante; es decir que $K_f c \geq 0.3 \gamma H$, como muestra la recta pm de la fig A.7a.

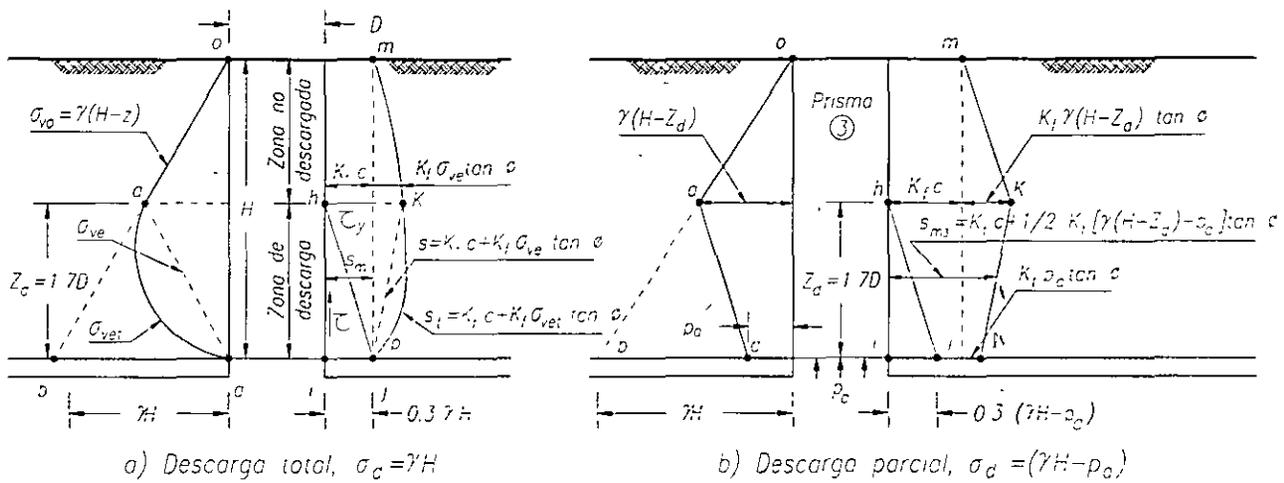


Fig A.7 Diagramas simplificados de esfuerzos y resistencias en las caras del prisma de la clave para el caso elástico ($K_f c \geq 0.3 \gamma H$)

Obsérvese en la figura que los esfuerzos iniciales en el suelo son modificados por la descarga de la base del prisma solamente hasta la altura Z_d , por lo que a esta zona de disminución de esfuerzos se le denomina *zona de descarga*, mientras que en el suelo que se encuentra arriba de Z_d no se alteran los esfuerzos naturales, por lo que se llama *zona no descargada*. En la fig A.7a, se pueden introducir simplificaciones para definir el *valor medio de resistencia al corte* s_{m3} , que se desarrolla a lo largo de las caras del prisma N° 3. El esfuerzo vertical σ_{vet} , obtenido mediante la teoría de la elasticidad, está representado por la curva ad , la cual se puede sustituir por la recta ad' , que daría valores menores del esfuerzo vertical σ_{ve} y por ello quedaría del lado de la seguridad.

Aceptando que $\sigma_{ve} = \sigma_v$ y substituyendo en la ec A.2, se tendría que el valor medio de la resistencia desarrollada en las caras del prisma, hasta la altura Z_d sería, $s_{m3} = K_f c + 0.5 K_f \sigma_{vea} \tan \phi$, donde σ_{vea} es el valor del esfuerzo vertical en el punto a , el cual a su vez está dado por:

$$\sigma_{vea} = \gamma(H - Z_d) \quad (A.4)$$

De aquí se derivan los siguientes dos casos:

- Túnel *profundo* ($H \geq 1.7D$); la resistencia media del suelo es:

$$s_{m3} = K_f c + 0.5K_f \gamma(H - Z_d) \tan \phi \quad (\text{A.5})$$

- Túnel *Somero* ($H < 1.7D$); para valores de $H < Z_d$, el esfuerzo vertical en la superficie del terreno es nulo, y la resistencia friccionante desaparece en la ec A.5, por lo tanto, la resistencia media del suelo es:

$$s_{m3} = K_f c \quad (\text{A.6})$$

Esto significa que, para túneles someros, la componente friccionante de la resistencia al corte es nula y ***la estabilidad del frente dependerá solamente de la cohesión del suelo.***

Túnel excavado con presión interna. En la fig A.7b se ilustra la condición de descarga parcial del prisma de la clave, cuando se aplica una presión interna p_a en la base del prisma. La descarga neta será, $\sigma_d = (\gamma H - p_a)$. La presión de apoyo p_a puede generarse con aire comprimido dentro del túnel, o por la expansión del anillo de dovelas, o bien, por el inyectado de mortero a presión entre el revestimiento y el suelo.

El prisma 2, que se apoya sobre el prisma triangular 1, (fig 2.2), se puede considerar como un caso similar, donde la presión de apoyo p_a se substituye por la capacidad de carga del prisma 1,

$$q = 2.7c \sqrt{K_p} + p_f K_p - 0.5\gamma A$$

en la cual, p_f es la presión horizontal aplicada al plano del frente y K_p el coeficiente de empuje pasivo de Rankine.

El diagrama simplificado de los esfuerzos verticales está representado por la línea *dao* de la fig A.7b; el máximo esfuerzo cortante elástico es:

$$\tau_{\max} = 0.3 (\gamma H - p_a)$$

y el diagrama de resistencia, simplificado, el que se indica por la línea *lkm*.

El valor medio de la resistencia al corte s_{m3} , que se desarrolla en las caras del prisma, hasta la altura $Z_d = 1.7D$, es entonces:

$$s_{m3} = K_f c + 0.5 K_f [\gamma(H - Z_d) + p_a] \tan \phi$$

que conduce a los casos siguientes:

- Túnel *profundo* ($H \geq 1.7D$), la resistencia media del suelo es:

$$s_{m3} = K_f c + 0.5 K_f [\gamma(H - Z_d) + p_a] \tan \phi$$

- Túnel *Somero* ($H < 1.7D$), la resistencia media del suelo es:

$$s_{m3} = K_f c + 0.5 K_f p_a \tan \phi \quad (\text{A.7})$$

b) Equilibrio en el intervalo plástico (suelos blandos)

Cuando el esfuerzo cortante elástico máximo, inducido por la excavación del túnel en la base del prisma 3, sobrepasa el punto de fluencia del suelo, $0.3(\gamma H - p_d) > K_f c$ como lo muestran las curvas esfuerzo-deformación de la fig A.3, ***se desarrollará una zona plástica*** en la parte inferior del prisma, como se muestra esquemáticamente en la fig A.8a; dicha zona plástica alcanzará una cierta altura Z_p , dentro de la cual *los esfuerzos cortantes plásticos τ_{pz} serán iguales a la resistencia del suelo en su punto de fluencia plástica s_f ; es decir, $\tau_{pz} = s_f$*

Arriba de la zona plástica los esfuerzos cortantes son menores que s_f y el suelo se comporta según el intervalo elástico de su curva esfuerzo-deformación.

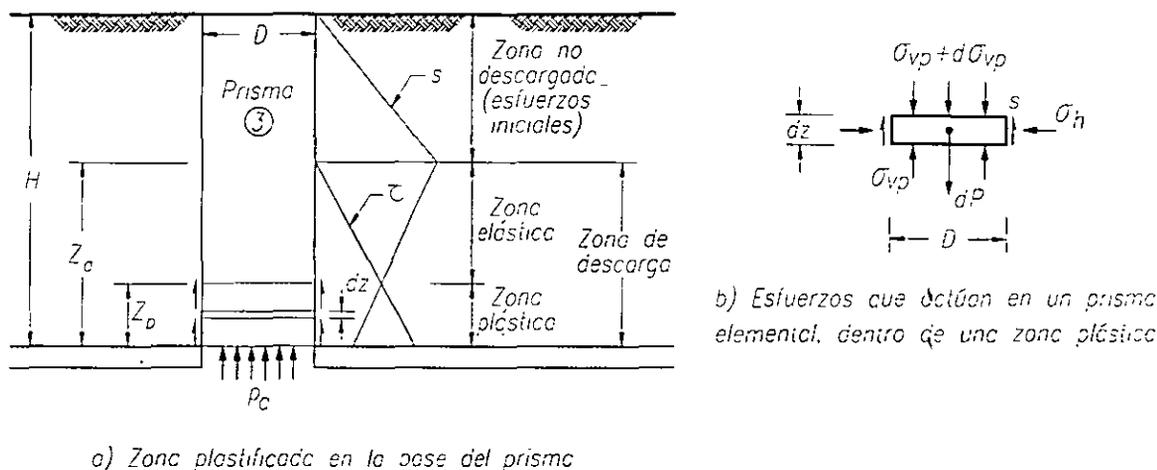


Fig A.8 Mecanismo de arqueo para la zona plastificada del prisma de la clave

Determinación del esfuerzo vertical

En la zona no descargada de la fig A.8a, el esfuerzo vertical σ_v puede evaluarse con la expresión $\gamma(H-z)$. En la zona elástica, el esfuerzo vertical σ_v se calcula como se describe en el inciso anterior. Por otra parte, para la zona plastificada se recurre aquí a una solución aproximada que se basa en el estudio del fenómeno del arqueo, con un mecanismo semejante al propuesto por Terzaghi (1943 y 1945-46). Este mecanismo de arqueo se muestra con detalle en la fig A.8a, de la cual se derivan las siguientes observaciones:

- La parte inferior del prisma de la clave, con altura Z_p se encuentra en equilibrio plástico, lo que implica que el esfuerzo cortante τ_{pz} que actúa en la cara del prisma es igual a la resistencia al corte del suelo, s_f .
- En la base del prisma actúa una presión de apoyo p_a menor que γH , que puede ser dada por un soporte temporal o un fluido a presión.

El equilibrio de un prisma elemental, de ancho D , longitud a y espesor dz , localizado a una altura z , dentro de la zona plástica (fig A.8b), se expresa por $(\sigma_{vp} + d\sigma_{vp})Da - \sigma_{vp}Da + \gamma D a dz - 2s_f(D + a)dz = 0$.

Sustituyendo, $R = \frac{D}{a} + 1$ y $s_f = K_f c + K_f \sigma_{vp} \tan \phi$,

resulta:
$$d\sigma_{vp} - \frac{2K_f R \tan\phi}{D} \sigma_{vp} dz - \left(2K_f c \frac{R}{D} - \gamma\right) dz = 0$$

La solución de esta ecuación diferencial es:

$$\sigma_{vp} = \frac{2K_f c - \frac{\gamma D}{R}}{2K_f \tan\phi} \left(e^{\left(2K_f R \tan\phi \frac{z}{D}\right)} - 1 \right) + p_a e^{\left(2K_f R \tan\phi \frac{z}{D}\right)} \quad (\text{A.8})$$

Diagrama de esfuerzos y resistencia al corte

Para ilustrar la variación de los esfuerzos y de la resistencia al corte en las caras del prisma de la clave, conviene seguir el procedimiento semigráfico que se presenta en la fig A.9, que corresponde a un ejemplo con las siguientes características: se trata de un túnel circular que se construye sin presión interna, avanzando la excavación, sin soporte, en incrementos de medio diámetro.

Esfuerzo vertical plástico σ_{vp} . Asignando valores crecientes a la relación z/D se obtienen los valores correspondientes de σ_{vp} (ec. A.8), que se desarrollan dentro de la zona plástica; estos valores definen la curva *ofg* de la fig A.9b. En un túnel en el que p_a sea diferente de cero, la curva σ_{vp} se inicia con una abscisa de ese mismo valor.

Esfuerzo cortante plástico τ_{pc} . A partir de la curva *ofg*, mediante la expresión $s_f = K_{fc} + K_f \sigma_{vp} \tan\phi$; con un valor de $\phi = 30^\circ$ y $K_f = 0.6$, se puede construir la curva *apd* de esfuerzos cortantes plásticos τ_{pc} de la fig A.9a.

Esfuerzo cortante elástico τ_{ec} . Se traza el diagrama simplificado de esfuerzos cortantes elásticos τ_{ec} , suponiendo que todo el suelo del prisma se encuentre en estado de equilibrio elástico, representado por la recta *mh* (fig A.9a). La base del triángulo formado vale $\tau_{em\acute{a}x} = 0.3 \gamma H$ y la altura $Z_d = 1.7D$. La intersección con el diagrama de esfuerzos cortantes plásticos es el punto *p*, que marca la altura de la zona plástica Z_p . Dentro de esta zona, la resistencia al corte s_f es igual al esfuerzo cortante τ_{pc} . Arriba del punto *p* el suelo se encuentra en equilibrio elástico.

Datos: Geométricos $D=7\text{ m}$, $H=21\text{ m}$;
 Constructivos $D/a=2$, $p_a=0\text{ t/m}^2$
 Geotécnicos $c=5\text{ t/m}^2$, $\phi=30^\circ$ y $\gamma=1.8\text{ t/m}^3$

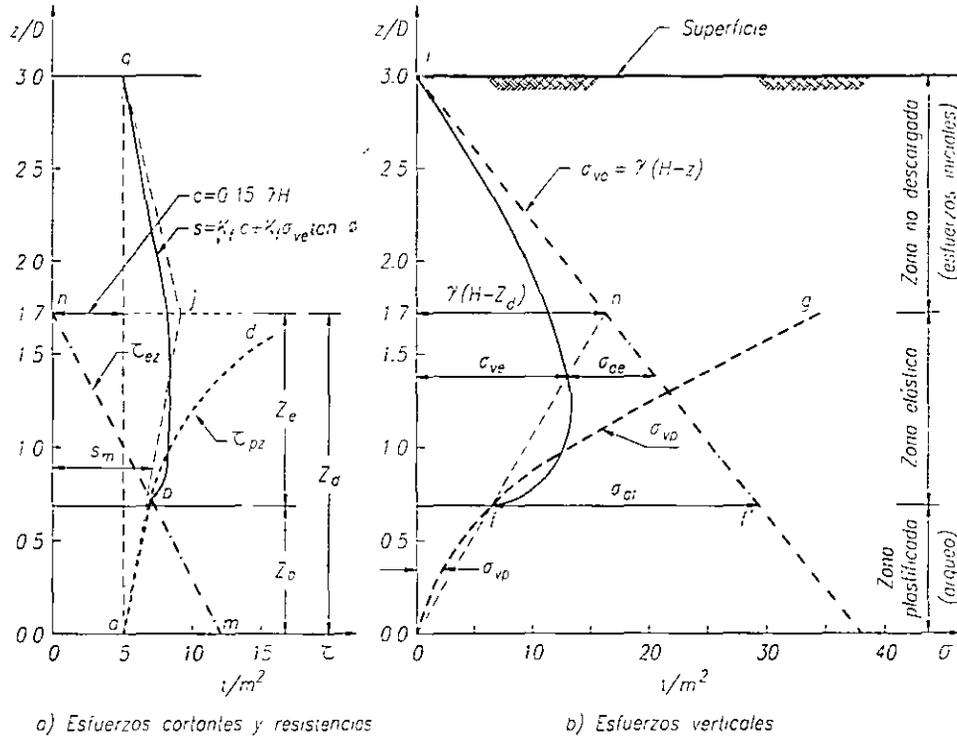


Fig A.9 Diagramas de esfuerzos y resistencias en la cara del prisma de la clave

Esfuerzo vertical elástico σ_{ve} . La variación vertical de este esfuerzo entre la superficie y el punto f , correspondiente del p (fig A.9b), se obtiene aplicando la expresión $\sigma_{ve} = \sigma_{vo} - \sigma_{de}$, donde el esfuerzo σ_{de} se obtiene distribuyendo el esfuerzo σ_{df} hacia arriba, en la zona elástica, de acuerdo con la solución de Steinbrenner (Juárez Badillo y Rico, 1967); los esfuerzos de descarga σ_{de} , al ser disminuidos de σ_{vo} dan el esfuerzo vertical elástico σ_{ve} que muestra la curva fi (fig A.9b).

Resistencia al corte del suelo. Con los valores de σ_{ve} dados en la curva fi , se obtienen los valores correspondientes a la resistencia al corte del suelo, mediante la ecuación $s_f = K_f c + K_f \sigma_{ve} \tan \phi$, que se presentan en la curva pq , (fig A.9a).

Resistencia media al corte. El diagrama combinado de esfuerzos verticales, de la zona plastificada σ_{vp} y de la elástica σ_{ve} , corresponde a la curva *ofi*; esta curva puede simplificarse, admitiendo el diagrama triangular *ohi* como equivalente (fig A.9b), cuyo vértice *h* corresponde a la altura Z_d .

El diagrama triangular simplificado *ohi*, de esfuerzos verticales σ_{vp} y σ_{ve} , genera a su vez el diagrama simplificado de resistencia al corte *ajq* de la fig A.9a; de este último se obtiene la siguiente expresión para el valor medio del esfuerzo resistente:

$$s_m = K_f c + 0.5K_f \gamma(H - Z_d) \tan \phi$$

Como esta expresión resulta idéntica a la ec A.5, se puede admitir su aplicabilidad para el intervalo elástico.

c) Conclusiones

- Con base en la teoría de la elasticidad, puede considerarse que la zona de influencia de los esfuerzos inducidos en el suelo por la excavación del frente de un túnel, llega hasta la altura $Z_d = 1.7D$.
- La magnitud de los esfuerzos cortantes inducidos por la excavación es función de $(\gamma H - p_a)$: la condición máxima se alcanza cuando $p_a = 0$, que corresponde al caso de una excavación sin soporte ni presión interior.
- El valor medio, aproximado, de la resistencia al corte en la cara del prisma, dentro de la altura Z_d , está dado por la expresión:

$$s_m = K_f c + 0.5K_f [\gamma(H - Z_d) + p_a] \tan \phi \quad (\text{A.9})$$

El valor de K_f , en la zona plástica alcanza el valor de la función:

$$K_f = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi}{1 + \text{sen}^2 \phi} \quad (\text{A.10})$$

Para diferentes valores de ϕ se tiene:

<i>Tipo de suelo</i>	K_f
<i>Arcilla saturada</i> ($c \neq 0, \phi = 0$)	1
<i>Arena limosa</i> ($c = 0, 22^\circ < \phi < 45^\circ$)	0.75 a 0.33

- Puesto que K_f es importante solamente en el caso de suelos cohesivo-friccionantes, es de interés notar que, para valores de ϕ en el intervalo más común de estos suelos, variable desde 22° hasta 45° , el producto $K_f \tan\phi$ es casi constante, y puede considerarse un valor promedio de $K_f \tan\phi = 0.34$; por lo que, dentro de ese rango del ángulo de fricción, puede usarse este valor para el cálculo del valor medio de la resistencia al corte en las caras del prisma; la ec A.5 se expresa entonces como:

$$s_{m3} = K_f c + 0.17[\gamma(H - Z_d) + p_a] \quad (\text{A.11})$$

Para el prisma 2, en cuya base actúa como presión de apoyo la desarrollada por la capacidad de carga neta, q , del prisma 1, la ecuación anterior tendrá la siguiente forma:

$$s_{m2} = K_f c + 0.17[\gamma(H - Z_d) + q] \quad (\text{A.11}')$$

donde

$$q = 2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p - 0.5\gamma A$$

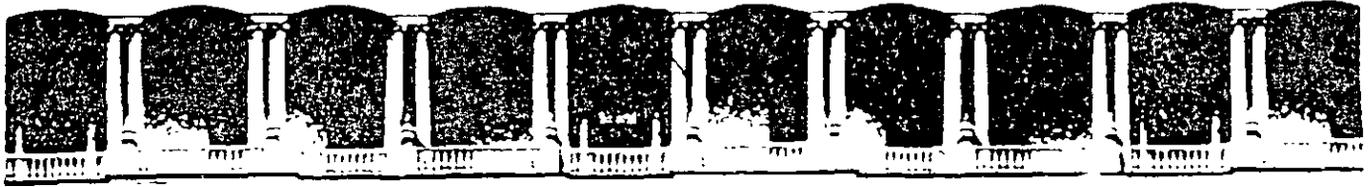
Referencias

- Alberro, J. y G. Hiriart (1983), "Resistencia a Largo Plazo de las Arcillas de la Ciudad de México", *Series del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México*, N° 317, México.
- Alberro, J. (1983), "Presiones en Túneles e Interacción Roca-Revestimiento", *Series del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México*, N° 468, México.
- Bello, A., J. Bello y Anaya E. (1985), "Instrumentación en los Túneles del Metro", *Túneles en Suelos Blandos y Firmes*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., México.
- Bieniawski, Z.T. (1989), *Engineering Rock Mass Classifications*, John Wiley and Sons, USA.
- Bickel, J.O. y T.R. Kursel (1992), *Tunnel Engineering Handbook*, Krieger Publishing Company, Malabar, Florida.
- Brebbia, C.A. (1982), *Finite Element Systems, - A Handbook Computational Mechanics Center*, Springer Verlag.
- Bowles, J. (1982), *Foundation Analysis and Design*, Edit Mc Graw Hill, 4a ed, EUA.
- Brady, B.H.G. y E.T. Brown (1993), *Rock Mechanics for Underground Mining*, Second edition, Chapman and Hall, New York.
- Broms, B.B. y H. Bennerwark (1967), "Stability of Clay at Vertical Openings", *ASCE Journal of Soil Mechanic and Foundation*, Div N°93, SM 1, EUA.
- Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, COVITUR, *Modelo de Elemento Finito para el Análisis de Interacción Suelo-Revestimiento en Suelos Estratificados*. Departamento del Distrito Federal, en preparación, México.
- Comisión Federal de Electricidad (1979), *Manual de Diseño de Obras Civiles, Geotecnia B.3.2*, México.
- Cording, E.J., A.J. Hendron y D.U. Deere (1971), "Rock Engineering for Underground Caverns", in *Proc. Symp. Underground Rock Chambers*, ASCE, pag 567-600, New York.
- Deer, Peck, Monsees y Schmidt (1969), *Design of Tunnel Liners and Support Systems*, Final Report. Dept of Civil Eng University of Illinois. USA.

- Departamento del Distrito Federal (1974), *Memoria de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal*, México.
- Desai, S.Ch. y Christian T.J. (1977), *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Chapt 18, Mac Graw Hill.
- Feng, Z.L. y D.P. Ding (1986), "The Interaction Between Flexible Linings and Surrounding Rock Masses", *Géotechnique* vol. XXXVI, N° 4, Diciembre.
- González Cuevas, O. M. y F. Robles F. (1995) *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*, México, Ed. Limusa, 3a. ed.
- Goodman, E. R. (1989), *Introduction to Rock Mechanics*, Second Edition, John Wiley and Sons, New York.
- Housel, W.S. (1942), "Earth Pressure on Tunnels", *Proc. ASCE*, 68, N° 6, pp. 929-950.
- Hoek, E. y E.T. Brown (1985), *Excavaciones Subterráneas en Roca*, Edit Mc Graw Hill, México.
- Juárez, Badillo E. y A. Rico (1967), *Mecánica de Suelos*, Edit Limusa Wiley, México.
- Kimura, T. y R.J. Mair (1981), "Centrifugal of Model Tunnels in Soft Clay", *X International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Estocolmo, Suecia.
- Kirsch, G. (1898), In Goursat E, "Sur L'équation $\Delta_2 \Delta_2 u = 0$ ", *Bull., Soc., Math.*, Vol 26, Francia.
- Lee, K.M. y R.K. Rowe (1989), "Deformations Caused by Surface Loading and Tunnelling", *Géotechnique* vol XXXIX, N° 1, Marzo.
- Moreno, A. y J.J. Schmitter (1981), "Failures of Shafts and Tunnels in Soft Soils", *Soft ground tunneling*, ed. D. Reséndiz y M. P. Romo, Edit A A Balkema, Rotterdam, Holanda
- Moreno, F.A. (1982), "Construcción del Túnel Tacubaya con Escudo Abierto". *Túneles en Suelos Blandos y Firmes*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., México.
- O'Rourke, T.D. ed. (1984), *Guidelines for Tunnel Lining Design*, ASCE, New York.
- Pande, G.N., G. Beer y J.R. Williams (1990), *Numerical Methods in Rock Mechanics*, Jhon Wiley Sons LTD, Inglaterra.
- Peck, R.B. (1969), "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground", *State of the Art Report*, VII International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, México.

- Rabcewicz, L.V. y J. Golser (1973), "Principles of Dimensioning the Supporting System for the New Austrian Tunneling Method", *Water Power*, Marzo.
- Rendón, R. (1982), "Instrumentación de Túneles en Suelos Blandos Bajo Aire Comprimido", *Túneles en Suelos Blandos y Firmes*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., México.
- Reséndiz, D. y M.P. Romo (1981), "Settlements Upon Soft Ground Tunneling: Theoretical Solution", *Soft-ground tunneling*, ed. D. Reséndiz y M. P. Romo, Edit A. A. Balkema, Rotterdam, Holanda.
- Rico, A. y H. del Castillo (1977), *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*, Vol II Edit Limusa Wiley, México.
- Romo, M.P. (1985), "Asentamientos Inducidos por el Tuneleo en Suelos Blandos", *Curso Víctor Hardy 85*, Tomo I-Túneles y Excavaciones Subterráneas, Asociación Mexicana de Túneles y Obras Subterráneas, México.
- Sinha, R.S. ed. (1989), *Underground Structures, Design and Instrumentation*, ELSEVIER, Amsterdam, Holanda.
- Schmitter, J.J. y Rendón R. (1981), "Tunneling Under Compressed Air in México City", Artículo incluido *Soft Ground Tunneling* ed. por D. Reséndiz y M.P. Romo, A.A. Balkema, Roterdam.
- Tamez, E. (1984), *Estabilidad de Túneles Excavados en Suelos*, trabajo de ingreso a la Academia Mexicana de Ingeniería, México.
- Tamez, E., E. Santoyo, F. Mooser y C. Gutiérrez (1987), *Manual de Diseño Geotécnico*, Volumen 1, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), México.
- Tamez, E. y E. Santoyo (1988), *Manual de Diseño Geotécnico*, Volumen 2, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), México.
- Terzaghi, K. (1942), "Shield Tunnels of Chicago Subway", *Journal Boston Soc. Eng.*, EUA.
- Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, Edit John Wiley and Sons, EUA.
- Terzaghi, K. (1943), "Liner-plate Tunnels on the Chicago Subway", *Trans, ASCE*, 108, pp. 907-1007.
- Terzaghi, K. (1945-46), "Rock Defects and Loads on Tunnel Supports", *Harvard Graduate School of Engineering Soil Mechanics Series No. 25*, Cambridge, Mass., USA.
- TGC Geotecnia SA (1990), "Diseño Geotécnico de los Túneles Gemelos de Vista Hermosa", *Informe interno TGC 930*, México.

- Tschebotarioff, G.P. (1979), *Foundations, Retaining and Earth Structures*, Edit Mc Graw Hill, 2a. ed, pp. 304-306, EUA.
- Túnel, S.A. (1975), *Memoria Técnica de las Obras del Drenaje Profundo del D. F.*, capítulo III-7, México.
- U.S. Army Corps of Engineers (1980), "Rock Reinforcement", *EM 1110-1-2907*, 88 pp, Febrero, USA.
- Wagner, H.(1981), "Tunnelling Experiences with NATM in Soft Rock". *X International Conference of Soils Mechanics and Foundations Engineering*, Estocolmo, Suecia.
- Wickham, (1972)
- Zienkiewicz, O.C. (1971), *The Finite Element Method in Engineering Science*, Mc Graw Hill, Londres.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

**EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LOS ESFUERZOS
INCIDENTES EN EL REVESTIMIENTO DURANTE LA
CONSTRUCCIÓN DE UN TUNEL EN ROCA**

**EXPOSITOR: M. EN I. JOSE LUIS RANGEL NUÑEZ
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LOS ESFUERZOS INCIDENTES EN EL REVESTIMIENTO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE UN TÚNEL EN ROCA

José L. Rangel y Gustavo A. Ayala

Instituto de Ingeniería, UNAM
Ciudad Universitaria, México D.F., 04510
Tel.: (5) - 622-3466, Fax: (5) - 622-3468
Correo electrónico: jnrangel@Prodigy.Net.mx, gayala@dali.fi-p.unam.mx

RESUMEN

Se describen dos técnicas para evaluar los esfuerzos en el revestimiento de un túnel en roca considerando el procedimiento constructivo; el de curvas características y un método basado en un modelo 3D de elementos finitos, no lineales y evolutivo. Ambas técnicas muestran que al considerar el procedimiento constructivo en el modelado, pueden presentarse dos efectos contrarios: la disminución o incremento de los esfuerzos de trabajo en el revestimiento. Se demuestra que estos efectos se relacionan con la longitud de excavación sin soporte de tal manera que si se sobrepasa la óptima se generan zonas plásticas en el terreno y ocasionalmente su falla. Se discuten las ventajas y desventajas en la aplicación de estos métodos, favoreciéndose el uso del segundo para la calibración de las curvas características y para el análisis de problemas especiales.

SUMMARY

Two methodologies to evaluate stresses against support of tunnels are described: Convergence-Confinement and 3D Element Finite Methods. Both techniques show important and opposite effects on support when construction procedure is modeled: increasing or decreasing stresses. These effects are related to plastic zones generated around tunnel when unsupported excavation of tunnel is longer than optimal ones.

INTRODUCCIÓN

La estabilidad de la excavación de un túnel y el trabajo estructural del revestimiento dependen de tres factores principalmente; la calidad del macizo rocoso, el tipo de soporte y el procedimiento constructivo del túnel. El tercer factor es quizá el menos estudiado pero probablemente el más importante en la evaluación de las condiciones de trabajo del revestimiento.

Durante el proceso de diseño de un túnel es costumbre realizar un análisis de interacción medio-revestimiento idealizando al revestimiento con elementos viga y el medio confinante mediante elementos reológicos tipo Hooke. Este procedimiento fue muy popular en la década pasada principalmente por su sencillez; sin embargo, dos de las variables principales son ignoradas o consideradas inadecuadamente: la magnitud de la carga que el medio transmite a la estructura y la deformación del sistema medio-soporte. En efecto, el primer cuestionamiento comúnmente se responde mediante un "experto", y a partir de su "recomendación" se calcula el desplazamiento del sistema, pasando por alto la manera y el tiempo de colocación del revestimiento. Si bien con este procedimiento se emula de manera general el trabajo conjunto entre el revestimiento y el medio, se ignora el o los efectos inducidos en el revestimiento por la secuencia constructiva del túnel, los cuales pueden ser definitivos en la optimización del revestimiento o ser la causa de la falla del túnel.

Los objetivos de este artículo son evaluar cuánta carga se transmite a la estructura y analizar la influencia que tiene el procedimiento constructivo en el trabajo estructural del revestimiento, en principio con una técnica semi-analítica sencilla de uso común y posteriormente mediante un método numérico más riguroso, basado en el Método de los Elementos Finitos (MEF).

La representación del macizo rocoso mediante un continuo es cuestionable, principalmente cuando las fracturas y planos de estratificación o de foliación son dominantes; sin embargo, cuando el macizo rocoso no muestra anisotropía tanto en resistencia como en deformabilidad, Hoek (2000) ha propuesto un método para determinar las propiedades mecánicas equivalentes del macizo rocoso a partir de criterios empíricos geológicos y resultados de pruebas de laboratorio sencillas. Bajo estas hipótesis se desarrolla la técnica descrita en este trabajo.

CONCEPTOS GENERALES PARA EL MODELADO DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo de un túnel consta, para fines de análisis, de tres etapas de acuerdo con el tipo de deformación que presenta el túnel (fig 1).

- Antes de excavar* Previo a la realización de la excavación del túnel y en las cercanías del frente de excavación, se presentan deformaciones en el terreno del orden de un tercio del total que se generará una vez excavado y recubierto el túnel. Este desplazamiento se identifica con u_1 .
- Excavación del túnel sin soporte*. El terreno se desplaza hacia el túnel sin restricción alguna solamente por la generada en las zonas en donde existe el revestimiento y el frente del túnel; este efecto se denomina de *punteo*, por la acción opuesta al movimiento que desarrollan el revestimiento y el frente. El desplazamiento generado en esta etapa es adicional a u_1 , y la suma de ambos se llama desplazamiento inicial o previo a la colocación del revestimiento (u_{10})
- Colocación del revestimiento*. Una vez colocado el revestimiento, éste no se deformará hasta que se realicen la o las siguientes etapas "b" de excavación del túnel (avances). Para una siguiente etapa de excavación, se inducirá un nuevo desplazamiento del terreno hacia el interior del túnel que generará el trabajo conjunto entre el revestimiento y el medio.

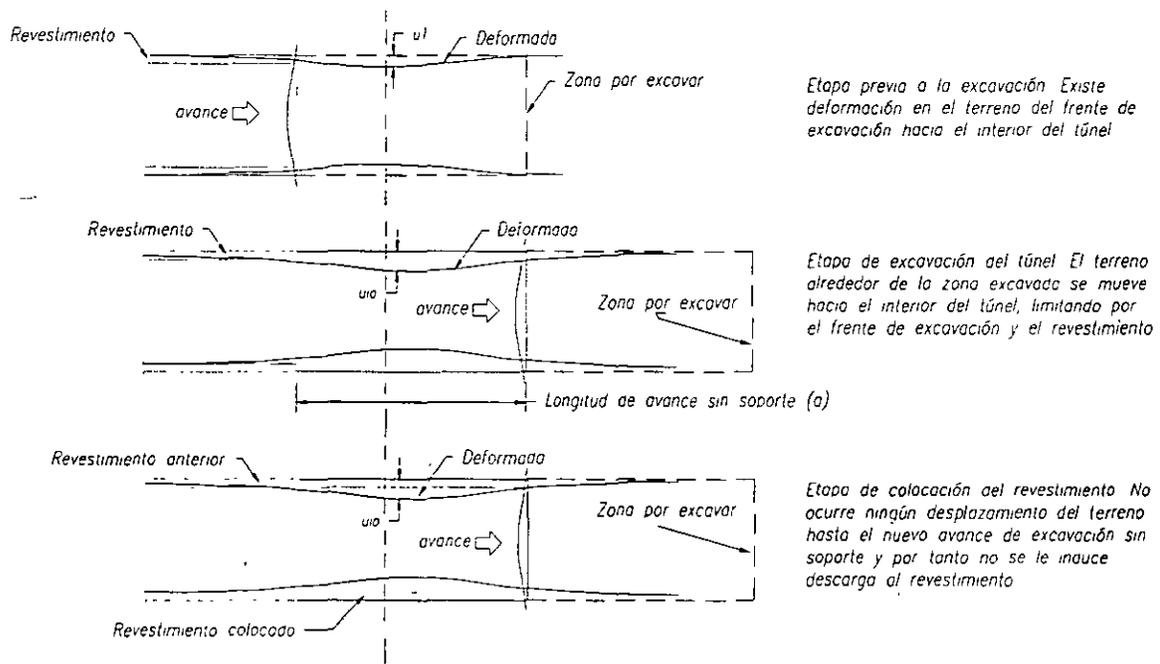


FIGURA 1. Etapas del procedimiento constructivo

Los modelos utilizados tradicionalmente para el análisis estructural del revestimiento consideran simultáneamente la segunda y tercera etapas, lo que ocasiona que no se tomen en cuenta la totalidad de la deformación inducida

En general, se tiene que la etapa en donde el revestimiento es sometido a su mayor carga es la segunda, a la menor en la primera y solamente la correspondiente al peso propio en la tercera.

En la fig 1 puede observarse que la deformación inducida por el terreno, que se traduce en un incremento de la carga transmitida al revestimiento, está relacionada con la longitud de avance sin soporte (a) y el tiempo de construcción del soporte. Es decir, a mayor longitud de avance sin soporte o tiempo de su instalación, se generará mayor deformación inicial (u_{i0}) y menor carga se transmitirá al revestimiento. Es importante mencionar que cuando la deformación inicial sobrepasa su límite elástico, se inicia una etapa de aflojamiento o plastificación del terreno circundante, y con ello la carga transmitida será entonces mayor.

En el caso de avances largos sin presencia de zonas plastificadas, la relajación de esfuerzos generada se traduce, casi en su totalidad, en deformación del terreno. Contrariamente, para avances cortos, una parte importante de dicha relajación será tomada por el revestimiento. Estudios analíticos y observaciones en campo han confirmado esta tendencia y de acuerdo con Hoek (2000), cuando el avance es mayor de dos diámetros la participación del revestimiento es nula.

MODELO SEMI-ANALÍTICO DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

En los últimos años ha venido tomando relevancia un método para estudiar el procedimiento constructivo y la interacción medio-revestimiento durante el tuneleo llamado *método de las curvas características (MCC)* o *convergencia-confinamiento* (Lombardi, 1973). La técnica consiste en calcular dos curvas que representan el comportamiento del medio y del revestimiento respectivamente, durante la excavación y colocación del revestimiento del túnel (fig 2).

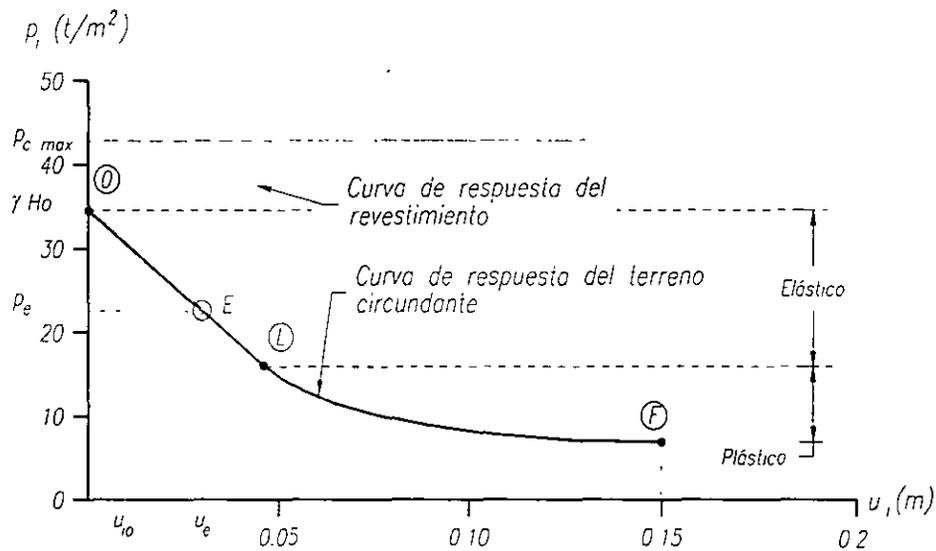


FIGURA 2. Método de las curvas características (MCC)

Como se observa en esta figura, para el caso de la curva característica del medio, la presión en la periferia del túnel inicialmente es la geostática (γHo , siendo γ el peso volumétrico de la roca y Ho la profundidad del eje del túnel) y descendiendo a medida que se desarrolla el desplazamiento radial; en principio de manera lineal, lo que corresponde al comportamiento elástico-lineal del medio, y posteriormente no-lineal a partir del punto L, lo cual se atribuye a la formación de zonas plásticas alrededor del túnel. La otra curva muestra el correspondiente comportamiento del revestimiento opuesto al del medio; es decir, a medida que el desplazamiento radial de la periferia del túnel se incrementa, el revestimiento recibe mayor carga. Precisamente este efecto caracteriza la interacción medio-soporte; es decir, la relajación del medio generada por la excavación del túnel la toma el sistema medio-soporte con base en sus rigideces.

El punto E de la gráfica, con coordenadas p_e y u_e , indica la condición estable de deformaciones y de equilibrio de esfuerzos entre el medio y el soporte, y dichas coordenadas definen la presión de trabajo del soporte y el desplazamiento radial esperado, respectivamente. La relación existente entre la presión máxima de soporte del revestimiento y la presión de equilibrio ($p_{c,max}/p_e$), puede considerarse como una medida del factor de seguridad en el trabajo del revestimiento, la cual se recomienda ser mayor de dos.

El desplazamiento radial que se presenta en el medio antes de la excavación y colocación del revestimiento u_{i0} se incluye en el análisis mediante el desplazamiento hacia la derecha de la curva característica del revestimiento.

Una descripción detallada del método de las curvas características se presenta en Tamez *et al* (1997) y Rangel (2000). Las expresiones que definen estas curvas son:

$$u_r = \begin{cases} \frac{(\gamma_m H_0 - p_i) (1 + \nu_m) r}{E_m} & \text{para } p_i \geq p_{cr} \\ r \left[1 - \sqrt{\frac{1}{1+A}} \right] & \text{para } p_i < p_{cr} \end{cases} \quad \text{(terreno)} \quad (1)$$

$$u_r = \frac{p_i}{k_c} \quad \text{(soporte)} \quad (2)$$

$$p_{c,max} = \frac{f'_c}{2} \left[1 - \frac{(r-t)^2}{r^2} \right] \quad (3)$$

donde:

u_r	Desplazamiento radial
$p_{c,max}$	Presión de soporte máxima del revestimiento
r y H_0	Radio del túnel y profundidad del eje del túnel
γ_m, c y ϕ	Peso volumétrico, cohesión y ángulo de fricción interna del medio
E_m y E_r	Módulos elásticos del medio y del revestimiento
ν_m y ν_r	Relación de Poisson del medio y del revestimiento
t y f'_c	Espesor y resistencia a la compresión simple del concreto a 28 días del revestimiento

$$p_{cr} = \gamma_m H_0 (1 - \text{sen } \phi) - c \cos \phi \quad \text{Presión límite de plastificación del medio}$$

$$k_c = \frac{E_r}{(1 + \nu_r) r} \frac{r^2 - (r-t)^2}{(1 - 2\nu_r) r^2 + (r-t)^2} \quad \text{Rigidez elástica del anillo de concreto}$$

$$A = \begin{cases} \frac{2(1 + \nu_m)}{E_m} c \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 & \text{Terreno cohesivo} \\ \frac{2(1 + \nu_m)}{E_m} (\gamma_m H_0 + c \cot \phi) \text{sen } \phi \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 & \text{Terreno cohesivo - friccionante} \end{cases}$$

siendo R_p el radio plástico definido por:

$$R_p = \begin{cases} r \exp \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\gamma_m H_0 - p_i}{c} \right) - 1 \right] & \text{Terreno cohesivo} \\ r \left[(1 - \text{sen } \phi) \frac{\gamma_m H_0 + c \cot \phi}{p_i + c \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \text{sen } \phi}{2 \text{sen } \phi}} & \text{Terreno cohesivo - friccionante} \end{cases}$$

Para evaluar el desplazamiento inicial u_{i0} , Panet (1995) propuso una relación geométrica empírica geométrica, la cual posteriormente fue mejorada por Hoek (Carranza-Torres y Fairhurst, 2000) a partir de los trabajos realizados por Chern *et al* (1998), resultando finalmente la ec 4, misma que se ilustra en la fig 3.

$$\frac{u_r}{u_{i0}} = \left[1 + \exp\left(\frac{-x/r}{1.1}\right) \right]^{-1.7} \quad (4)$$

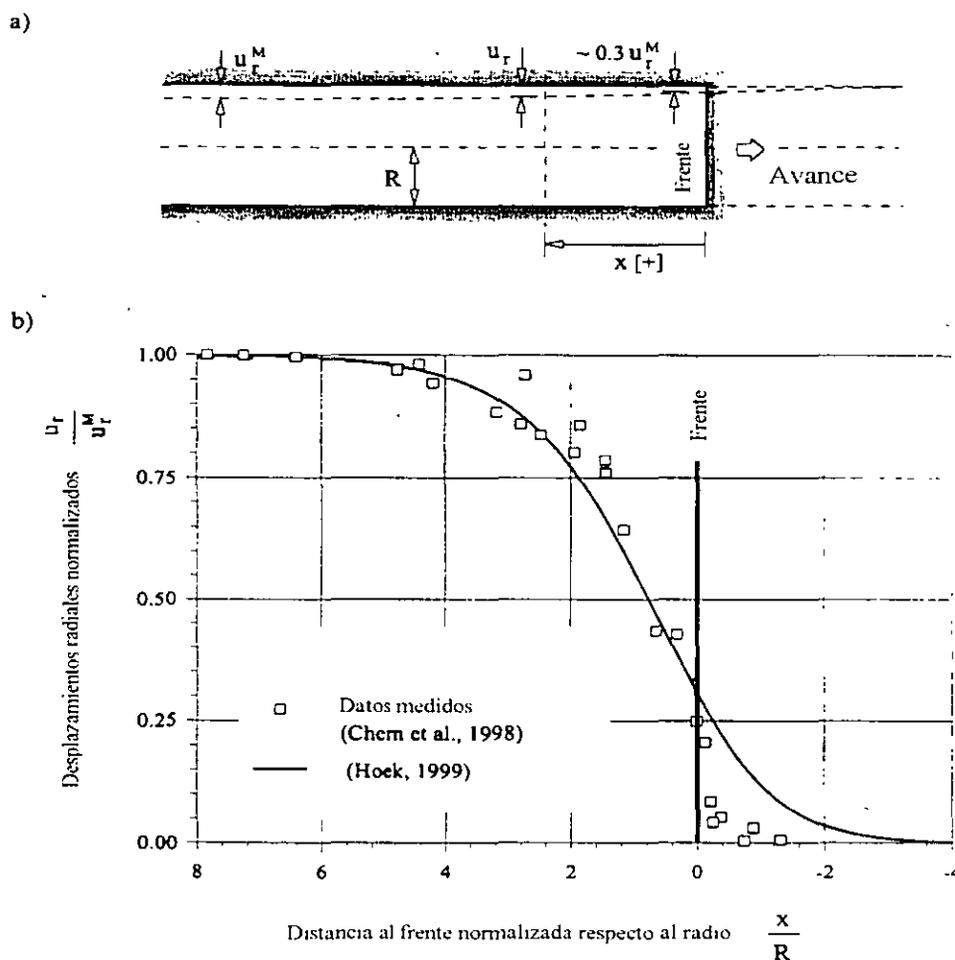


FIGURA 3. (a) Perfil de los desplazamientos radiales u_r para un túnel sin soporte en la vecindad del frente de excavación.
 (b) Estimación empírica del desplazamiento inicial en función de la cercanía del frente de excavación (Carranza-Torres y Fairhurst, 2000).

Si bien esta técnica es sencilla y considera el comportamiento elastoplástico del medio, la interacción medio-soporte y el desplazamiento inicial, aún se tienen las siguientes desventajas:

- La condición de esfuerzos aplicados no es geoestática.
- Es sólo válida para túneles circulares con revestimientos cerrados.
- La determinación de u_{i0} es exclusivamente geométrica, ignorando el módulo de deformabilidad del terreno y la formación de zonas plásticas alrededor del túnel.

MODELO NUMÉRICO DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MEDIANTE EL MEF

Para considerar la secuencia constructiva del túnel con un modelo de elementos finitos es necesario tomar en cuenta la naturaleza tridimensional del problema. Por tanto, es necesario emplear utilizar elementos prismáticos con comportamiento elastoplástico, que tomen en cuenta la posible generación de deformación plástica en el medio. Para representar al revestimiento, deben utilizarse elementos cascarón que emulen adecuadamente los efectos de flexión y membrana.

Por lo que se refiere al proceso de análisis numérico, este debe ser evolutivo; es decir, antes de excavar el túnel se calcula el estado de esfuerzos geoestático (por peso propio), y posteriormente se realiza la primera etapa de excavación del túnel sin soporte removiendo los elementos dentro el túnel correspondiente a este avance. Este proceder permite la redistribución de esfuerzos y la respectiva deformación de la malla de elementos conforme avanza la construcción del túnel.

Una vez realizada la excavación, se construye el revestimiento mediante la colocación de elementos cascarón en toda la periferia del túnel y exclusivamente en la zona previamente excavada. En esta etapa el revestimiento no se somete a ninguna descarga, debido a que en el paso previo el sistema alcanzó el equilibrio, con excepción de aquellas asociadas al peso propio del revestimiento.

Posteriormente, se realiza el nuevo avance de excavación retirando nuevamente los elementos del interior del túnel. En esta etapa, el desplazamiento del medio hacia el interior del túnel en la zona recientemente excavada es limitado por el revestimiento ya colocado y el terreno del frente de excavación, lo que ocasiona que el revestimiento recientemente colocado se deforme.

Dada la naturaleza no lineal del problema, durante el modelado del procedimiento constructivo, es necesario calcular los esfuerzos y deformaciones para cada etapa del proceso. La deformación inducida durante la construcción del túnel tanto en el medio como en el revestimiento será la suma de todas las etapas exceptuando la geoestática.

Una descripción detallada de la aplicación del MEF en el diseño del procedimiento constructivo de túnel se presenta en Rangel (2000).

EJEMPLO DE APLICACIÓN

Para ilustrar la aplicación de las técnicas comentadas previamente y establecer las diferencias entre ellas, se presenta el caso de un túnel circular de 6 m de diámetro, 30 m de profundidad de su eje y revestido con una capa de concreto lanzado de 25 cm de espesor. Las propiedades mecánicas del medio y del revestimiento se indican en la tabla 1.

TABLA 1. Características del medio y del revestimiento

PROPIEDAD	MEDIO	REVESTIMIENTO
Módulo de deformación (Mpa)	251.162	14.142.13
Relación de Poisson	0.49	0.25
Peso volumétrico (KN/m ³)	0.02	0.025
Resistencia a la compresión simple (Mpa)	----	20
Cohesión (Mpa)	0.045	----
Angulo de fricción interna	24	----

En la tabla 2 y figuras 4 y 5, se presentan los resultados obtenidos utilizando los métodos MCC y MEF (en la fig 5 se ilustra la malla de elementos finito empleada). En la fig 6 se muestran gráficas de comparación entre ambas técnicas para la zona de la clave del túnel.

TABLA 2. Resultados obtenidos con el MEF y el MCC.

DESPLAZAMIENTOS			
AVANCE (m)	ELEMENTO FINITO		CURVA CARACTERÍSTICA
	u_r (m)		
	Clave	Pared	u_r (m)
-1	0.001085	0.000805	0.001185
0	---	---	0.01279
2	0.009099	0.00835	0.01955
4	0.014736	0.01355	0.0262
6	0.02002	0.01809	0.03152
40	0.06378	0.05764	0.0405

ESFUERZOS					
AVANCE (m)	ELEMENTO FINITO			CURVA CARACTERÍSTICA	
	σ_r (MPa)		τ max (Mpa)	σ_r (Mpa)	
	Clave	Pared			
-1	0.55	0.61	0.0002	0.533	
0	---	---	---	0.145	
2	0.163	0.75	0.0055	0.1048	
4	0.157	0.78	0.007	0.088	
6	0.149	0.79	0.0083	0.0822	
40	0.0	---	0.0087	0.0755	

Notas:
 El avance (-1 m) indica que el revestimiento se colocó antes de realizar la excavación del túnel
 El avance (40 m) indica la excavación sin soporte.

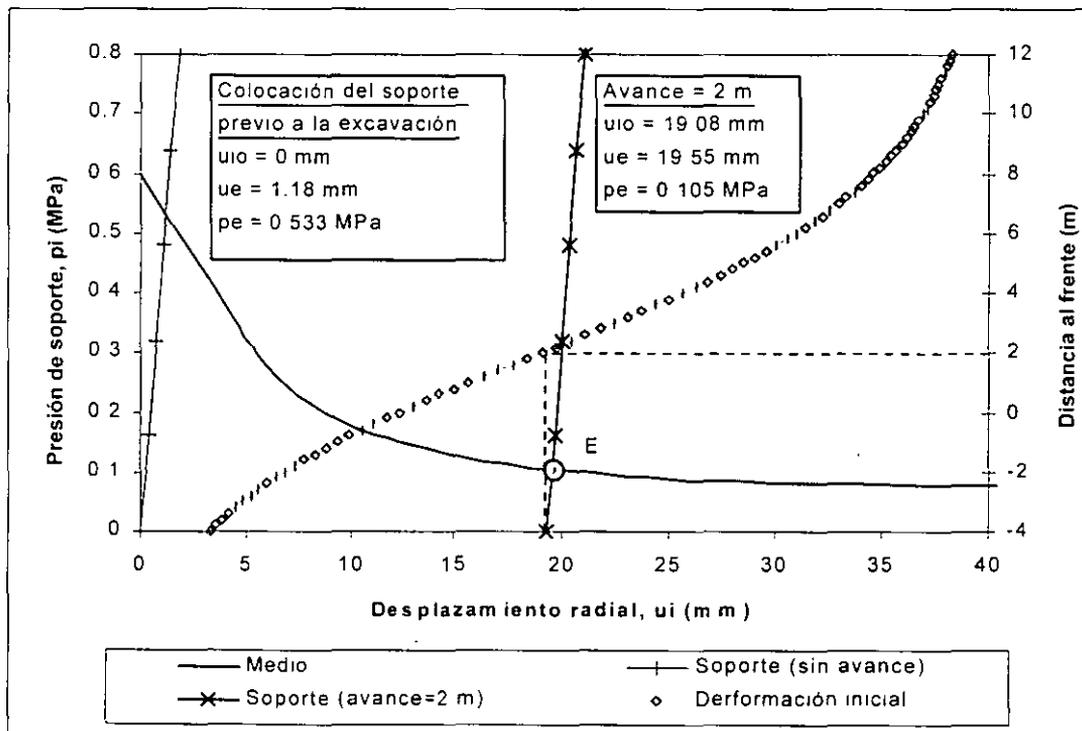


FIGURA 4. Análisis del túnel de ejemplo utilizando el método de las curvas características para los casos de instalación del revestimiento antes de excavar y con 2 m de avance

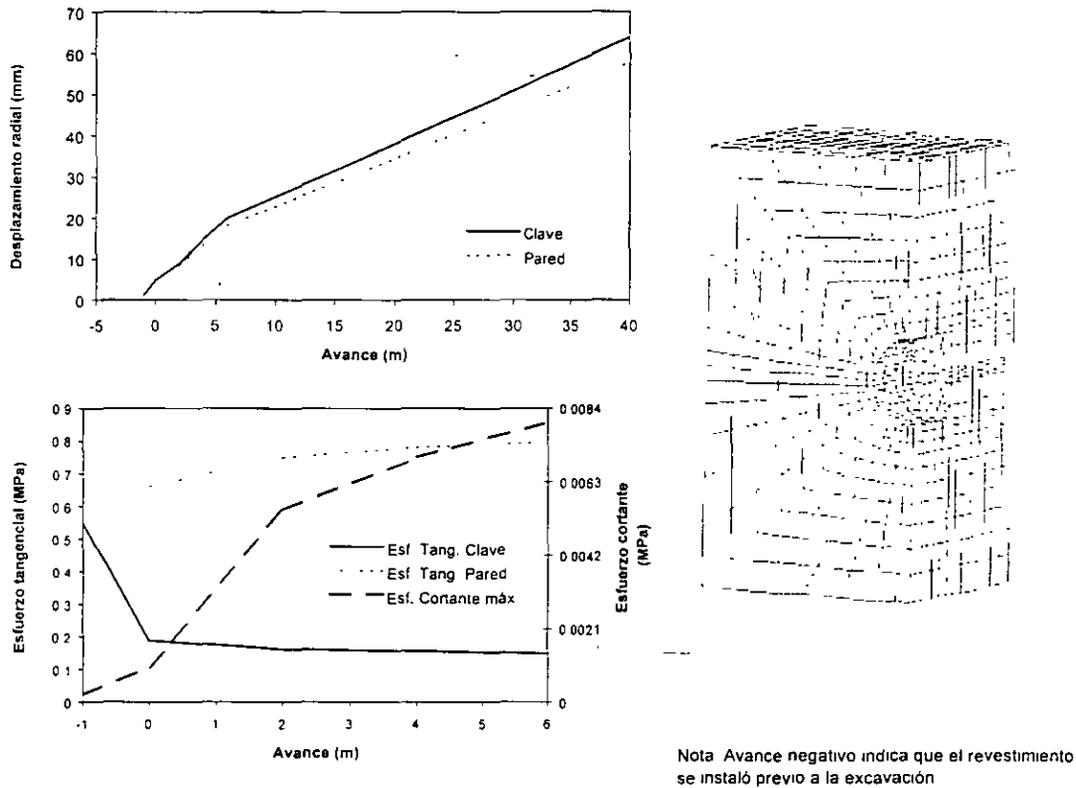


FIGURA 5. Desplazamientos y esfuerzos en el revestimiento obtenidos con el MEF.

En la fig 4 se presentan los resultados del análisis utilizando el MCC para dos casos: colocación del soporte antes de excavar el túnel (túnel hincado) y cuando se construye con avances sin soporte de $a=2$ m. Para el primer caso, no existe desplazamiento inicial de la clave ni de la pared del túnel, por tal motivo la curva característica del soporte se ubica en el origen ($u_o=0$ m), situándose el punto de equilibrio en $p_e=0.533$ MPa y $u_e=1.18$ mm, que pertenece a la zona en donde el medio aún tiene un comportamiento elástico. Para el caso del avance sin soporte de $a=2$ m, se obtiene un desplazamiento inicial de $u_o=19.08$ mm, en donde el medio ya presenta un comportamiento plástico. A partir de este desplazamiento presente en el túnel se instala el soporte y el sistema soporte-terreno alcanza el equilibrio en el punto $p_e=0.105$ MPa y $u_e=19.55$ mm.

En este ejemplo se observa que cuando en el análisis se considera un avance sin soporte de 2 m, la presión de trabajo del revestimiento disminuye al 20% del valor correspondiente al del avance nulo sin soporte. Con relación a los desplazamientos radiales, éstos se incrementan aproximadamente un 170%. Lo anterior se traduce en un factor de seguridad alto respecto a las condiciones de trabajo del revestimiento, pero con riesgo de ocasionar zonas de inestabilidad local en el tramo en donde aún no se coloca el soporte y la posible generación de asentamientos en superficie intolerables

Los resultados obtenidos con el MEF (Tabla 2 y fig 5) también indican que los desplazamientos radiales en la periferia del túnel se incrementan a medida que el avance de excavación sin soporte es mayor; asimismo, los esfuerzos en la clave del túnel decrecen siguiendo un comportamiento semejante al del MCC, pero los ubicados en la zona de la pared del revestimiento crecen ligeramente con relación a los esfuerzos geoestáticos. Un resultado del MEF a resaltar es la presencia de esfuerzos cortantes en el revestimiento, los cuales son mayores a medida que el avance de excavación sin soporte se incrementa.

Comparación entre las técnicas del MEF y MCC

Las gráficas de las figs 5 y 6 muestran las siguientes diferencias entre las técnicas del MEF y MCC:

- El MCC genera desplazamientos mayores, exceptuando el caso de la excavación del túnel sin soporte. Los desplazamientos mayores se deben a los valores de la curva empírica empleada para estimar el desplazamiento inicial del revestimiento, mientras que la disminución del desplazamiento que ocurre en el caso de la excavación sin soporte es debido a que el modelo semi-analítico no considera la dilatación del medio.
- Con el MEF se obtiene un incremento ligero de los esfuerzos tangenciales con relación a los geostáticos en la zona de la pared del revestimiento.
- Los resultados del MEF indican la presencia de esfuerzos cortantes en el revestimiento, los cuales crecen asintóticamente a medida que el avance sin soporte es mayor.

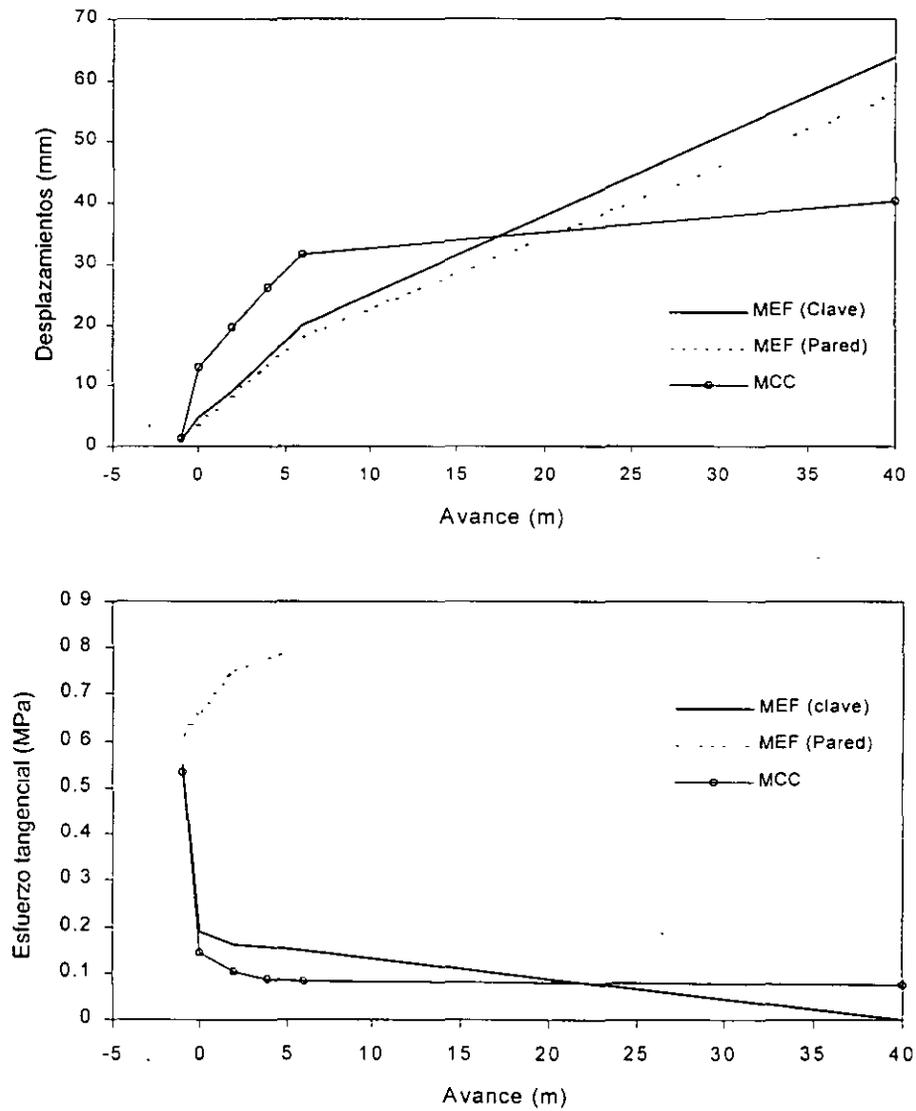


FIGURA 6. Gráficas comparativas entre el MEF y MCC.

Efectos en la estimación de los esfuerzos y desplazamientos en el revestimiento al considerar el procedimiento constructivo.

En las figs 4 y 5 se observan tres efectos que se obtienen al considerar el procedimiento constructivo en la estimación de los esfuerzos y desplazamientos en el revestimiento:

- Disminución considerable de los esfuerzos tangenciales en la clave del revestimiento
- Incremento ligero de los esfuerzos tangenciales en la pared del soporte y presencia de esfuerzos cortantes en todo el revestimiento
- Desplazamientos perimetrales mayores

En el diseño, considerar o no dichos efectos llevan a resultados diferentes. Por ejemplo, si se incrementa la longitud de avance sin soporte la carga en el soporte será menor, y por tanto podrán utilizarse un revestimiento más ligero; pero contrariamente, si el avance es exagerado, se generarán desplazamientos perimetrales grandes y éstos producirán asentamientos excesivos en la superficie del terreno, así como zonas plastificadas de magnitud tal que podrían ocasionar falta de estabilidad de la excavación.

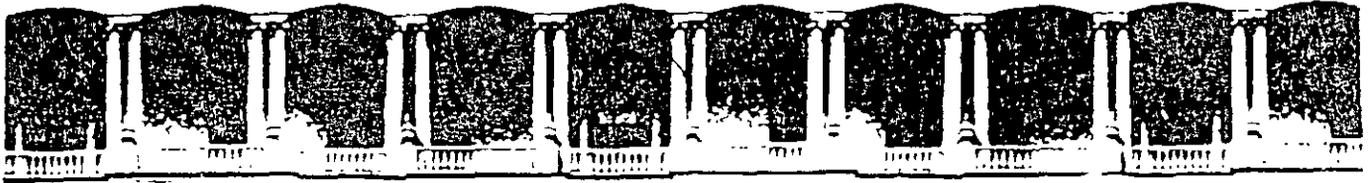
Asimismo, puede afirmarse que el diseño del revestimiento está directamente relacionado con el diseño del procedimiento constructivo y viceversa. En efecto, un revestimiento ligero puede estabilizar un túnel si se selecciona el procedimiento constructivo adecuado (cuando el terreno permite avances de excavación largos sin generarse zonas plásticas y asentamientos en superficie considerables), o ser deficiente si dicho procedimiento cambia (el punto de equilibrio de desplazamientos y esfuerzos entre soporte y macizo rocoso se ubica por arriba de la presión p_{max} , como resultado de la instalación del soporte en la zona de desplazamientos iniciales pequeños).

CONCLUSIONES

- La estabilidad de la excavación de un túnel y el trabajo estructural del revestimiento dependen de tres factores: la calidad del macizo rocoso, el tipo de soporte y el procedimiento constructivo del túnel.
- La inclusión del procedimiento constructivo del túnel en el análisis y diseño estructural del revestimiento se realiza al considerar dos efectos; la interacción terreno-soporte y el desplazamiento del terreno hacia el interior del túnel previo a la colocación del soporte.
- Se describen dos técnicas para calcular las condiciones de trabajo del revestimiento de túneles considerando la interacción entre terreno y soporte y la deformación previa del terreno: la primera denominada método de las curvas características, que es una solución semi-analítica obtenida de la teoría del medio continuo. La segunda técnica, es un modelo 3D basado en el Método de Elementos Finitos con comportamiento elastoplástico; si bien la última técnica modela de manera óptima el procedimiento constructivo, su implementación es difícil, principalmente por los recursos de computo y humanos requeridos.
- Las diferencias más importantes entre los métodos MCC y MEF son: El MCC genera desplazamientos perimetrales mayores, con el MEF se obtiene un incremento ligero de los esfuerzos tangenciales con relación a los geoestáticos en la zona de la pared del revestimiento y se presentan esfuerzos cortantes en todo el soporte, que crecen asintóticamente a medida que el avance sin soporte es mayor.
- Los efectos al considerar procedimiento constructivo en la determinación de las condiciones de trabajo del revestimiento (interacción terreno-soporte y deformación inicial) son: Disminución considerable de los esfuerzos tangenciales en la clave del revestimiento, incremento ligero de los esfuerzos tangenciales en la pared del soporte, generación de esfuerzos cortantes en el revestimiento y desplazamientos perimetrales mayores.
- Al considerar nulo el desplazamiento previo a la colocación del revestimiento, como suele realizarse al utilizar un modelo de vigas y resortes, pueden obtenerse resultados conservadores o comprometedores, según las condiciones reales del avance de excavación sin soporte.
- Entre las aplicaciones del MEF a futuro se tienen: calibración de los métodos de diseño de escritorio, como el MCC, y el análisis detallado de problemas especiales, en donde las hipótesis de las técnicas sencillas no se satisfacen.

REFERENCIAS

- Chern, J.C., F.Y. Shiao, and C W. Yu (1998). "An empirical safety criterion for tunnel construction". In *Proc. Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering*, Taipei, Taiwan, pp. 222-227.
- Carranza-Torres, C. and C. Fairhurst (2000). *Application of the Convergence-Confinement method of tunnel design to rock-masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion*. En edición.
- Hoek, E. (2000). *Rock Engineering*. Notas del curso
- Lombardi, G. (1973). "Dimensionamiento del revestimiento de túneles". Publicación especial de la Reunión Presiones de Roca en Revestimiento de Túneles, Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, México, Nov.
- Panet, M. (1995). *Calcul des Tunnels par la Méthode de Convergence-Confinement*. Press de l'école Nationale des Ponts et Chaussées. Paris.
- Rangel, J.L. (2000), "Diseño del soporte y del procedimiento constructivo de túneles en macizos rocosos utilizando Redes Neuronales Artificiales", Tesis de Doctorado, División de Educación de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM. En Edición.
- Tamez, E., J.L. Rangel y E. Holguín (1997). *Diseño Geotécnico de Túneles*. TGC Geotecnia, México D.F.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

**ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS SUPERFICIALES POR
TUNELEO EN SUELOS BLANDOS DE LA CIUDAD DE
MEXICO MEDIANTE REDES NEURONALES ARTIFICIALES**

**EXPOSITOR: M. EN I. JOSE LUIS RANGEL NUÑEZ
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

Estimación de asentamientos superficiales por tuneleo en los suelos blandos de la ciudad de México mediante Redes Neuronales Artificiales

Evaluation of settlements during tunnelling in soft soils of Mexico City using Artificial Neural Networks

J. L. Rangel,
M. P. Romo,

Asistente de investigador, Coordinación de Geotecnia, Instituto de Ingeniería, UNAM
Investigador y coordinador de Geotecnia, Instituto de Ingeniería, UNAM

RESUMEN. Se aplica la técnica numérica denominada Redes Neuronales Artificiales (RNA) para estimar los asentamientos por tuneleo en los suelos blandos de la ciudad de México, conjuntamente con técnicas analíticas y semiempíricas empleadas usualmente. Los resultados se comparan con los observados durante la construcción de túneles en diversos sitios de la ciudad, obteniéndose la más alta correlación con las RNA. Finalmente, se presenta un estudio paramétrico de las variables que controlan el fenómeno.

1. INTRODUCCIÓN

Cuando se construye un túnel en suelos blandos, siempre se inducen desplazamientos del terreno hacia la excavación, sin importar el tipo de procedimiento constructivo y sistema de estabilización utilizados.

De acuerdo con la magnitud de deformaciones generadas, éstas pueden verse reflejadas en la superficie del terreno mediante hundimientos, y en casos especiales expansiones. En zonas pobladas, es importante evaluar la magnitud de los hundimientos que pueden generarse antes de realizar la excavación, debido a que pueden ser de magnitud tal que dañen edificaciones y servicios públicos. Por ejemplo, en la ciudad de México han llegado a registrarse hundimientos hasta de 40 cm (normalmente se tienen asentamientos entre 2 y 15 cm) lo que ha ocasionado agrietamientos de importancia en edificaciones.

Los factores que influyen en la generación de los asentamientos en superficie son:

Condiciones estratigráficas. Distribución geométrica de los distintos estratos del subsuelo y condiciones hidráulicas.

Propiedades mecánicas del suelo. Resistencia, deformabilidad y permeabilidad.

Características geométricas del proyecto. Profundidad, forma y dimensiones del túnel.

Procedimiento constructivo Avance de excavación sin soporte, presión aplicada en el frente, holgura entre medio y revestimiento, velocidad constructiva y el método de hincado del escudo.

Soporte de la excavación. Tipo y presión de inyección en el revestimiento y condiciones de estanqueidad.

Descargas en superficie. Tipo, magnitud de descarga y profundidad de desplante de las edificaciones.

La evaluación de los asentamientos se realiza utilizando modelos los cuales deben tomar en cuenta los factores antes mencionados. Desgraciadamente, la existencia de dichos modelos es utópica, al menos actualmente, por lo que se recurre a simplificaciones al desechar parámetros poco significativos. Desafortunadamente, en el caso de la ciudad de México, ninguno de los parámetros es posible eliminarlo dadas las características particulares de la arcilla del valle (plasticidad y deformabilidad altas y resistencia muy baja), las condiciones hidráulicas y la heterogeneidad en el tipo de edificaciones y sistemas de cimentación.

En este artículo se revisan las técnicas comunes utilizadas para evaluar los asentamientos generados por tuneleo, desde el punto de vista de los parámetros que consideran y de los resultados que se obtienen cuando se comparan con el comportamiento medido en varios túneles de la ciudad de México. Asimismo, se propone un método alternativo basado en Redes Neuronales Artificiales (RNA), con el cual pueden considerarse la totalidad de los factores influyentes en la generación de los hundimientos.

2. MÉTODOS TRADICIONALES

La evaluación de los asentamientos por tuneleo en la ciudad de México ha sido un tema recurrentemente estudiado debido a la construcción de las obras de infraestructura importantes, como el Drenaje Profundo, el Transporte Colectivo METRO, así como obras especiales como en la subescavación de la Catedral Metropolitana.

En general, se tienen tres tendencias de análisis: semiempírica, teórica analítica y teórica numérica. La primera se basa en la experiencia adquirida durante la construcción de los túneles racionalizada mediante modelos físico, numéricos o analíticos; la segunda utiliza la teoría del medio continuo considerando que el suelo se comporta elastoplásticamente; y la tercera hace uso de modelos numéricos, como es el caso del método de elemento finito no lineal y evolutivo. Por los objetivos del presente artículo, se describirán brevemente los modelos semiempírico y teórico analítico.

2.1 Método semiempírico

Romo (1997) ha propuesto un método para evaluar los desplazamientos en la superficie en función de cinco factores de influencia: presión aplicada en el frente, esfuerzos cortantes inducidos en el suelo durante la movilización del escudo, la holgura entre medio y revestimiento, la inyección de mortero en el soporte y el espesor de suelo remoldeado alrededor del túnel.

El método considera que la función de desplazamiento es similar a la propuesta por Peck (1969), en donde la curvatura es suave y existe simetría con respecto al eje del túnel, y fue desarrollado con base en simulaciones numéricas del procedimiento constructivo considerando los factores antes mencionados, empleando para ello un modelo de elementos finitos, no lineales y evolutivo.

Las expresiones obtenidas son las funciones de desplazamiento en las direcciones x , y y z , pero para los fines de este artículo solamente se transcribirá la referente al asentamiento vertical. (λ_z), ver fig 1.

$$\lambda_z = \lambda_B \exp \left[- \left(\frac{\varepsilon_r}{16} \right)^{0.25} (y' m^m)^2 \right] + \lambda_0 \exp \left[- \left(\frac{\varepsilon_r}{16} \right)^{0.25} (y' l')^2 \right] \quad (1)$$

El primer término de la expresión se relaciona con el asentamiento generado por el desplazamiento del suelo en el frente de excavación, mientras que el segundo se representa los desplazamientos en la periferia del túnel por holgura, inyección de lechada y remoldeo del suelo alrededor de la excavación. Los términos indicados en la expresión 1 se describen en el anexo 1.

2.2 Método teórico analítico

Considerando al medio como un continuo, semifinito, homogéneo, isotrópico y con comportamiento elastoplástico siguiendo criterios de cedencia tipo Tresca

y Coulomb, Alberro y Hernández (1988) obtuvieron las ecuaciones para determinar los asentamientos en superficie considerando los siguientes factores: presión estabilizadora aplicada en el frente de excavación, velocidad de avance de la excavación, desplazamiento del frente de excavación, holgura entre el revestimiento y medio, la presión de inyección en el soporte y la convergencia del revestimiento, además de tomar en cuenta las propiedades mecánicas del subsuelo, la profundidad del nivel freático y la geometría y profundidad del túnel.

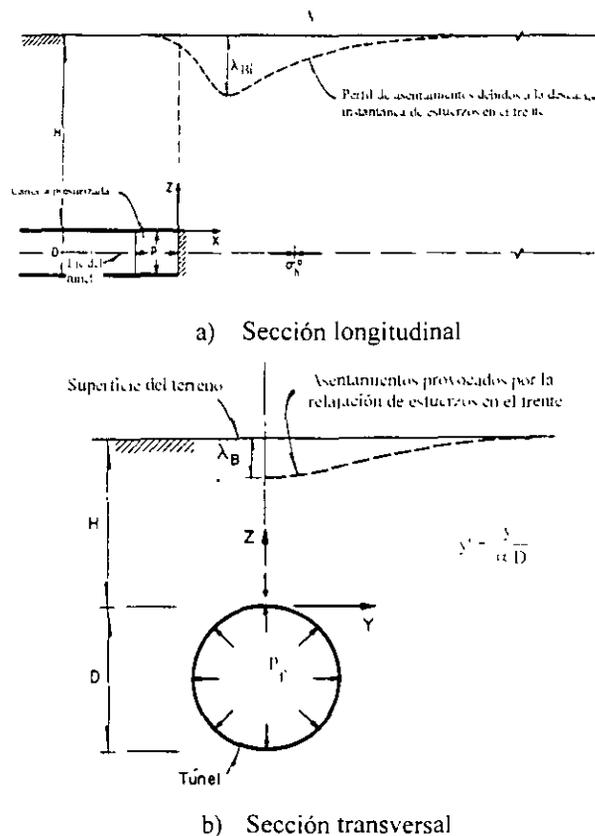


Fig 1. Asentamientos debidos al tuneleo.

La expresión obtenida para el cálculo del desplazamiento en la dirección vertical se indica en la ec 2. Las expresiones para el cálculo de los desplazamientos en las direcciones restantes se dan en el artículo original.

$$\lambda_z = - \frac{D \lambda_0}{2H + D} \left[\frac{z' - 1}{R'(R' - y')} + \frac{z' - 1}{R'_1(R'_1 - y')} + \frac{1}{\pi} \int \int f'_w F' dx'_0 dy'_0 + \frac{1 - 2\nu}{\pi} \int \int f'_s F' dx'_0 dy'_0 \right] \quad (2)$$

En el anexo 2 se describe un método gráfico para la evaluación de dicha expresión

3. REDES NEURONALES ARTIFICIALES

Día a día se han venido aplicando a la geotecnia las técnicas denominadas de Inteligencia Artificial, con las cuales es posible realizar interpretaciones empíricas de los datos observados ya sea en experimentos o del fenómeno directamente. Entre las técnicas más populares se tienen las Redes Neuronales Artificiales (RNA), Lógica Borrosa (LB), Algoritmos Genéticos (AG) y Experiencia Adquirida (EA). En este trabajo, se presenta un método para aplicar las RNA en la estimación de los asentamientos en superficie ocasionados por el tuneo en los suelos blandos de la ciudad de México.

Existen antecedentes sobre la aplicación de las RNA en la ingeniería de túneles. Entre los principales se tienen los trabajos de Hyun-Koo *et al* (1995), Jingsheng *et al* (1998) y recientemente Rangel y Romo (1999), en donde se describen estrategias de análisis que se aplican a problemas concretos obteniéndose resultados sorprendentes.

Las RNA es una técnica computacional que, a partir de un modelo simple de la manera en que las neuronas biológicas trabajan en el cerebro, se adquiere, analiza, sintetiza y almacena información de un fenómeno dado, y con base en esta información puede responderse a futuros cuestionamientos sobre el fenómeno.

Una red neuronal se conforma de un grupo de nodos (neuronas) los cuales están relacionados mediante conexiones. La resistencia de conexión entre nodos se representa mediante pesos, lo que implica que unos nodos están fuertemente relacionados y otros no. Por razones de espacio no es posible dar una descripción detallada de la técnica, por lo que se recomienda consultar las siguientes referencias Romo *et al* (1998) y Rangel y Romo (1999), no obstante, se mencionaran detalles de relevancia.

Una característica sobresaliente de las RNA es su capacidad de aprender nueva información y autoorganizarse; es decir, con ellas es posible captar las relaciones que existen entre causa y efecto a partir de la información obtenida directamente del fenómeno, así como las correlaciones entre los parámetros que gobiernan el problema.

Existen diferentes tipos de RNA, pero las más utilizadas para fines de aplicación es el Perceptrón Multicapa con Retropropagación (fig 2), desarrollado por Rumelhart *et al* (1986), en donde el error encontrado en la respuesta de la red se propaga desde las neuronas de salida hacia las de entrada corrigiéndose los pesos de conexión, y con ello obtener una respuesta mejor. Obsérvese en la fig 2 que la red se forma por varias capas de neuronas; las capas de inicio y fin se les denomina de entrada y salida,

mientras que la(s) intermedia(s) se le(s) conoce con el nombre de oculta, precisamente porque no tienen relación con el exterior de la red. Los pesos de conexión entre los nodos de entrada, ocultos y de salida se representan con $w_{ij}(1)$ y $w_{ij}(2)$.

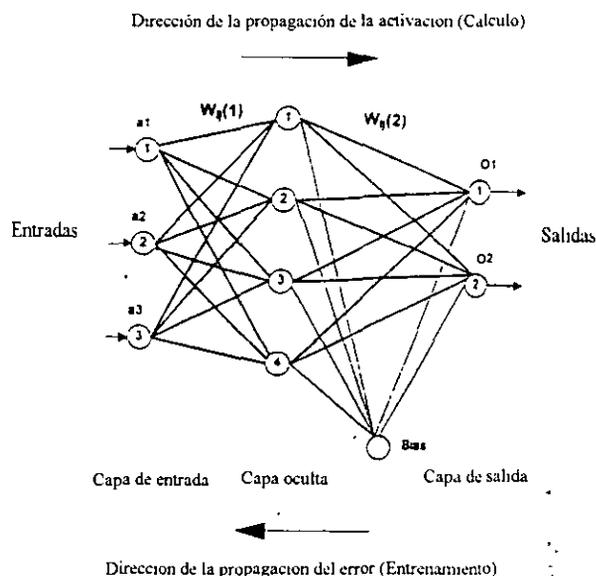


Fig 2. Arquitectura típica de una RNA del tipo de Perceptrón Multicapa con Retropropagación.

Para que la respuesta de la red sea adecuada, es necesario determinar su arquitectura mediante un proceso de prueba y error. Se denomina arquitectura al número de capas y nodos en cada capa que conforman una red. Basados en la conclusión teórica de que un perceptrón multicapa de retropropagación con tres capas es un aproximador universal (Hornik *et al*, 1989), una estrategia propuesta para la obtención de la arquitectura óptima es fijar el número de capas en tres e ir incrementando el número de nodos en la capa oculta hasta obtener la respuesta deseada.

3.1 Análisis paramétrico

Un resultado adicional de las RNA es evaluar la importancia relativa que tienen los parámetros que gobiernan el fenómeno. En efecto, del análisis de los pesos de conexión resultantes del entrenamiento puede evaluarse la importancia relativa de cada nodo de entrada (parámetro) de acuerdo con el siguiente proceso (fig 3). Para calcular la importancia relativa del parámetro A vía todos los nodos de la capa escondida se suman las importancias relativas que se tiene para cada nodo, las cuales se calculan como sigue:

$$w(1)_{A0i} = \frac{w_{A1}}{w_{A1} + w_{B1}} \times \frac{w_{10i}}{w_{10i} + w_{20i} + w_{30i}}$$

(Importancia relativa de A via el nodo 1)

$$w(2)_{A0i} = \frac{w_{A2}}{w_{A2} + w_{B2}} \times \frac{w_{20i}}{w_{10i} + w_{20i} + w_{30i}}$$

(Importancia relativa de A via el nodo 2)

$$w(3)_{A0i} = \frac{w_{A3}}{w_{A3} + w_{B3}} \times \frac{w_{30i}}{w_{10i} + w_{20i} + w_{30i}}$$

(Importancia relativa de A via el nodo 3)

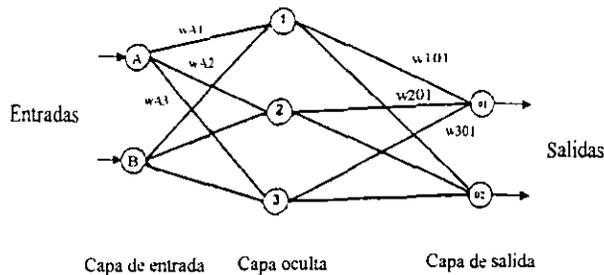


Fig 3. Estimación de la importancia relativa de cada parámetro de entrada.

3.2 Estrategia de entrenamiento

El entrenamiento de una RNA se entiende como el proceso que se sigue para evaluar los pesos de conexión entre nodos, tal que se tenga una respuesta óptima de la red. El proceso es de ensayo y error, en donde primero se proponen valores iniciales de los pesos, con ellos se obtiene la respuesta de la red para cada uno de los casos contenidos en la base de datos. Esta respuesta se compara con la observada del fenómeno, la cual también está contenida en la base de datos, para así obtener el error de los pesos propuestos. De acuerdo con el valor del error, los pesos de conexión se van modificando siguiendo alguna estrategia de optimización (encontrar el mínimo de la función de error).

Existen diferentes estrategias de entrenamiento, las más sobresalientes son los métodos de gradiente conjugado con momento y Levenberg-Marquard. Ambas técnicas son efectivas y en general alcanzan el mínimo global de la función de error durante el entrenamiento; sin embargo, cuando el número de nodos y datos de entrenamiento es elevado se prefiere la técnica de Levenberg-Marquard dada su rapidez de convergencia.

En este trabajo la estrategia de entrenamiento utiliza la técnica de gradiente conjugado con momento.

3.3 Modelado del asentamiento superficial por tuneleo

La definición de la arquitectura de la RNA se realiza en dos etapas: la definición del número de neuronas de entrada y salida está condicionada al número de parámetros que gobiernan el asentamiento (propiedades mecánicas, características geométricas, procedimiento constructivo, sobrecargas en superficie y heterogeneidad del subsuelo), y el número de puntos en donde se desea obtener el asentamiento, respectivamente; el número de nodos en la capa oculta se define durante el entrenamiento de la red al ir incrementando el número hasta alcanzar la respuesta deseada.

En general, el número de variables de entrada suele estar limitada por la base de datos que se tenga: es decir, en ocasiones no se cuenta con el valor de todos los parámetros que gobiernan el fenómeno, por lo que la red estará sesgada.

Otra variable en el modelado es la determinación de la función de transferencia a utilizar en cada nodo. Esto también se define por prueba y error durante el entrenamiento. Un buen punto de partida es considerar funciones del tipo sigmoideal, las cuales aseguran la convergencia del proceso.

3.4 Base de datos

La calidad de respuesta de una RNA depende directamente de la calidad de la base de datos. No existe estrategia alguna para asegurar la respuesta adecuada de una red cuando la base de datos es sesgada o no representativa del fenómeno. Sin embargo, cuando se tienen bases deficientes es posible completarlas mediante datos obtenidos con modelos numéricos y analíticos.

Evaluar cuando una base de datos es o no deficiente es una tarea difícil. Existen estrategias dirigidas a la evaluación de coeficientes de autocorrelación, correlación cruzada, prueba gamma y análisis frecuencial; sin embargo, estas técnicas aún están en desarrollo.

4. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Las técnicas antes descritas se aplicaron a los túneles del Drenaje Profundo de la ciudad de México en los tramos Interceptor Central, Oriente Sur, Oriente, Centro-Centro y Semiprofundo de Iztapalapa, con el fin de evaluar su grado de certidumbre y establecer un marco comparativo entre las diferentes técnicas en el caso de los suelos blandos del valle de México.

Los túneles son de sección circular con diámetro variable entre 4 y 6.28 m, ubicados entre las profundidades 12 y 27 m, y localizados en la Serie Arcillosa Superior. De acuerdo con la zonificación geotécnica del Reglamento del Distrito Federal, los túneles se ubican en las zonas del Lago y en algunos tramos cerca de la frontera con la zona de transición, en donde las arcillas se encuentran normalmente consolidadas o ligeramente preconsolidadas.

Se contaron con un total de 38 casos que representan 10.8 km de túnel. Nueve de los casos se construyeron utilizando un escudo con presión de aire comprimido en el frente, los restantes con escudo de frente presurizado con lodos.

Las características estratigráficas y geométricas, las propiedades mecánicas del subsuelo y el tipo y condiciones del procedimiento constructivo se obtuvieron del trabajo realizado por Reyes (1997).

4.1 Base de datos

Consistió de los 38 casos antes mencionados en donde se tienen las siguientes propiedades geométricas, mecánicas y del procedimiento constructivo (tabla 1).

Tabla 1. Características de la base de datos

Parámetro	Valor mínimo	Valor máximo	Media	Desviación Estándar
Radio del túnel (m)	2	3.1	3	0.2
Prof del túnel (m)	12	27	21.8	3.07
Cohesión, (t/m^2)	1.7	6	3.2	1
Módulo de rigidez a largo plazo, (t/m^2)	75	560	186	130
Módulo de rigidez a corto plazo, (t/m^2)	110	840	348	236
Prof. del NAF (m)	1.25	13	3.4	2.5
Presión en el frente (t/m^2)	5	21	12.7	4.9
Factor de Estabilidad	2.6	7.8	4.7	1.5
Velocidad de avance (m/día)	1.3	15.8	7.3	4.2

El factor de estabilidad se define como:

$$FE = \frac{p_v - p_f}{c} \quad (3)$$

en donde p_v es la presión vertical *insitu*, p_f la presión aplicada en el frente de excavación y c es la cohesión del suelo. Este cociente definido por Terzaghi (1943), da

idea de la estabilidad de la excavación, en donde valores mayores de 5 indican condición de riesgo.

Algunos parámetros se consideraron constantes para todos los casos de la base: el peso volumétrico de $1.3 t/m^3$, la relación de Poisson de 0.5, el coeficiente de reposo de 0.5 y el espacio anular entre dovela y terreno de 0.07 m.

En la fig 4 se observa una gráfica matricial donde se representan los diferentes parámetros variables de la base de datos, así como su interrelación. La nomenclatura y las unidades indicadas en dicha figura son; Asent: asentamiento máximo (m), Prof: profundidad del túnel, G: módulo de rigidez a corto y largo plazo (t/m^2), NAF: profundidad del nivel freático (m), pf: presión aplicada en el frente de excavación (t/m^2), ue: convergencia del revestimiento (m), FE: factor de estabilidad y velocidad: la velocidad de avance del escudo (m/día).

En la gráfica matricial cada término en la diagonal principal representa un parámetro, mientras que los elementos fuera de dicha diagonal son una representación gráfica de la relación entre parámetros. Así, un elemento ubicado en la posición (1,3) ó (3,1) muestra la relación entre el asentamiento máximo y la cohesión. Nótese que la matriz es simétrica. Obsérvese que para el caso del módulo de rigidez, los valores de corto y largo plazo guardan una relación lineal, no así la relación que existe entre la cohesión y el módulo de rigidez. Llame la atención la relación que guardan el FE respecto al asentamiento o la convergencia (ue), la cual puede modelarse con una relación exponencial, asimismo, nótese que para valores menores de cinco existe poca dispersión teniéndose una tendencia lineal, y para valores mayores la dispersión aumenta, lo cual da idea de la importancia de la plastificación alrededor del túnel. Otra relación interesante es ue versus asentamiento, la cual se esperaría lineal por lo antes comentado, pero se observa una dispersión que indica que no solo el desplazamiento en la periferia del túnel es el responsable del asentamiento en superficie, como se menciona en la introducción del artículo.

Seguramente el lector, al estudiar detalladamente la gráfica matricial, obtendrá información no comentada en el párrafo anterior, lo cual es valioso dado que la graficación matricial muestra ser una herramienta necesaria para evaluar u obtener información sobre las bases de datos, y a partir de ello realizar un modelado adecuado del fenómeno a estudiar. Otra gráfica matricial importante es la que se construye con los parámetros normalizados adimensionales (por ejemplo, normalizar el asentamiento respecto al radio del túnel). En este trabajo no es posible presentar dichas gráficas, pero se recomienda al lector elaborarlas.



Fig 4. Interrelación entre los parámetros variables en la base de datos

Por otra parte, la base de datos también contiene los valores del asentamiento observado, tanto longitudinal como transversalmente al eje del túnel. Aquí, los puntos de referencia medidos en superficie se espaciaron en promedio a cada 20 m.

Es importante comentar que la base de datos no contiene algunos parámetros necesarios para utilizar el método semianalítico, como la resistencia evaluada con un modelo hiperbólico (σ_u) y el incremento de la relación de vacíos en la zona plastificada (Δe), para lo cual se supuso que $R_f=0.85$ y que el incremento varió entre 0.8 y 0.95.

4.2 Resultados

La RNA utilizada para la evaluación de los asentamientos en superficie fue entrenada con 29 de los 38 datos disponibles, dado que los restantes se utilizaron como casos prueba de la red para definir su capacidad predictiva. Se emplearon siete neuronas de entrada (radio, cobertura, peso volumétrico, cohesión, módulo de

rigidez, presión en el frente y velocidad de avance) y siete neuronas de salida correspondientes a los asentamientos en superficie ubicados en puntos equiespaciados sobre una línea perpendicular al eje del túnel.

Nótese que las neuronas de entrada no corresponden a los factores de mayor importancia indicados en la gráfica matricial, lo cual es debido a que se consideró conveniente emplear aquéllos que utiliza el modelo analítico, para fines de comparación.

El número de neuronas de la capa oculta se obtuvo a partir de un análisis de estabilidad, en donde se varía el número hasta obtener la mejor respuesta (fig 5). El resultado obtenido fue una red con seis neuronas en la capa oculta con un coeficiente de correlación para los datos de entrenamiento y prueba de 98.9 y 96 %, respectivamente.

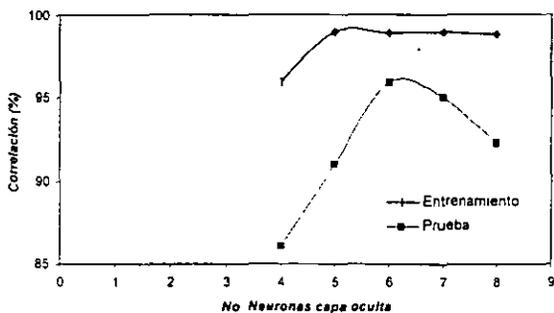


Fig 5. Análisis de estabilidad de la RNA

En la fig 6 se muestran tres casos representativos del análisis comparativo entre las respuestas de los diferentes criterios de análisis. Obsérvese que todos ellos son capaces de predecir aproximadamente el asentamiento máximo que se ubica al centro de la gráfica y corresponde al punto ubicado sobre el eje del túnel. En general, el criterio semiempírico emula de manera eficiente la forma de la curva, subestimando el asentamiento en los puntos lejanos del eje. La respuesta del método analítico en general es suave presentando dificultades en aproximar curvas de asentamiento abruptas. Las RNA dieron las respuestas con mayor precisión tanto en forma como en magnitud, asimismo pudieron emular la asimetría de la curva de asentamientos a pesar del bajo coeficiente de correlación obtenido durante la etapa de prueba.

4.3 Análisis paramétrico

Un resultado adicional de RNA es la importancia que las variables de entrada tienen en la respuesta de la red, lo cual puede ser un reflejo de la representatividad de la base de datos en cuanto al fenómeno que se quiere modelar. Para el caso particular de los túneles estudiados, el análisis paramétrico obtenido con RNA se indica en la fig 7. Nótese, que los factores de mayor influencia son la cobertura, el peso volumétrico, la cohesión y la velocidad de avance, en menor grado la presión aplicada en el frente y el módulo de rigidez y solamente en un porcentaje bajo (3%), el radio del túnel. Los factores de mayor importancia y uno de importancia media (los primeros tres mencionados y el quinto) son aquellos que definen el factor de estabilidad, que sumados dan un porcentaje del 66%, lo cual da idea de la importancia que el factor de estabilidad tiene en la generación del asentamiento. Este resultado concuerda con lo observado en la gráfica matricial. Asimismo, se obtiene que uno de los parámetros que los criterios empíricos y semiempíricos no consideran, la velocidad de avance, contribuye en un porcentaje alto (18%).

En el análisis se obtiene que el porcentaje de participación del radio del túnel es despreciable; este

resultado es engañoso dado que la base de datos cuenta con casos en donde el radio del túnel es casi constante. Es de esperar que al considerar otros diámetros, el parámetro geométrico del túnel tenga mayor relevancia.

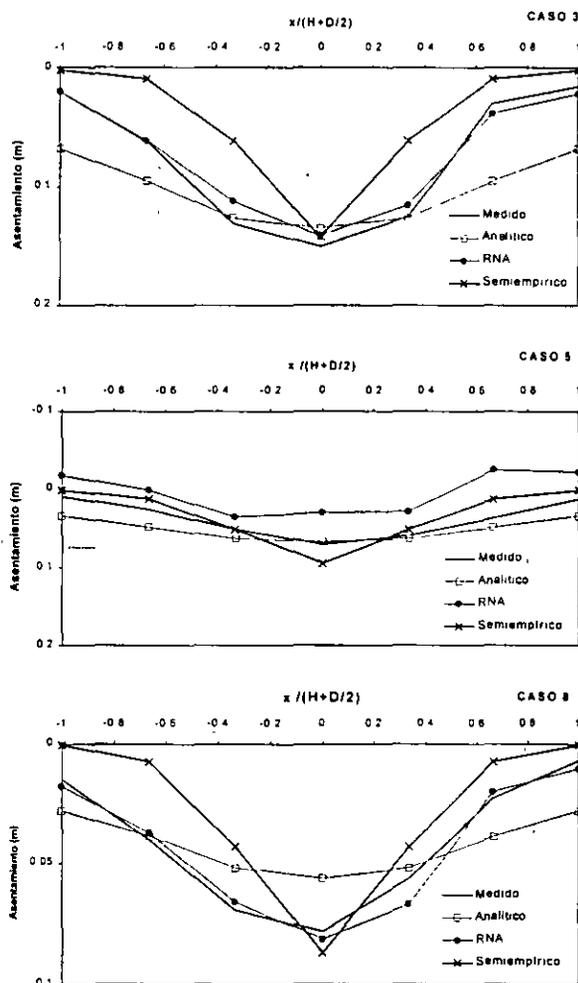


Fig 6. Comparación entre los asentamientos superficiales observados y los calculados mediante los métodos semiempírico, analítico y con RNA.

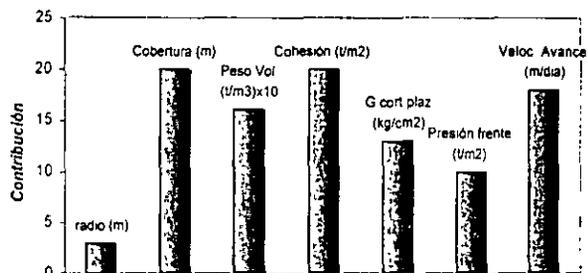


Fig 7. Análisis paramétrico obtenido con RNA

5. CONCLUSIONES

Las conclusiones principales de este trabajo se enlistan a continuación.

- Se describen brevemente tres técnicas para determinar el asentamiento en superficie por tuneo aplicables al subsuelo arcilloso de la ciudad de México: semiempírico, analítico y RNA. Las dos primeras son de uso rutinario, mientras que la tercera se considera como alternativa reciente.
- Se presenta la matriz de graficación que es útil para el análisis de cualquier base de datos con fines de aplicación a las RNA; así como una técnica para realizar el análisis paramétrico a partir de los valores de los pesos de conexión entre neuronas
- Se comparan los resultados obtenidos mediante los métodos semiempírico, analítico y RNA, con los observados en distintos tramos del drenaje Profundo de la ciudad de México, obteniéndose la mejor aproximación con las RNA.
- Todas las técnicas de análisis descritas aproximan el asentamiento superficial máximo. El método analítico muestra problemas en la aproximación de la forma de la curva de asentamiento sobre una sección transversal al eje del túnel y el semiempírico subvalora el asentamiento en puntos distantes al eje del túnel.
- Con las RNA es posible emular la asimetría de la curva de asentamientos superficiales transversal al eje del túnel.
- El análisis de sensibilidad efectuado con RNA indica que los parámetros de mayor relevancia en la estimación del asentamiento son: la cobertura, el peso volumétrico, la cohesión y la velocidad de avance, en menor grado la presión aplicada en el frente y el módulo de rigidez y solamente en un porcentaje bajo (3%), el radio del túnel. El valor de participación del radio del túnel debe considerarse mayor dado que en la base de datos utilizada el valor es constante.

REFERENCIAS

- Alberro J. Hernández R., 1988, Desplazamientos y esfuerzos en un medio seminfinito elastoplástico al excavar un túnel circular, Series de instituto de Ingeniería No 516, Nov. México.
- Hornik K. Stinchcombe y White H., 1989, Multilayer feedforward networks are universal approximators, Neural Networks 2, 359-366.
- Hyun-Koo M. Sang-Min N. y Chul-Wook L., 1995, Artificial neural networks integrated with expert system for preliminary design of tunnels and slopes, Proc 8th International Congress on Rocks Mechanics, Tokyo, Japan, Balkema.
- Jingsheng S. Ortigao J.A. y Junli B., 1998, Modular neural networks for predicting settlements during tunneling, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, May, 389-395.
- Peck R.B., 1969, Deep excavations and tunneling in soft ground, Proceedings 7th international conference on Soil Mechanics, México, Estado del Arte, vol. 4, 225-290.
- Rangel J.L. Romo M.P., 1999, Redes neuronales artificiales aplicadas al diseño del procedimiento constructivo de túneles en suelos, III Congreso Mexicano de Ingeniería de túneles y Obras subterráneas, México D F., Nov.
- Reyes L., 1997, Deformaciones inducidas por la construcción de túneles en suelos blandos, Tesis de Maestría de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Romo M.P., 1997, Soil movements induced by slurry shield tunneling, Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, vol 2.
- Romo M.P. Rangel J.L. Flores O. y Garcia S, 1998, Aplicación de redes neuronales artificiales a la geotecnia, XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Puebla, México.
- Rumelhart D.E. Hinton G.E. y Williams R.J., 1986, Learning internal representations by error propagation. Rumelhart y McClelland, MIT press, Cambridge.

ANEXO 1

Definición de variables y parámetros del método semiempírico.

$$\lambda_B = D \left(0.0093 - 0.0027 \frac{z}{H} \right) \alpha (\sigma_{ho} - p_f) \left[\frac{F_v}{E_s (1 - R_f)} \right]$$

$$\lambda_0 = \delta \left[1 + \frac{\epsilon_r}{100(1 - R_f)} \frac{z}{D} \right]^{-0.13 \frac{z}{D}}$$

$$F_v = 3.26 \left[1 - e^{-\left(\frac{x'}{1+(x')^{45}} \right)^2} \right]$$

$$\delta = \delta_y \left[1 + \left(\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right) E_i \frac{(1 - R_f)}{0.6 \sigma_f} \right]$$

$$x' = x/(\alpha D); \quad y' = y/(\alpha D); \quad \alpha = n^{\frac{1}{m}}$$

$$m = 0.67 + 0.1n; \quad t = 1.2 + 0.1n$$

donde,

x: Distancia horizontal que recorre el frente de excavación, para la cual se calculará el asentamiento (fig 1).

y: Distancia horizontal medida a partir del eje del túnel (fig1).

z: Es la distancia vertical referida al eje z (fig 1).

D: Diámetro del túnel.

H: Profundidad de la clave del túnel.

σ'_0 : Esfuerzo horizontal geostático.

σ_f : Resistencia Mohr-coulomb.

σ_u : Resistencia asintótica evaluada con un modelo hiperbólico.

ϵ_r : Deformación de referencia, $\epsilon_r = \frac{\sigma_f}{E_i}$

δ_y : Desplazamiento inicial neto en la periferia del túnel generado por la holgura entre revestimiento y terreno e inyección de contacto.

E_i : Módulo de deformación tangente inicial.

e_0 : Relación de vacíos inicial.

Δe : Incremento de la relación de vacíos.

R_f : Relación de resistencias. $R_f = \frac{\sigma_f}{\sigma_u}$

ANEXO 2

Definición de variables y parámetros del método analítico.

La expresión (2) puede escribirse de la siguiente manera:

$$\lambda_z = X[A''(x', y', z') + (1 - 2\nu)B''(x', y', z')]$$

en donde el valor de las funciones A'' y B'' , para la superficie ($z=0$), se calcula utilizando las figs A2.1

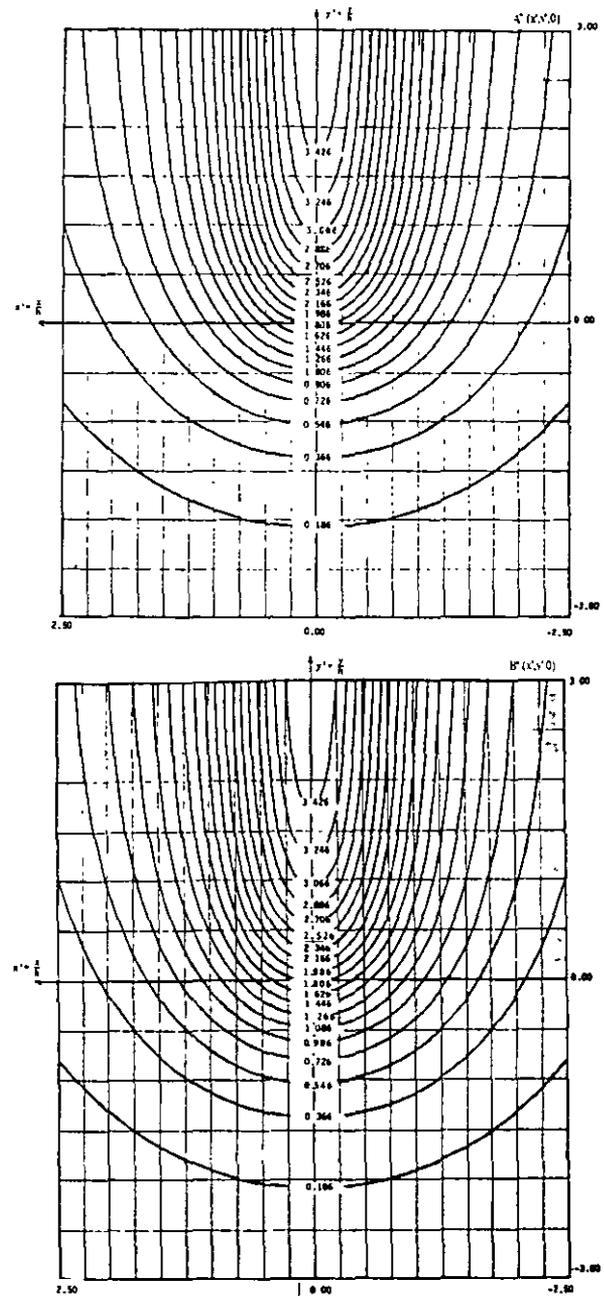


Fig A2.1. Estimación de las funciones A'' y B'' (Alberro y Hernández, 1988)

El valor de la relación X depende de la generación de plástificación alrededor del túnel y de la velocidad de avance de la excavación.

- a) Para una velocidad de avance de construcción lenta.
La resistencia y rigidez del suelo son a largo plazo.

$$X_{-} = \begin{cases} \frac{D^2}{4(H+D/2)} \left[\frac{1}{4G_{-}} (p_r - p_f) + \frac{2\Delta\rho_0}{D} \right] & \text{si } (a_p + \Delta a_p)_{-} \leq D/2 \\ \frac{4c}{9G_{-}D} (a_p + \Delta a_p)_{-}^2 & \text{si } (a_p + \Delta a_p)_{-} > D/2 \end{cases}$$

- b) Para una velocidad de avance de construcción rápida.
La resistencia y rigidez del suelo a corto plazo.

$$X_{+} = \begin{cases} \frac{D^2}{4(H+D/2)} \left[\frac{1}{4G_{+}} (p_r - p_f) + \frac{2\Delta\rho_0}{D} \right] & \text{si } (a_p + \Delta a_p)_{+} \leq D/2 \\ \frac{2c}{3GD} (a_p + \Delta a_p)_{+}^2 & \text{si } (a_p + \Delta a_p)_{+} > D/2 \end{cases}$$

donde,

$$p_s = \gamma_w h' + \left(\frac{1+2k_0}{3} \right) \left[\gamma(H+D/2) - \gamma_w h' \right]$$

$$(a_p + \Delta a_p)_{+} = \frac{D}{2} \left[e^{\left(\frac{3|p_s - p_f| - 4c}{4c} \right)} + \frac{6G}{Dc} \Delta\rho_0 \right]^{1/3}$$

$$(a_p + \Delta a_p)_{-} = \frac{D}{2} \left[e^{\left(\frac{9|p_s - p_f| - 8c}{8c} \right)} + \frac{9G_{-}}{Dc} \Delta\rho_0 \right]^{1/3}$$

$\Delta\rho_0$: Desplazamiento inducido por efectos constructivos (holgura, inyección, etc), se considera positivo cuando es contracción

$a_p, \Delta a_p$: Radio plástico e incremento en el radio plástico

c : Cohesión en prueba triaxial no consolidada no drenada

G, G_{-} : Módulo de rigidez del suelo a corto y largo plazo

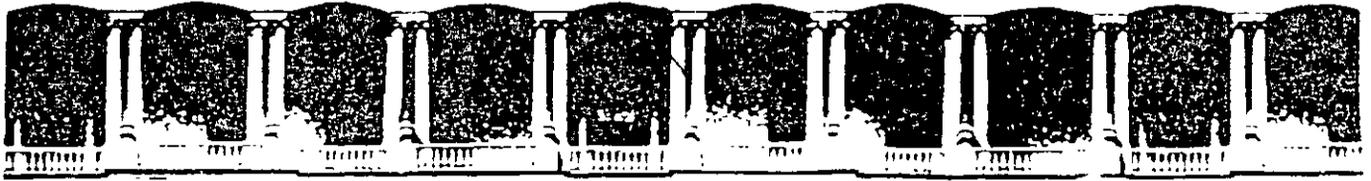
γ, γ_w : Peso volumétrico del suelo y del agua

K_0 : Coeficiente de empuje de reposo del suelo

ν : Relación de Poisson

p_f : Presión aplicada en el frente de excavación

h' : Distancia vertical del eje del túnel al nivel freático



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

**CLASIFICACION DE TERZAGHI PARA SUELOS Y
MODIFICADO POR HEUER**

**EXPOSITOR: M. EN I. JOSE LUIS RANGEL NUÑEZ
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

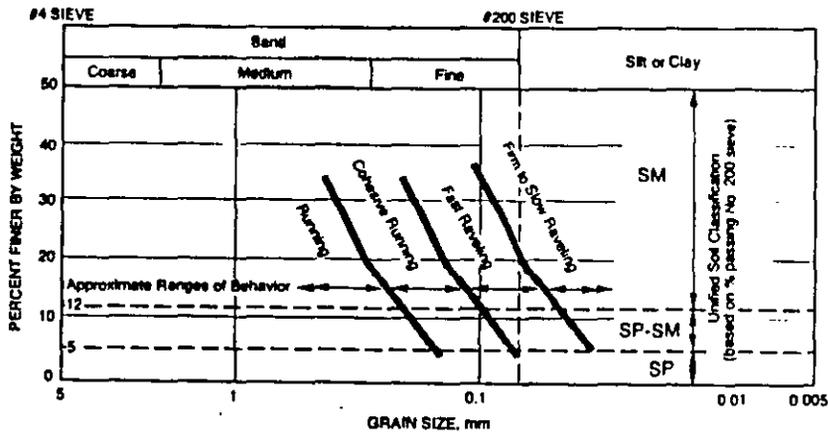
CLASIFICACIÓN DE TERZAGHI PARA SUELOS (1946), Y MODIFICADO POR HEUER (1974)

Suelo	Comportamiento	Suelos típicos
Duro	El avance puede realizarse sin soporte	
Firme	Se puede avanzar varios metros, ya sea con procedimiento convencional o con maquinaria, y el soporte definitivo debe colocarse antes de que el terreno empiece a moverse	Loess, arriba del NAF. Arcillas duras, margas, arenas y gravas cementadas o cohesivas cuando no están muy sobrecargadas
Graneo lento y rápido	El material empieza a desprenderse del techo y las paredes del túnel, por el sobreesfuerzo que existe en el terreno y se produce falla frágil. En un terreno con graneo rápido los desprendimientos se presentan en minutos después de la excavación.	Suelos residuales o arena poco fina. En arcillas rígidas fisuradas el grado de preconsolidación regirá el tipo de graneo. Suelos con cohesión aparente.
Suelo que empuja (Squeezing)	El tuneo es fácil si se controla el empuje. En caso de no poder colocar de manera oportuna el soporte, será necesario utilizar un escudo y en ocasiones con aire comprimido. Aquí el material se extruye plásticamente hacia el túnel sin mostrar agrietamiento visible o pérdida de continuidad, asimismo no se incrementa el contenido natural de agua. Las fallas son dúctiles y plásticas.	Terreno con baja resistencia friccionante. El grado de empuje que se inducirá dependerá del grado de sobrecarga. Ocurre en profundidades someras y medias en arcillas suaves de consistencia media. Arcillas duras y rígidas a gran cobertura pueden comportarse como graneo combinado con empujes
Desmoronamiento (Running)	Materiales granulares sin cohesión son inestables a pendientes mayores de su ángulo de reposo. Cuando este ángulo se supera, los materiales fluyen como azúcar granular. Si antes del flujo existe graneo, se dice que es desmoronamiento cohesivo.	Materiales secos y limpios. Cohesión aparente en arena húmeda o cementación débil en cualquier suelo granular
Flujo	Es una mezcla de suelo y flujo de agua.	Debajo del NAF en limos, arenas o gravas. Arcillas muy sensitivas y alteradas
Expansivo	El terreno absorbe agua e incrementa su volumen lentamente	Arcilla altamente preconsolidada con $I_p > 30$, con montmorillonita.

Table 6-3. Tunnel Behavior: Sands and Gravels

Designation	Degree of Compactness	Tunnel Behavior	
		Above Water Table	Below Water Table
Very Fine Clean Sand	Loose, $N \leq 10$	Cohesive Running	Flowing
	Dense, $N > 30$	Fast Raveling	Flowing
Fine Sand with Clay Binder	Loose, $N \leq 10$	Rapid Raveling	Flowing
	Dense, $N > 30$	Firm or Slowly Raveling	Slowly Raveling
Sand or Sandy Gravel with Clay Binder	Loose, $N < 10$	Rapid Raveling	Rapidly Raveling or Flowing
	Dense, $N > 30$	Firm	Firm or Slow Raveling
Sandy Gravel and Medium to Coarse Sand		Running ground Uniform ($C_u < 3$) and loose ($N < 10$) materials with round grains run much more freely than well graded ($C_u > 6$) and dense ($N > 30$) ones with angular grains	Flowing conditions combined with extremely heavy discharge of water

(Terzaghi, 1977)



NOTES

1. Based on D_{10} size shown for dense soil, $N > 30$, above water table developed from Terzaghi (Proctor and White, 1977)
2. Very loose soils ($N < 10$) or rounded particles may behave 1 or 2 classes poorer.
3. Very angular sands, bonds, or cementation may behave 1 or 2 classes better.
4. Behavior below water table may be flowing and is a function of water head and permeability and other factors

Fig. 4-2. Approximate ground behavior trends of dense silty sands above water table (Heuer and Virgens, 1987).

Terzaghi (1943)

$$\text{Relación de estabilidad, } RE = \frac{\gamma H_0 - \rho_{ca}}{c_u} < 6$$

en Chicago $RE = 5.9$ no hubo problemas
pero $RE = 7.4$ hubo flujo de arcilla
en Detroit $RE = 5.1$ sin problemas

Broms y Bennermark (1967)

$$FS = \frac{6c_u}{\gamma H_0 - \rho_{ca}} \geq 1.5$$

La falla ocurre cuando $\gamma H_0 / c_u \geq 2\pi / (1 + \frac{B}{6H_0})$ $H_0/B > 2$

Peck (1969)

$$N_t = \frac{\gamma H_0 - \rho_{ca}}{s_u} < 5$$

Table 6-1. Tunnel Stability: Cohesive Soils

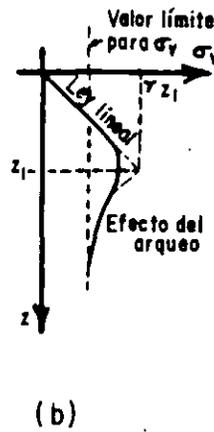
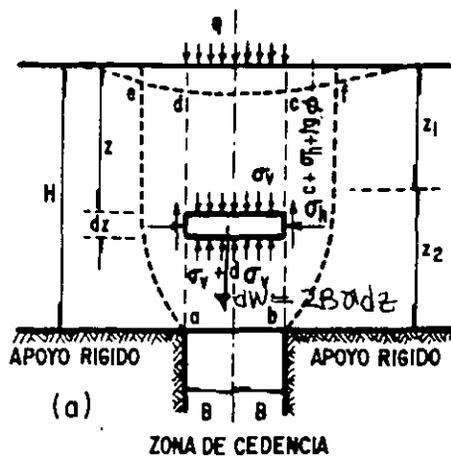
Stability Factor, N_t	Tunnel Behavior
1	Stable
2-3	Small creep
4-5	Creeping, usually slow enough to permit tunneling
6	May produce general shear failure Clay likely to invade tail space too quickly to handle

(After Peck, 1969, and Phienwaja, 1987)

Table 6-2. Tunnel Stability: Silty Sands Above the Water Table

Stability Factor, N_t	Tunnel Behavior
1/4-1/3	Firm
1/3-1/2	Slow Raveling
1/2-1	Raveling

(Heuer, 1994)



$$\sigma_h = k \sigma_v$$

Considerando el equilibrio vertical del prisma

$$2B\gamma dz = 2B(\sigma_v + d\sigma_v) - 2B\sigma_v + 2cdz + 2k\sigma_v dz \tan\phi$$

$$\text{o sea } \frac{d\sigma_v}{dz} + \sigma_v \frac{k}{B} \tan\phi = \gamma - \frac{c}{B}$$

cuya solución es:

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - \frac{c}{B})}{k \tan\phi} \left\{ 1 - e^{-k \tan\phi (z/B)} \right\} + \gamma \frac{e^{-k \tan\phi (z/B)}}{k \tan\phi} \quad \dots (1)$$

CASOS

$$c > 0 \quad q = 0 \quad \sigma_v = \frac{B(\gamma - c/B)}{k \tan\phi} \left(1 - e^{-k \tan\phi (z/B)} \right) \quad \dots (2)$$

$$c = 0 \quad q > 0 \quad \sigma_v = \frac{B\gamma}{k \tan\phi} \left(1 - e^{-k \tan\phi (z/B)} \right) + \gamma \frac{e^{-k \tan\phi (z/B)}}{k \tan\phi} \quad \dots (3)$$

$$c = 0 \quad q = 0 \quad \sigma_v = \frac{B\gamma}{k \tan\phi} \left(1 - e^{-k \tan\phi (z/B)} \right) \quad \dots (4)$$

$$\text{si } z \rightarrow \infty \quad \sigma_v = \frac{B\gamma}{k \tan\phi} \quad \dots (5)$$

CONSTRUCCIÓN DE LA CURVA CARACTERÍSTICA DEL SOPORTE

$$p_s = k_s u_r$$

p_s : Esfuerzo aplicado [t/m^2]
 u_r : Desplazamiento [m]
 k_s : Rigidez elástica [t/m^3]

1 MPa = 100 t/m^2

1 CONCRETO LANZADO O COLADO

$$p_s^{max} = \frac{\sigma_{cu}}{2} \left[1 - \frac{(r-t_c)^2}{R^2} \right]$$

$$k_s = \frac{E_c}{(1+\nu_c)r} \frac{r^2 - (r-t_c)^2}{(1-2\nu_c)r^2 + (r-t_c)^2}$$

TIPO DE MEZCLA	σ_{cu} (MPa)	E_c (MPa) $\times 10^3$
SECA (1 día)	20.3	13.6 - 23.4
(28d)	29.6	17.8 - 23.1
HUMEDA (Hid)	19-20.3	12.5 - 28
(28d)	32.3-39.9	23.8 - 26

CL $\nu_c \approx 0.25$ t_c (5-10 cm)
 BOMB ν_c (0.15-0.25) $\rightarrow \nu_c = 0.2$

2 ARIOS DE ACERO

$$p_s^{max} = \frac{3}{2} \frac{\sigma_{ys}}{sr\theta} \frac{A_s I_s}{3I_s + D A_s [r - (t_b + 0.5D)] (1 - \cos\theta)}$$

$$k_s = \frac{sr^2}{E_s A_s} + \frac{sr^4}{E_s I_s} \left[\frac{\theta(\theta + \sin\theta \cos\theta)}{2 \sin^2\theta} - 1 \right] + \frac{2s\theta t_b r}{E_b B^2}$$

f'_c (kg/cm ²)	σ_{cu} (MPa)	E_c (MPa) $\times 10^3$
150	14.7	25.5
250	24.5	29.4
350	34.3	33.3
450	44.1	36.3
550	54	38.2

B: Ancho del perfil / long. de lado del bloque

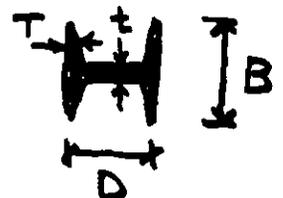
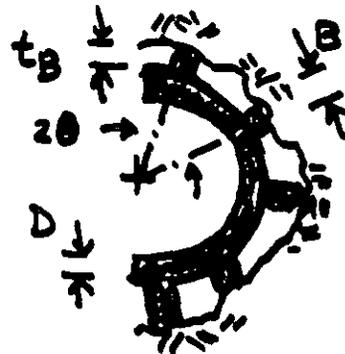
D: Altura de la sección

A_s : Sección transversal del perfil, Área.

I_s : Momento de Inercia de la sección

E_s : Módulo de Young del acero

σ_{ys} : Resistencia última del acero



VIGAS UNIVERSALES

SECCIÓN	D (mm)	B (mm)	As (m ²)x10 ³	I _s (m ⁴)x10 ⁶	t (mm)	T (mm)
457 x 152	461	153	9.5	324.3	9.9	17
406 x 146	402	142	8.9	156.5	6.9	11.2
356 x 127	353	126	4.94	100.87	6.5	10.7

Designación	E _s (MPa)x10 ³	σ _{ys} (MPa)
st 37-11	210	80-120
st 50-11	210	100-150
Qs 38	220	80-100

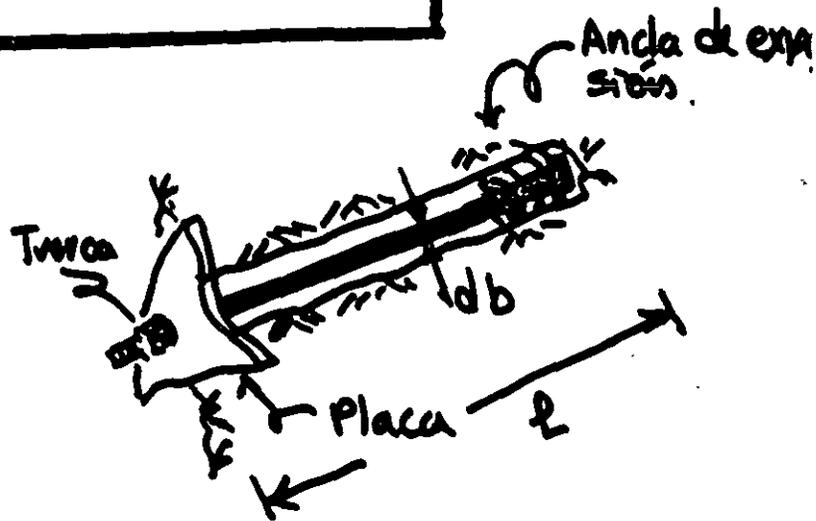
← los intervalos del esfuerzo admisible se obtuvieron con un coef. de seguridad de 1.75.

E_b = 10x10³ MPa (rigid)
= 500 MPa (Guar)

a) ANCLAS NO CEMENTADAS Y CABLES

$$F_s^{\text{MAX}} = \frac{T_{bf}}{S_c S_l}$$

$$\frac{1}{k_s} = S_c S_l \left[\frac{4l}{\pi d_b^3 E_s} + Q \right]$$

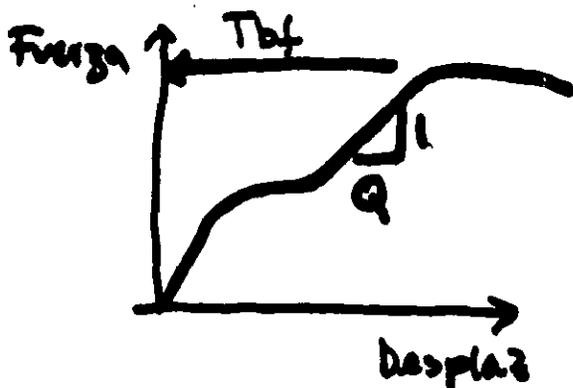


S_c: Separación radial

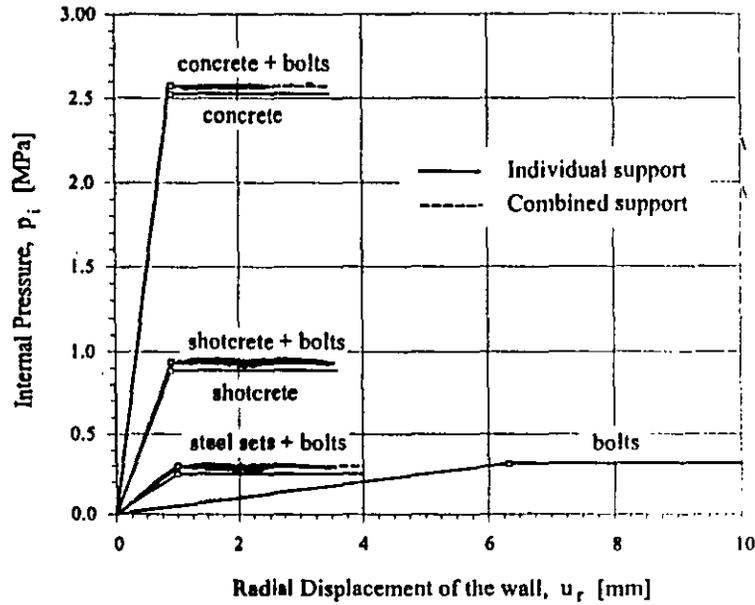
S_l: Separación longitudinal

T_{bf}: Resistencia última obtenida de una prueba de extracción (ton)

Q: Constante carga-deformación para el sistema de anclaje



d _b (mm)	l (m)	T _{bf} (MN)	Q (N/MN)
16	1.83	0.058	0.241
19	1.83	0.089	0.024
22	3	0.196	0.042
25	1.83	0.254	0.143



Individual support systems

Support type	p_s [MPa]	K_s [MPa/m]	u_r^{max} [m]
Shotcrete ($t_c = 30$ mm)	0.89	0.984×10^3	0.90×10^{-3}
Concrete ($t_c = 75$ mm)	2.53	2.893×10^3	0.87×10^{-3}
Steel sets (127 x 76)	0.25	0.261×10^3	0.95×10^{-3}
Bolts (19 mm diameter)	0.32	0.050×10^3	6.36×10^{-3}

Combined support systems

Support type	p_s [MPa]	K_s [MPa/m]	u_r^{max} [m]
Shotcrete + Bolts	0.93	1.034×10^3	0.90×10^{-3}
Concrete + Bolts	2.57	2.943×10^3	0.87×10^{-3}
Steel sets + Bolts	0.30	0.311×10^3	0.95×10^{-3}

Mechanical and geometrical properties considered for the supports: i) Shotcrete, $\sigma_{cc} = 30$ MPa, $E_c = 30 \times 10^3$ MPa, $\nu = 0.23$, $t_c = 30$ mm. ii) Concrete, $\sigma_{cc} = 35$ MPa, $E_c = 35 \times 10^3$ MPa, $\nu = 0.2$, $t_c = 75$ mm. iii) Blocked steel sets, $B = 76$ mm, $D = 127$ mm, $A_s = 1.70 \times 10^{-3}$ m², $I_s = 4.76 \times 10^{-6}$ m⁴, $E_s = 210 \times 10^3$ MPa, $\sigma_{ys} = 150$ MPa, $S = 1$ m, $\theta = \pi/10$ rad (10 blocks), $t_B = 75$ mm, $E_b = 10 \times 10^3$ MPa. iii) UngROUTED bolts, $d_b = 19$ mm, $l = 2$ m, $T_{bf} = 0.1$ MN, $Q = 0.03$ m/MN, $E_s = 210 \times 10^3$ MPa, $s_c = 0.63$ m (10 bolts), $s_f = 0.50$ m.

Figure 12: Support Characteristic Curves for different support systems applied to a tunnel of radius $R = 1$ m.

Análisis de Interacción Medio-Revestimiento

1. Geometría del túnel

$D = 16$	Diámetro exterior del túnel, m	
$H = 30$	Profundidad de la clave del túnel, m	
$H_o = H + \frac{D}{2}$	Profundidad del eje del túnel, m	$H_o = 38 \text{ m}$
$q_s = 2$	Carga superficial, ton/m ²	

Nota: Se considera que el túnel es circular y que los esfuerzos vertical y horizontal son iguales

2. Propiedades mecánicas

$c = 5$	Cohesión del material, t/m ²	
$\phi = 50$	Ángulo de fricción interna, grados	$\frac{\phi \pi}{180}$
$\gamma = 1.8$	Peso volumétrico, t/m ³	
$E = 10000$	Módulo de elasticidad del medio alrededor del túnel, t/m ²	
$E_1 = 10000$	Módulo de elasticidad para el prisma del frente, t/m ²	
$\nu = 0.3$	Relación de Poisson	
$p_f = 0$	Presión aplicada en el frente de excavación, t/m ²	

3. Análisis de Interacción suelo-revestimiento

3.1 Curva de respuesta del medio circundante

Se requiere definir las coordenadas de los puntos O, L y F de la curva de respuesta del suelo circundante (origen, límite elástico y límite de aflojamiento respectivamente) a partir de la ecs 2.21 a 2.25 según ref 1.

- Punto O (Condición geoestática). $p_o = \gamma \cdot H_o$ $p_o = 68.4 \text{ ton/m}^2$
 $u_o = 0.0 \text{ m}$

- Punto L (Frontera del intervalo elástico).

$$p_{aL} = p_o (1 - \sin(\phi)) + c \cos(\phi) \quad p_{aL} = 12.789 \quad \text{ton/m}^2$$

$$u_L = (p_o - p_{aL}) \cdot (1 - \nu) \frac{D}{2E} \quad u_L = 0.058 \quad \text{m}$$

- Punto F (empieza a desarrollarse la zona de aflojamiento).

Tramo plástico de la curva Rp vs pa

$$\text{delta} = \frac{\text{floor: } p_{aL}}{10} \quad \psi = 0.6$$

$$p_a = \text{floor: } p_{aL} + \text{floor: } p_{aL} \cdot \text{delta} \cdot 0 \quad \text{ton/m}^2$$

$$T = \frac{c}{\tan(\phi)} \quad T = 4.195 \text{ ton/m}^2$$

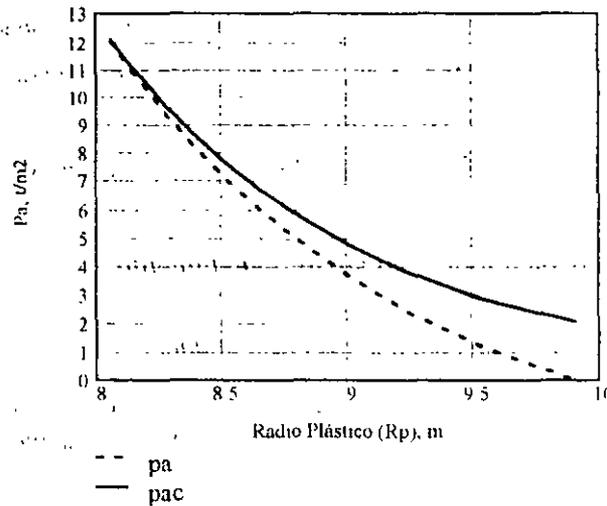
$$Rp \cdot p_a = \frac{D}{2} \left[(1 - \sin(\phi)) \left(\frac{p_o - T}{p_a - T} \right)^{\frac{1 + \sin(\phi)}{2 \cdot \sin(\phi)}} \right] \quad \text{m}$$

Corrección de la curva Rp vs pa. Por efecto del material plastificado que gravita en la clave

$$p_{ac}(p_a) = p_a + \gamma \left(Rp(p_a) - \frac{D}{2} \right) \cdot \psi$$

p_{ac} : es la presión corregida, t/m²

p_a	$Rp(p_a)$	$p_{ac}(p_a)$
12	8.058	12.063
10.8	8.154	10.966
9.6	8.258	9.879
8.4	8.374	8.804
7.2	8.503	7.743
6	8.648	6.7
4.8	8.815	5.681
3.6	9.01	4.691
2.4	9.243	3.743
1.2	9.531	2.853
$7.105 \cdot 10^{-15}$	9.904	2.057



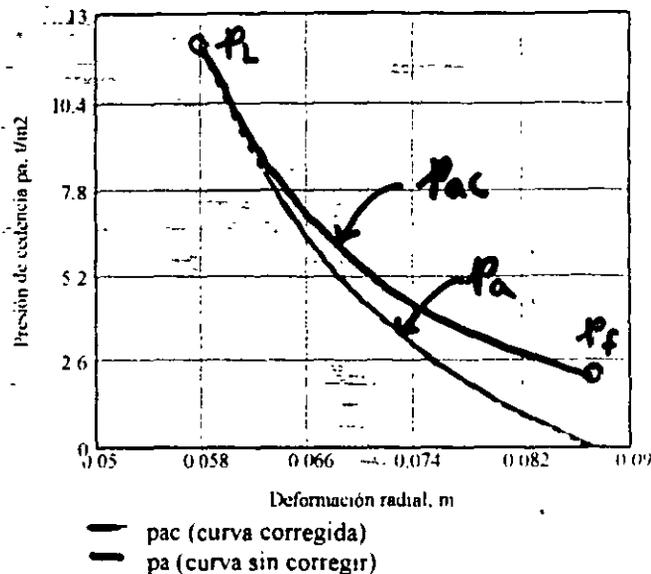
De la gráfica anterior se observa que el máximo radio plástico generado antes de la falla es de $Rp=9.9$ m, y considerando que el radio del túnel es de $R=8$ m, el máximo espesor de la zona plástica generada será de $Rp-R=1.9$ m.

Cálculo de la curva ui vs pac

$$A(p_a) = 2 \frac{1 - \nu}{E} (p_o - T) \sin(\phi) \left[\frac{Rp(p_a)}{\frac{D}{2}} \right]^2$$

$$u_i(p_{ac}) = \frac{D}{2} \frac{1 - \nu}{E} \frac{1}{A(p_a)}$$

P_a	P_{ac}	P_a	u_j	P_a
12	12 063		0.058	
10.8	10 966		0.059	
9.6	9 879		0.061	
8.4	8 804		0.063	
7.2	7.743		0.065	
6	6.7		0.067	
4.8	5 681		0.069	
3.6	4 691		0.072	
2.4	3 743		0.076	
1.2	2 853		0.081	
7 105 10 ¹⁵	2 057		0.087	



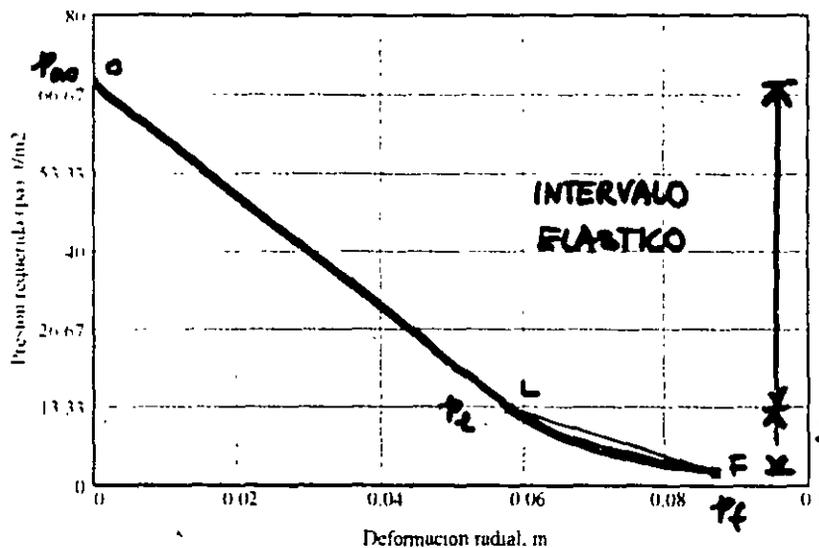
Obteniendo el mínimo de la gráfica anterior, se tienen las coordenadas del punto F, es decir;

$$P_{af} = 2.06 \text{ ton/m}^2$$

$$u_f = 0.087 \text{ m}$$

Con los anteriores datos se construye la gráfica de respuesta del medio.

$P_1 = 1.2 \cdot 3$	$P_1 = P_0$	$u_1 = 0$
	$P_2 = P_{aL}$	$u_2 = u_L$
	$P_3 = P_{af}$	$u_3 = u_f$



P_1	u_1
68.4	0
12 789	0.058
2 06	0.087

3.2 Curva de respuesta del revestimiento

Para realizar su cálculo es necesario llevar a cabo las siguientes etapas:

- Cálculo de la curva de respuesta del cilindro del frente
- Cálculo de la deformación radial de la periferia del suelo antes de instalar el revestimiento (u_{co})
- Cálculo de la curva de respuesta del revestimiento

a) Cálculo de la curva de respuesta del cilindro del frente. Se involucran las siguientes etapas:

i) Calcular la capacidad de carga del prisma triangular del frente (q)

$$K_p = \tan\left(0.25 \cdot \pi + \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad \text{Coeficiente de empuje pasivo de Rankine} \quad K_p = 7.549$$

$$K_f = \frac{1 - \sin(\phi)^2}{1 + \sin(\phi)^2} \quad \text{Factor de fricción} \quad K_f = 0.26$$

$$q = 3.4 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} - \frac{\gamma \cdot D}{2} + p_f \cdot K_f \quad \text{Capacidad de carga del prisma frontal, } q = 32.307 \text{ t/m}^2$$

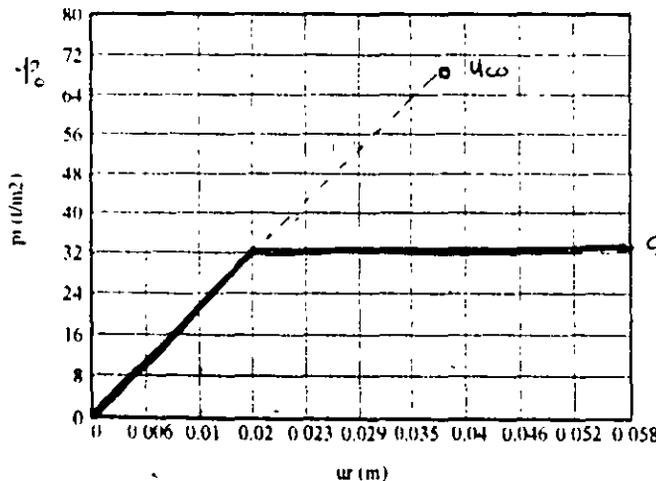
para $c = 5 \text{ t/m}^2$

Nota: la constante 3.4 se debe a que no existe extrusión del material del frente ($3.4 < cte < 8$)

ii) Calcular el valor de la abscisa u_{co} , que representa la deformabilidad del cilindro de suelo sujeto a una presión igual a la geostática:

$$u_{co} = \frac{(1 - \nu) \cdot p_o \cdot D}{2 \cdot E I} \quad u_{co} = 0.038 \quad \text{m}$$

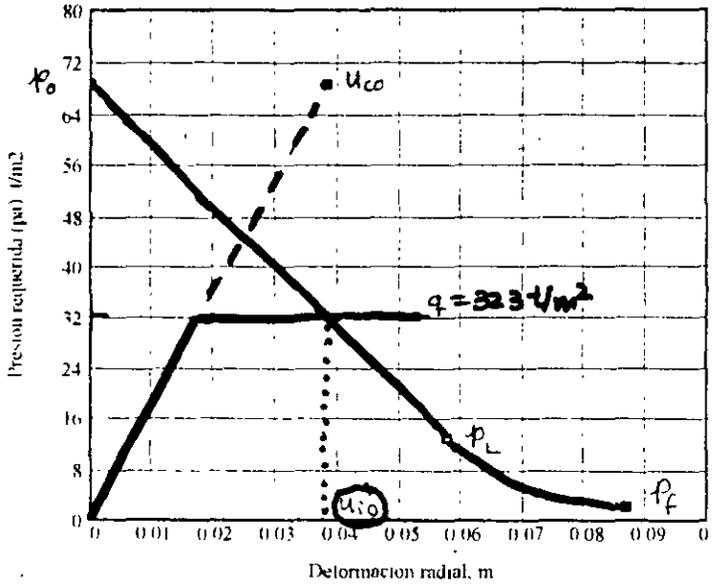
iii) Dibujar la curva de respuesta del cilindro del frente.



$$p_o = 68.4 \quad \text{t/m}^2$$

$$q = 32.307 \quad \text{t/m}^2$$

b) Cálculo de la deformación radial de la periferia del túnel antes de la colocación del revestimiento (u_{i0}). Se realiza sobreponiendo las gráficas de la respuesta del suelo y la del cilindro del frente; definiéndose con esto el punto de intersección (I) y posteriormente se obtiene la deformación inicial.



De la gráfica se obtiene el punto de intersección de las dos curvas (I), que es la deformación u_{i0} ; es decir:

$$u_{i0} = 0.038 \text{ m}$$

Nota: Para un comportamiento elástico-lineal del material alrededor del túnel $u_{i0} > u_L/3$, por tanto $u_{i0L} = 0.019$ y deberá cumplirse que $u_{i0L} < u_{i0}$

$$u_{i0L} = \frac{u_L}{3}$$

c) Cálculo de la curva de respuesta del revestimiento En este caso se considerará un revestimiento formado de concreto lanzado con las siguientes características.

$$f_c = 2000$$

Resistencia a la compresión simple del concreto, t/m^2

$$E_{conc} = 100000 \sqrt{\frac{f_c}{10}}$$

Módulo de elasticidad del concreto, t/m^2

$$E_{conc} = 1.414 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$\nu_{conc} = 0.3$$

Relación de Poisson del concreto

$$t = 0.1, 0.15, 0.3$$

Espesor del revestimiento, m

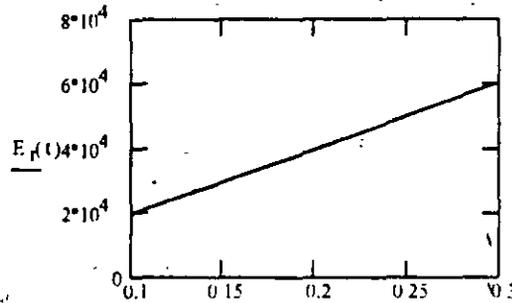
$$r = \frac{D}{2} \quad r = 8$$

Radio del túnel, m

$$E_r(t) = \frac{E_{conc} [r^2 - (r-t)^2]}{(1 + \nu_{conc}) [(1 - 2\nu_{conc}) r^2 + (r-t)^2]}$$

Módulo de elasticidad de la estructura de soporte (cilindro de concreto), t/m^2

t	$E_r(t)$ t/m^2
0.1	$1.965 \cdot 10^4$
0.15	$2.965 \cdot 10^4$
0.2	$3.977 \cdot 10^4$
0.25	$5 \cdot 10^4$
0.3	$6.036 \cdot 10^4$



El desplazamiento radial del revestimiento, es decir, su curva de respuesta, se calcula utilizando la presión máxima aplicada (en este caso la presión geoestática, γH_0), según la siguiente ecuación (ec. 2.29, ref 1), considerando que $k_0=0.6$ (limos arenosos):

$k_0 = 0.6$

$$u_{rmax}(t) = \frac{p_o \cdot D^2}{4 \cdot t \cdot E_{conc}} + \frac{0.5 \cdot (1 - k_o) \cdot p_o \cdot (1 + \nu_{conc}) \cdot r}{E_r(t)} + \frac{p_o \cdot D}{E}$$

t	$u_{rmax}(t)$
0.1	0.148
0.15	0.135
0.2	0.128
0.25	0.125
0.3	0.122

Considerando un espesor de revestimiento de concreto lanzado de $t=0.25$ m, se tiene que el desplazamiento máximo es:

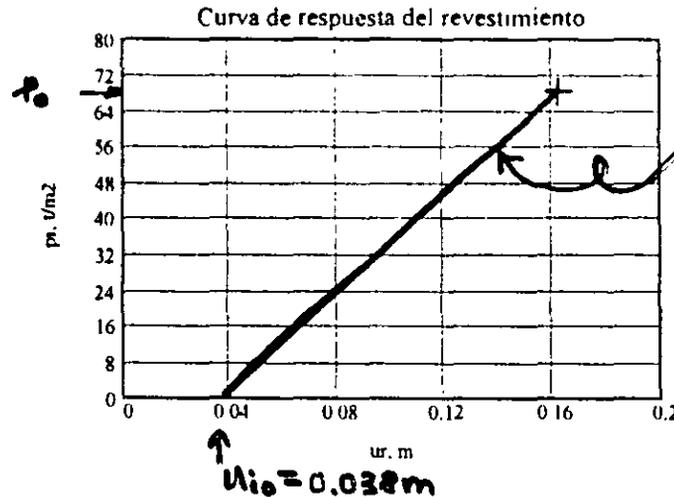
$\rightarrow u_{rmax} = 0.125$ m

Con las coordenadas γH_0 y u_{rmax} se dibuja el punto R y la recta OR, partiendo de la ordenada u_{i0} , que representa la curva de respuesta del revestimiento (ver siguiente figura):

$u_r = 0 + \frac{u_{rmax}}{4} \cdot u_{rmax}$

$p_r(u_r) = u_r \cdot \frac{p_o}{u_{rmax}}$

$p_o = 68.4 \text{ t/m}^2$



La capacidad de carga del revestimiento, y el correspondiente factor de seguridad para un esfuerzo actuante igual al geostático, se calculan con las siguientes expresiones:

$$P_{scmax}(t) = 0.5 \cdot f_c \cdot \left(1 - \frac{(r-t)^2}{r^2}\right) \quad FS_{rev}(t) = \frac{P_{scmax}(t)}{p_0}$$

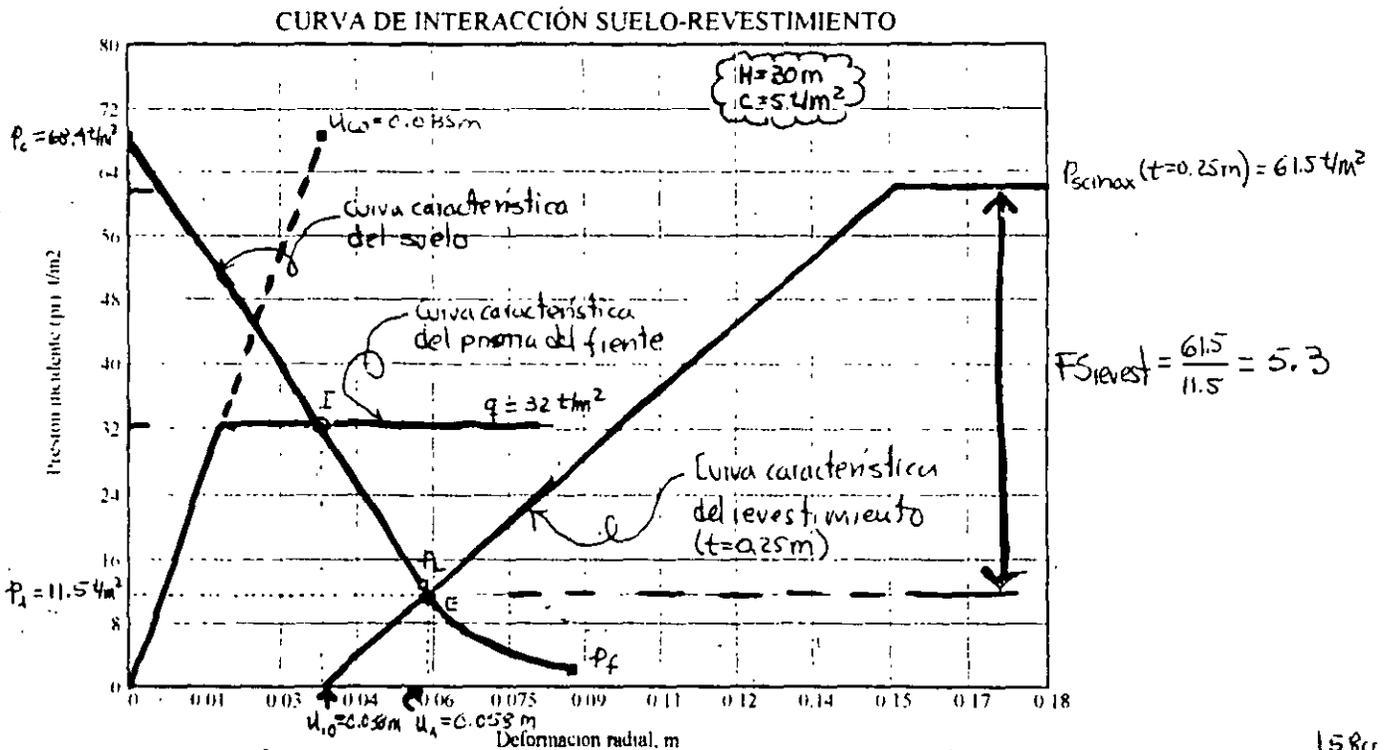
t	$P_{scmax}(t)$	$FS_{rev}(t)$
0.1	24.844	0.363
0.15	37.148	0.543
0.2	49.375	0.722
0.25	61.523	0.899
0.3	73.594	1.076

Aquí se aprecia que solamente un espesor de revestimiento de $t=0.3$ m, o mayor, soporta la presión geostática.

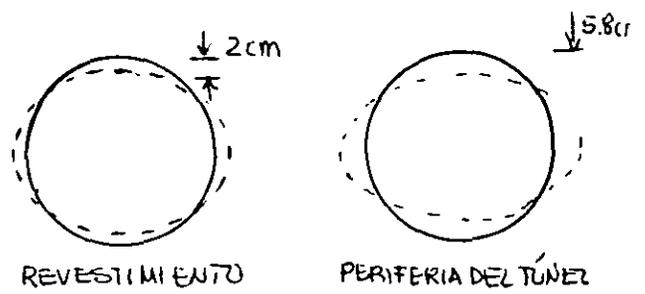
$P_{sc0.25} = 61.523$

3.3 Interacción suelo-revestimiento y cálculo de la presión de diseño del revestimiento.

Sobreponiendo a curva de respuesta del suelo con la del revestimiento, se obtiene el punto de intersección entre ellas; el cual define la presión de trabajo del revestimiento y la deformación total en la periferia de la excavación.



$u_i = 0.058 \text{ m}$
 $u_i - u_{i0} = 0.058 - 0.038 = 0.02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$
 Convergencia horizontal = 4 cm
 $p_i = 11.5 \text{ t/m}^2$
 $FS = 5.3$



TEST PROCEDURES

CERCHAR ABRASIVITY INDEX (CAI)

1. PURPOSE

This test is a combined measure of rock abrasivity and strength, for determining cutter wear rate and costs. Actual cutter wear data from field projects allows the CAI to be related directly to expected linear feet of cutter travel, which, when combined with current cutter prices and cutterhead geometry, allows projection of cutter costs per rock volume or linear foot of tunnel.

This test is performed on freshly broken rock surfaces, free of weathering effects. The remaining pieces from indirect (Brazilian) tension tests are used for this purpose. If no Brazilian test was done on sample, any piece of rock sample available can be used for this test.

2. SAMPLE PREPARATION

No particular sample preparation is required for this test. In the case where left over of Brazilian test is not available and other pieces are to be used, a fresh rock surface must be exposed by breaking the edges with a hammer.

3. TESTING

The rock sample is fixed in a holder with the fresh surface facing upward. The sample is held by a vice and secured in place using a layer of wood between the sample and the jaws. A conical 90° hardened steel pin, fastened in a 15 lbs (7.5 kg) head (dead weight), is set carefully on the rock surface and drawn 0.4 in. (1 cm) across it in 1 second. This is repeated for a total of five pins.

The tips of the pins then are examined under a reticular microscope and two perpendicular diameters of the resulting wear flat are recorded for each pin. Coating the pin tips with machinist's blue dye prior to testing makes the wear flat more visible. A total of 10 measurements are taken and recorded on the test sheet.

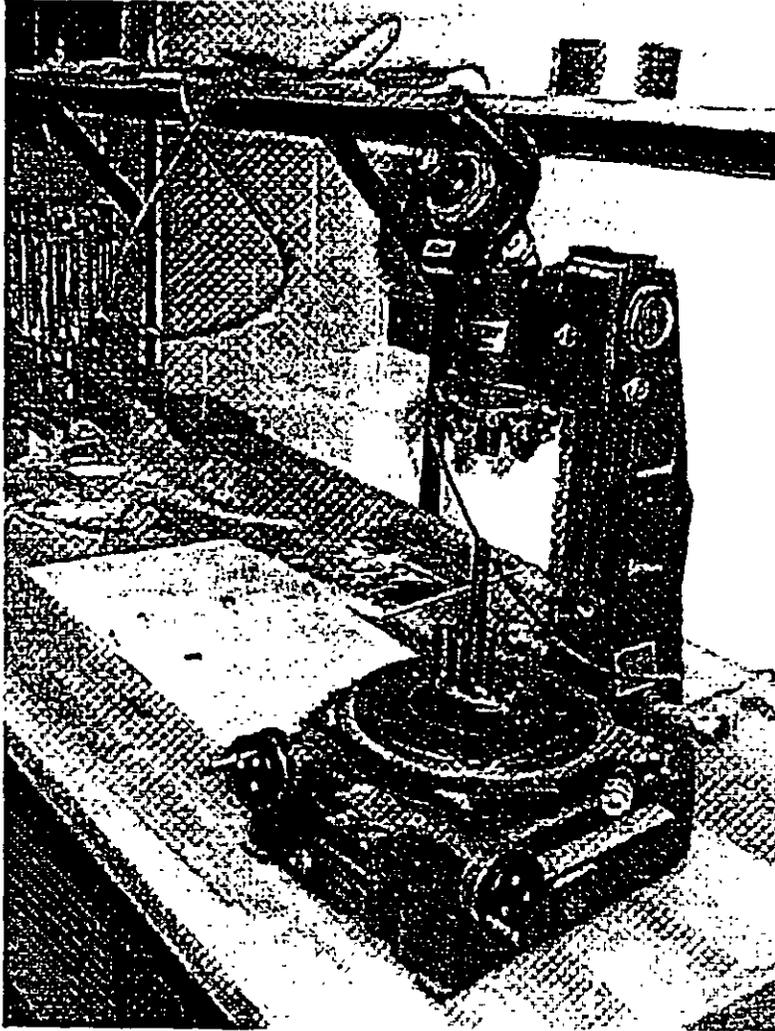


Figure 1. Photograph of Microscope for Observing Pin Tip Flatness.

4. CALCULATION AND DATA REDUCTION

The Cerchar abrasivity index (CAI) then is calculated by:

$$CAI = 0.0254 \sum_{i=1}^{10} d_i$$

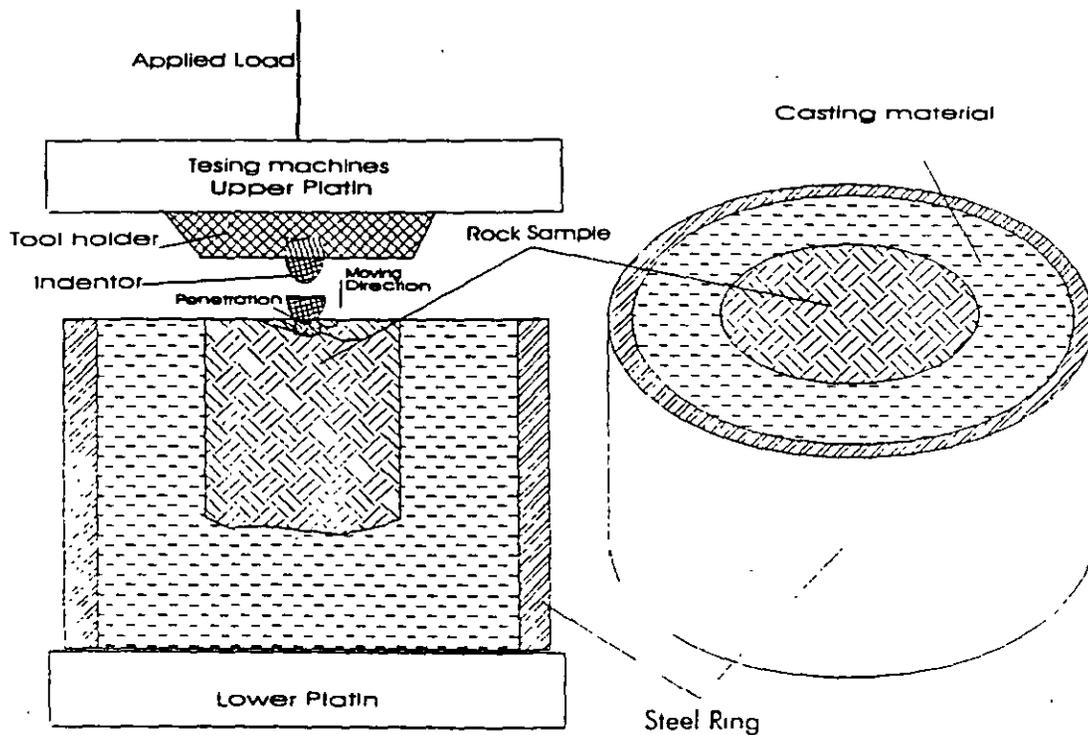
Where: d_i pin diameter (in.)

The lower the CAI, less abrasive the rock is for cutting tools. A CAI of 1 is low abrasivity, while 6 is extremely abrasive.

VCH PENETRATION TEST

1. PURPOSE

In this test, a standard conical indenter is pressed into a rock sample that has been cast in a confining steel as shown in schematic drawing. The load and displacement of the indenter are recorded with computer system. The slope of the force-penetration curve has been related to the mechanical cut-ability of the rock, i.e., the energy needed for efficient chipping. This test also provides a qualitative measure of rock brittleness/porosity.



Schematic drawing of punch penetration test.

2. EQUIPMENT

1. Rock saw
2. Caliper with 0.001 inch accuracy
3. Steel ring for casting the specimen

4. Hydrostone used as casting material
5. Standard indenter and the support plate
6. Lathe for machining of the casts
7. Servo controlled Hydraulic press, 600 kips MTS Rock Testing Machine
8. Computer and Data Acquisition system (Integrated into the MTS control system).

3. PROCEDURES

3.1 Sample Preparation

1. Record all pertinent information and measurements of core sample on the test sheet. This should include general rock and project information.
2. Log core sample to indicate the position, orientation, and condition of existing joints, fractures, bedding/foliation, inclusions or any other defects.
3. 3. Cut the samples to a length of 1.0 to 1.5 times the diameter. The L/D ratio of 1 : 1 (or up to 1.5 : 1) must be met where possible. No sample with L/D below 1.0 shall be tested.
4. Measure diameter and length of the sample and record it on the test sheet.
5. Use a plastic sheet to cover the table and place the specimen face down, with the flat surface on the plastic sheet. Place the casting ring over the specimen and resting on the plastic sheet.
6. Prepare the casting material by mixing hydrostone with water at a proper ratio.
7. Cast the specimen in the steel ring by pouring the mixture evenly and gently around the specimen. Vibrate the mix with a spatula from time to time to make sure the air bubbles are removed and the mixture fully surrounds the sample. Avoid leaving any voids in the cast. Fill the steel ring with the mixture until it is fully covered.
8. Air dry the cast for at least 24 hours prior to testing.
9. Machine the bottom of the cast on the lathe to remove the extra hydrostone and create a flat surface. Continue machining until a fresh uniform surface is exposed on the bottom of the steel casting ring.

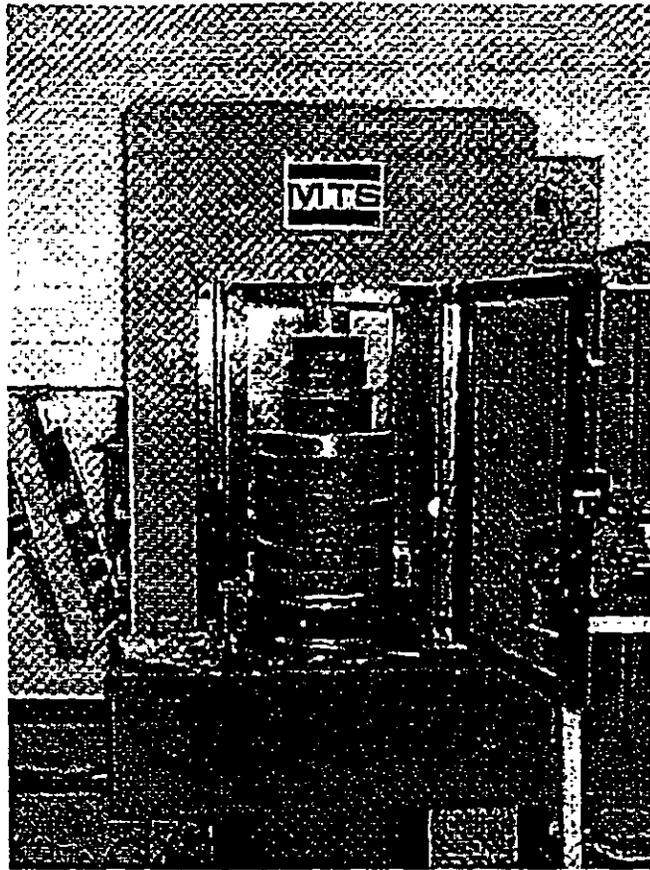


Figure 2. Photograph of Rock Sample on Punch Penetration Test Fixture.

3.2. Punch/ Indentation Test

1. Place and secure the sample on the lower platen of the loading machine. The sample must be placed in such a way that the indenter is more or less at the center of the specimen.
2. Close the shield doors on the test machine to protect the operator from flying pieces of rock in case of violent failure.
3. Turn on the machine, the hydraulic pumps, and the computer control system. Run configuration for the 600 kip machine. Raise the lower platen until the surface of the sample is within a few tenth of an inch from the tip of the indenter.
4. Open and run the punch test template. Open a new data file with the same name as the core ID. Reset the displacement and start loading. Machine will raise the cast till it touches the indenter and then continues loading the sample

under a controlled displacement rate of 0.001 inches per second. Data is collected automatically and stored in the data file.

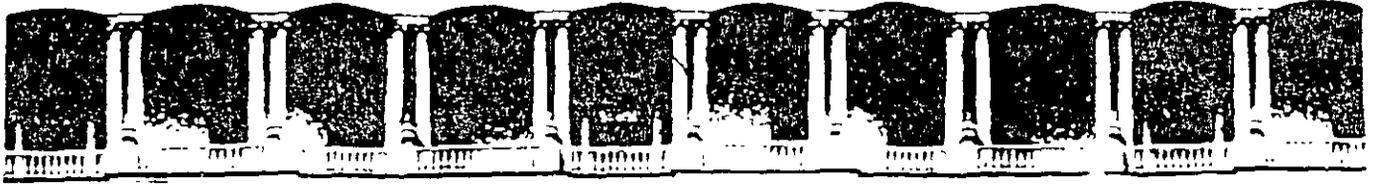
5. Continue testing until a penetration of 0.25 inches is reached. At the completion of the testing the machine will automatically retreat the lower platen to its original position.
6. Remove the sample from the machine. Close and back up the data file. Make a sketch of the failure surface on the test sheet, and photograph the sample with the ID. Card (if required).

4. DATA REDUCTION

Use the Punch penetration program to reduce data. Run the Excel file and select the data file. Select the origin and the program will estimate and plot the following slopes:

1. 45 degree slope
2. Average slope (average of slope of a floating point)
3. Peak slope (from origin to peak load)
4. Energy slope (area under the curve)

Record the results in the summary sheet.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

ESTUDIOS GEOLOGICOS

**EXPOSITOR: ING. SERGIO R. HERRERA CASTAÑEDA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

Principios de Geología y Geotecnia para Ingenieros
D.P. Krinine y W.R. Judd
Capitulo 9
TUNELES

CAPÍTULO 9

TÚNELES

Los túneles, aparte las galerías de mina, son esencialmente un elemento de transporte. En el campo, en lugar de ejecutar cortes profundos, se utilizan frecuentemente los túneles para hacer pasar la línea bajo un obstáculo natural, como una colina o sierra. En las ciudades hay túneles para los ferrocarriles y carreteras subterráneas, ya que, por la complejidad de los problemas de tráfico, éstos no pueden construirse en la superficie. Incluso, a veces, son subterráneas calles o partes de calles. Además de pasajeros y carga, los túneles pueden transportar también fluidos. Por ejemplo, hay túneles para abastecimiento de aguas y alcantarillado y túneles utilizados en la producción de energía eléctrica. Hay túneles submarinos (construidos bajo el agua) que remplazan puentes, como el túnel del Hudson y el de Lincoln, en la ciudad de Nueva York. Otra forma de construcciones subterráneas que utiliza muchas de las técnicas de construcción de túneles, aunque técnicamente no clasificadas como túneles, es la construcción de cámaras y pasadizos subterráneos (§ 13-17).

CLASIFICACIÓN Y NOMENCLATURA DE LOS TÚNELES

9-1. Clasificación técnica. Los túneles se pueden construir, o «perforar», a través de una masa de roca o tierra por los métodos utilizados en minería, incluyendo los explosivos. Esto puede hacerse con aire normal o utilizando el aire comprimido. Algunas veces se pueden llevar a cabo los trabajos de perforación en terrenos blandos, como arenas sueltas, aplicando la congelación artificial o la estabilización química del terreno. Si el perforar con frente abierto se hace excesivamente difícil o antieconómico, se puede utilizar el *método de escudo* (§ 9-18). La figura 9-1 representa un caso de perforación con frente abierto en arcillas plásticas. La arcilla se desliza en el túnel y produce un asentamiento en la superficie, con lo que pone en peligro las construcciones vecinas (*B* en la figura 9-1). En tales casos, es aconsejable, en general, cambiar el frente abierto por el método de escudo.

Con revestimiento escaso y terreno blando, se puede construir el túnel por el método de excavación y recubrimiento. En este caso se excava una trinchera abierta, se construye la sección del túnel (de hormigón, acero o madera) y entonces se cubre o rellena. «El District Railway», que constituye prácticamente una parte del metro de Londres, el metro de Toronto y parte del de Buenos Aires se construyeron de esta forma. En algunos casos, con escaso revestimiento, la superficie del terreno puede estar sumergida; entonces el túnel se puede construir utilizando *ataguías* o compartimientos estancos (§ 14-5) y luego cubrirlo y rellenarlo. En condiciones subterráneas particularmente críticas, se hunden *cajones* verticales de aire comprimido y el túnel se construye por tramos cortos.

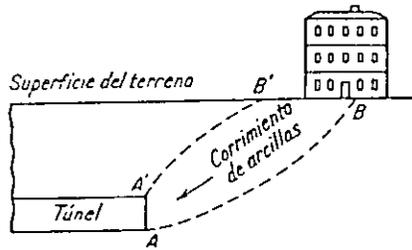


FIG. 9-1. Caso en que la perforación con frente abierto resulta inadecuada.

9-2. Terminología. Los términos utilizados para los túneles los tomaron (los ingenieros civiles) originalmente de la práctica de la minería. En el curso del tiempo, se ha modificado el significado de algunos de estos términos. En este capítulo exponemos los términos utilizados para los túneles, tal como se usan realmente en ingeniería civil y geología. Sin embargo, hay cierta diferencia entre la terminología en estos dos campos. Para el ingeniero, un depósito *consolidado* es uno que llega al equilibrio bajo la acción de determinadas fuerzas, por ejemplo, arcilla consolidada. Para un geólogo, una arcilla está consolidada solamente cuando se ha convertido en pizarra o argilita, es decir, generalmente en una roca dura. Para el ingeniero, *recubrimiento* de un túnel o de una construcción enterrada es cualquiera y todos los materiales que recubren el túnel, sin tener en cuenta si estos materiales están o no consolidados. Para el geólogo, el término *recubrimiento* implica material no consolidado o, sobre todo, suelo (Fig. 9-2).

Un *túnel* es una excavación horizontal o casi horizontal, abierta a la superficie del terreno por sus dos extremos. Cuando una excavación se hace en dirección vertical o próxima a la vertical y está abierta solamente (a la superficie del terreno) por su extremo superior se denomina *pozo*. Una *galería* es semejante a un túnel, excepto en que está abierta solamente por un extremo. El término *chimenea* o *trancada* algunas veces se utiliza como un nombre que indica una excavación inclinada realizada desde el túnel principal o galería, en dirección ascendente, generalmente con objeto de explorar el terreno. En Norteamérica se utiliza con este significado la palabra *stope*, que también se emplea como un término descriptivo para indicar que durante la perforación de un túnel la roca del techo se desprende (Fig. 9-2).

Hay cuatro términos que se usan corrientemente para describir la situación de las distintas partes de la sección de un túnel (Fig. 9-2b). Hay el suelo o *piso*. En la parte inferior de la sección, la ademe que se emplea, a veces, en lugar de un arco, se denomina *solera*. La parte alta de la galería se llama techo o cielo. Las paredes del túnel se denominan *hastiales* y la línea de arranque de la bóveda es la línea a partir de la cual las hastiales se curvan

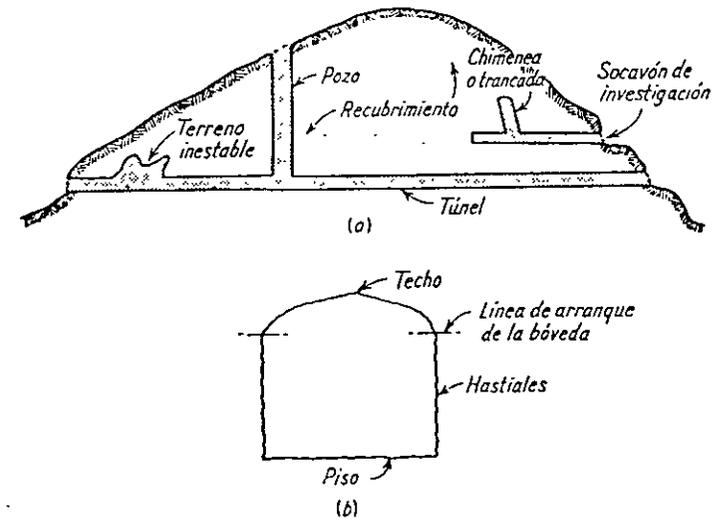


FIG. 9-2. Terminología del túnel.

para formar la bóveda. En un túnel circular esta línea se sitúa arbitrariamente. Los registros geológicos de túneles se dibujan en proyecciones horizontales del techo y hastiales del túnel y a veces en la del piso.

9-3. Terreno. El material a través del cual se perfora un túnel se llama *terreno* y las materias extraídas de él *escombros*. Los terrenos son *blandos* (suelos) y *duros* (rocas).

Terminología de los terrenos blandos. En el *terreno descompuesto*, se desprenden de las superficies expuestas trozos de algún tamaño o laminillas. Este proceso puede comenzar al poco tiempo de quedar el terreno en exposición, sobre todo bajo el agua. O, en algunos casos, puede ser lento y necesitar un tiempo considerable para comenzar. Los *terrenos corredizos* están formados generalmente por gravas o arenas gruesas limpias y sueltas. Las arenas de grano medio o fino pueden también ser corredizas si están suficientemente secas. Los *terrenos fluyentes* son suelos empapados que fluyen como un líquido viscoso y tienden a entrar en el túnel por cualquier abertura del revestimiento. Los *terrenos pastosos* tienen un contenido menor de agua

que los anteriores. Fluyen en forma plástica, es decir, sin fracturas, en el túnel y tienden frecuentemente a levantar, o a bufar el piso del mismo. El terreno *turgente* tiende también a penetrar en el túnel, estando asociado su movimiento a un aumento considerable de volumen y de humedad (§ 4-6).

Terminología de los terrenos duros. Se utiliza un gran número de términos descriptivos. El terreno que permite el avance de la galería sin entibación se llama *terreno firme*. Otros términos utilizados son: roca estratificada, moderadamente fracturada, de fractura en bloque y fisurada, roca quebrada o astillada y otros. Se puede presumir que las rocas pueden hincharse o fluir como sucede en los terrenos blandos, por lo que también deben considerarse aquí los terrenos pastosos y turgentes.

SOSTENIMIENTO DEL RECUBRIMIENTO

9-4. Entibación. Los túneles en roca firme pueden construirse sin *revestir*. El revestimiento, si se construye, suele ser de hormigón armado o sin armar. Durante la construcción de un túnel que debe revestirse el terreno en su interior debe fortificarse con madera, acero, o anclajes para sostener el techo (§ 9-5). La entibación de madera o acero puede recuperarse antes de construir el revestimiento, o dejarse en el interior o detrás de éste. La entibación de madera suele estar constituida por bastidores o *cuadros*, contruidos con gruesos maderos redondos (rollizos) o cuadrados (como de 8 × 8 ó 12 × 12 pulgadas) colocadas a intervalos variables de 2 a 5 o más pies. Los términos *montera* o *trabanca*, *pie derecho*, *puntal* y *solera* quedan explicados en la figura 9-3. Detrás de los cuadros se colocan tablonés para formar el *forro*. El frente (cara frontal del extremo) de una galería (Fig. 9-3)

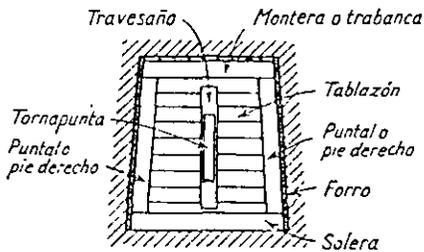


FIG. 9-3. Cuadro de escudo en una galería en terreno blando y seco.

se protege de los desprendimientos con un forro de tablonés que se suele llamar *escudo*. Éste está sostenido por uno o varios travesaños, mantenido cada uno por una tornapunta, o puntal inclinado apoyado en el suelo. El término *estemple* se aplica generalmente a un miembro de un cuadro que soporta una fuerza horizontal. En este sentido son estemples la tirabanca y la solera.

Antiguamente todos los túneles en América y Europa se construían con entibación de madera; sin embargo, el acero se ha convertido en casi el único material empleado en la entibación, en la moderna construcción de túneles en América, tanto en los de transporte rodado como en los de abastecimiento

de agua. Los cuadros de madera se pueden utilizar temporalmente hasta que se coloquen los de acero. Los cuadros de entibación de acero pueden ser de los cinco tipos siguientes: cuaderna continua (Fig. 9-4a); cuaderna y pies derechos (Fig. 9-4b); cuaderna y longarina (Fig. 9-4c); cuaderna, longarina y

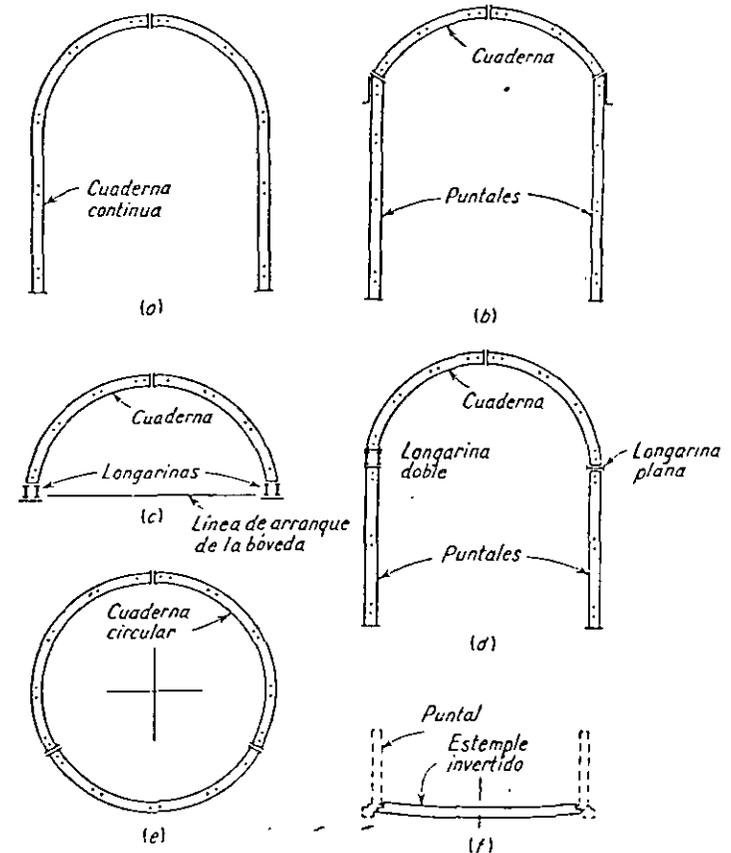


FIG. 9-4. Tipos de entibación de acero (De Proctor and White.¹³)

pies derechos (Fig. 9-4d); cuaderna circular (Fig. 9-4e), y cuaderna continua con arco invertido (Fig. 9-4f). En la figura 9-4 la cuaderna, pies derechos y el arco invertido son elementos que forman un cuadro. Las longarinas sirven de base de las cuadernas; a su vez, deben colocarse en terreno firme o roca sólida. Los cuadros de acero pueden colocarse unos junto a otros o bien separados entre sí pocos o varios pies. La separación depende de las condiciones en que se encuentre la roca y, en algunos casos, de las exigencias de seguridad si se pueden esperar hundimientos del techo.

9-5. Anclajes en el techo. ¹⁻³ En el método de techo suspendido, éste se sujeta por medio de anclajes a un estrato firme situado a cierta altura sobre las galerías. Al mismo tiempo que mantienen juntos el techo y el estrato firme, los anclajes evitan el deslizamiento mutuo producido por la excavación. Para

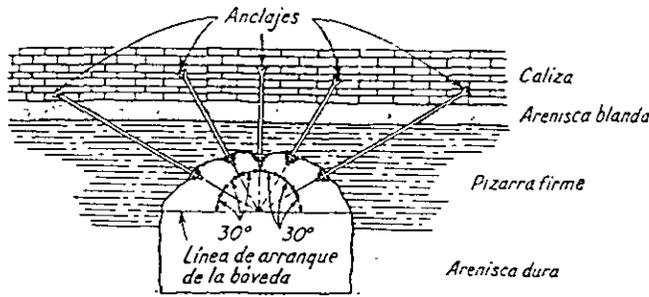


FIG. 9-5. Instalación típica de anclajes en el techo.

ello se dan unos barrenos en el techo de la galería (Figs. 9-2b y 9-5), se introducen en ellos unos tornillos especiales con una cuña en su extremo (detalle en la figura 9-6) y se golpea su extremo exterior con un martillo. Se coloca una pletina de acero en su extremo exterior, al que se atornilla una tuerca hexagonal que se aprieta contra la pletina (se aprieta ligeramente para colocarlo en posición). Se aprieta fuertemente la tuerca y se introduce en la roca con un aprietatuercas neumático de percusión. El extremo interior del anclaje se abre, a causa de la acción de la cuña, y así se desarrolla una alta fricción entre el anclaje y la roca. El techo queda de esta forma suspendido y se evita que se desprenda. Además, los anclajes enlazan entre sí los estratos horizontales o casi horizontales sobre el techo de la galería formando una «viga de roca».

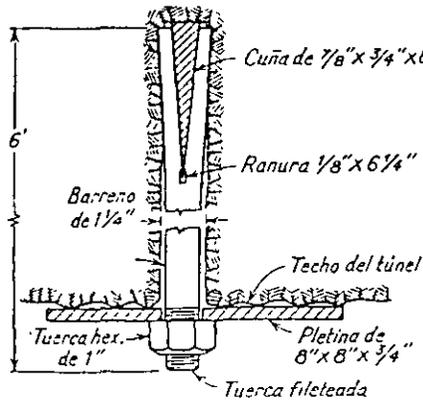


FIG. 9-6. Detalle de un anclaje típico

Los anclajes mantienen juntos los estratos, evitan el deslizamiento y permiten incluso la acción de bóveda de la viga de roca. El método es eficaz en rocas hojosas o en placas como las pizarras, algunas areniscas y el carbón. Con rocas tableadas o con fractura en bloques, los anclajes sujetan las placas o bloques a los estratos firmes superiores a ellos. Las pizarras blandas, areniscas friables blandas y terrenos semejantes no proporcionan anclajes apro-

piados. En rocas muy tableadas, se coloca transversalmente al techo de la galería un perfil de acero en U de peso ligero y los anclajes se pasan a través de él.

El diámetro normal de los anclajes empleados en este método es de 3/4 de pulgada o mayor. Los anclajes de diámetros inferiores pueden no tener suficiente resistencia para poderse clavar. Se pueden emplear los anclajes para reforzar la entibación normal de acero, en rocas muy fracturadas, terrenos pastosos o con propiedades semejantes, sobre todo en grandes túneles para tráfico rodado. El coste de los anclajes es, en general, menor que el de la entibación corriente; sin embargo, la diferencia varía con las condiciones del terreno, precio de la mano de obra y situación geográfica.

Algunas de las ventajas de los anclajes son las siguientes: 1) Se puede fortificar el techo inmediatamente adyacente al frente de avance; 2) la ventilación del túnel es mejor, puesto que la corriente de aire no se ve frenada por los cuadros como con entibación normal; 3) las explosiones y el tráfico no desalojan los anclajes tan fácilmente como los cuadros de entibación, y 4) aumenta el espacio libre en la sección del túnel.

Es interesante hacer notar que el empleo de anclajes en el techo permite a veces la construcción de grandes cámaras subterráneas; se construyó así, por ejemplo, una cámara experimental de 60 metros de largo por 35 de ancho.¹ En el túnel de descarga de la presa de Keyhole, Wyoming, se emplearon sobre todo anclajes para sujetar los bloques sueltos de roca en el techo y evitar así grandes excesos de excavación (§ 9-15). Cuando se comenzó la perforación del túnel, se instalaron cuatro anclajes de 2 metros de longitud por cada 1.2 metros de túnel. Se pudo ver en la práctica que se podía asegurar suficientemente el techo con menos anclajes y se redujo el número de éstos finalmente a dos por cada 6 pies de longitud de túnel. También se encontró la roca en mejores condiciones. Dondequiera que las grietas o diaclasas importantes cortaban el túnel se instalaron anclajes adicionales normales a la grieta o diaclasa correspondiente. Se consiguió también una pequeña economía en hormigón en el revestimiento.

TÚNELES EN ROCA

9-6. Fenómenos de alivio de presión. Las rocas en la naturaleza, especialmente las que se encuentran bastante profundas, están afectadas por el peso de los estratos superiores a ellas y por su propio peso. Debido a estos factores se desarrollan esfuerzos en la masa rocosa. En general, cada esfuerzo produce una deformación y desplaza las partículas individuales de la roca. Una partícula necesita cierta libertad para poder ser desplazada; en otras palabras, necesita tener espacio suficiente para el deslizamiento. Si la roca está confinada y su movimiento, por tanto, impedido, habrá solamente un corrimiento parcial de la roca, en caso de que se produzca alguno. El esfuerzo

que no pudo producir deslizamiento, por la falta de espacio en la masa rocosa, permanece todavía en ella y se dice que está *almacenado* en la misma. Un término técnico más adecuado para designar estos esfuerzos almacenados es el de *esfuerzos residuales*. Tan pronto como a una partícula rocosa sometida a un esfuerzo residual se le permite el movimiento, se produce un deslizamiento. La cantidad de movimiento depende de la magnitud de los esfuerzos almacenados. Puede haber solamente una traslación pequeña con una rotura insignificante, o la traslación puede ser enorme y comprender el movimiento violento de una masa considerable. La velocidad a la que se mueve la masa rocosa libertada no es grande necesariamente y puede haber una tranquila evidencia de *alivio de presión*, que es como se denomina este fenómeno. Resumiendo, un alivio de presión es una disminución del esfuerzo o sistema de esfuerzos residuales, de carácter instantáneo o lento, acompañado por el movimiento de la masa rocosa con grados variables de violencia. Una abertura en la masa rocosa, tal como una excavación para un túnel, hace que la roca adyacente fluya a ella; esto, a su vez, puede liberar las masas rocosas confinadas y aliviar la presión.

En túneles profundos, es decir, perforados a grandes profundidades bajo la superficie, pueden haber desprendimientos por la presión. Esto se manifiesta generalmente por chasquidos o estallidos de losas de rocas aparentemente sanas en la sección del túnel. En rocas fisiles o con tendencia a romperse en lascas, como las pizarras, los lechos pueden deformarse lentamente y «abombándose» hacia el túnel. En este caso la roca no se despegar de la masa principal necesariamente, pero la deformación puede producir fisuras y huecos en la roca que rodea el túnel.

Otro fenómeno de alivio de presión es el de las «sacudidas». El término se refiere a un temblor de tierra repentino y relativamente violento que perturba los estratos profundos. Hay varias clasificaciones de sacudidas, todas de naturaleza local. En general, se evidencian por: 1) una súbita elevación del piso del túnel y, en algunos casos extremos, del techo; 2) el repentino desprendimiento de grandes masas de roca de los hastiales del túnel, o 3) ondas de choque transmitidas por el piso del túnel que a veces son de suficiente intensidad para matar a un hombre. El fenómeno ocurre a veces asociado a movimientos sísmicos generales.

9-7. Acuñaamiento en bóveda de un túnel. Aun en el caso de que no haya esfuerzos residuales en una masa rocosa, la construcción de una abertura pone en movimiento la roca hacia ella. Los esfuerzos de tensión empujan esta roca, separándola del resto de la masa, que permanece en su sitio. En muchos casos solamente puede detenerse esta tendencia colocando durante la construcción una entibación apropiada y revistiendo más tarde el túnel. A veces la perforación puede mantenerse firme sin entibación alguna, tanto en roca

como en arcilla firme. En cualquier caso, la construcción de una abertura destruye el estado de equilibrio existente en el terreno que rodea la perforación y se establece un nuevo estado de equilibrio. La naturaleza lo lleva a cabo desarrollando un sistema de esfuerzos cortantes autoequilibrados que producen el fenómeno conocido como *acuñamiento en bóveda* del túnel. En la figura 9-7 se representa una analogía entre una viga simple apoyada en dos puntos y con carga uniformemente repartida y un túnel sin revestimiento.

En cualquier plano vertical *mm* de la viga, un esfuerzo cortante dirigido hacia arriba equilibra el peso de la parte de la viga comprendida entre éste y la línea central de la misma (rayada en la figura) y otro dirigido hacia abajo transmite la carga a la parte izquierda de la viga. Sucede exactamente lo mismo en los apoyos *A* y *A'*, donde se transmite la mitad de peso de la viga $P/2$ al apoyo. El diagrama de esfuerzos cortantes de la viga se representa en la figura 9-7b. Nótese que, por la simetría, no hay esfuerzo cortante en la línea central. En el caso de una abertura circular, el diagrama de esfuerzos cortantes (Fig. 9-7d) entre los dos arranques del túnel *B* y *B'* es algo curvado a causa de que la carga no es uniforme en la abertura, y la carga $P/2$ del peso del recubrimiento a la izquierda de la línea central se distribuye, también por esfuerzos cortantes, a lo largo de cierta distancia a ambos lados de la abertura. Esta distancia, aunque teóricamente es infinita, en la práctica se limita quizás a $2D$, donde *D* es el diámetro de la abertura.

El proceso de distribución del peso del recubrimiento por los esfuerzos cortantes necesita que la resistencia al esfuerzo cortante del terreno situado sobre la abertura no sea menor que el esfuerzo correspondiente. En caso contrario, si no se reviste la abertura, el terreno fallará y se hundirá la galería. El peso del recubrimiento, en el caso de un túnel con revestimiento, se distribuye entre este último y el sistema de esfuerzos que se forma alrededor del túnel. Como se ha dicho, el sistema de esfuerzos cortantes en una abertura

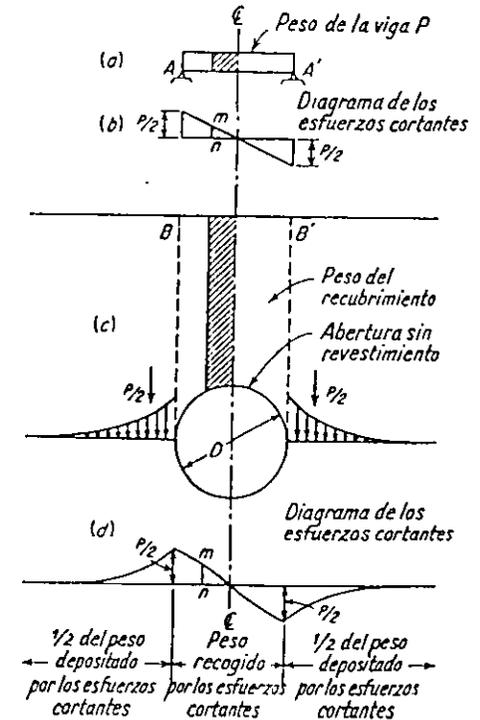


FIG. 9-7. Acción de los esfuerzos cortantes y acuñamiento en bóveda.

debe ser, y lo es, autoequilibrado, puesto que no crean ni eliminan presiones, sino que las redistribuyen.

En el estudio geológico previo a la construcción de un túnel es una parte importante la valoración de la capacidad de acuífamiento en bóveda de las rocas en que se ha de construir. Si las rocas están muy fisuradas, no puede desarrollarse suficientemente la disposición en arco. Las rocas ígneas suelen

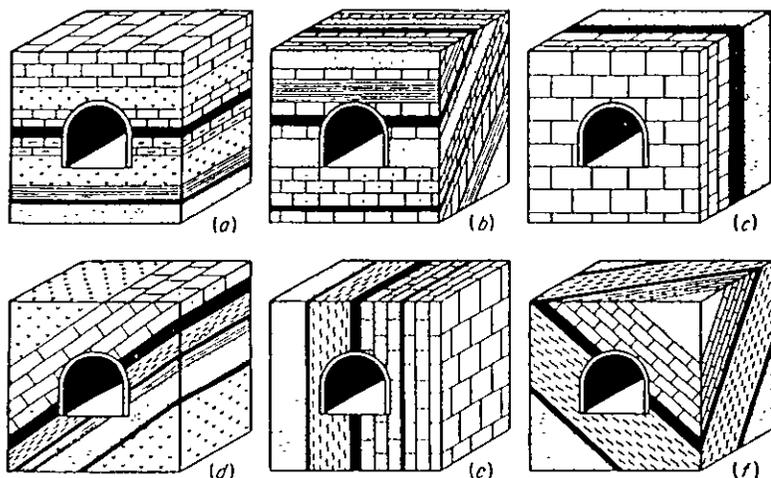


FIG 9-8. Influencia de la estratificación en el revestimiento de un túnel. (Según el profesor A. Desio, «Geologia applicata all' ingegneria», Hoepli, Milán)

ofrecer, en general, buenas posibilidades en este sentido. Lo mismo se puede decir de las formaciones estratificadas siguientes: 1) horizontales o con pequeños buzamientos y rumbo paralelo al eje del túnel, y 2) formaciones con fuertes buzamientos cuyos rumbos son perpendiculares al eje del túnel. Estos dos tipos de formaciones estratificadas en sus posiciones límites, es decir, con lechos horizontales o verticales, pueden verse en la figura 9-8a y c.

9-8. Influencia de la estratificación de las rocas en la presión sobre el revestimiento. La presión total sobre el revestimiento de un túnel y la forma en que se distribuye a lo largo de él dependen, en primer lugar, de la *estratificación* de la roca en la que se construye. En las posiciones reflejadas en las figuras 9-8a, b, y c, el revestimiento experimenta presiones verticales más o menos uniformes, mientras que en las 9-8d y f los estratos oblicuos producen una concentración de la presión a uno de los lados del túnel. En la figura 9-8e la presión se concentra en la clave del arco. En las figuras 9-8a, d y e se puede suponer una distribución bidimensional de los esfuerzos, por lo que las posiciones en ellas representadas facilitan el cálculo de las presiones.

Anticlinales y sinclinales. La situación de un túnel en un anticlinal tiende a aliviar la presión vertical sobre el revestimiento (Fig. 9-9a), mientras que ésta aumenta al situarlo en un sinclinal. Además, si el terreno en que el túnel está situado es permeable, el agua escurrirá del que esté en un anticlinal (Fig. 9-9a), mientras que tenderá a fluir en el que esté en un sinclinal

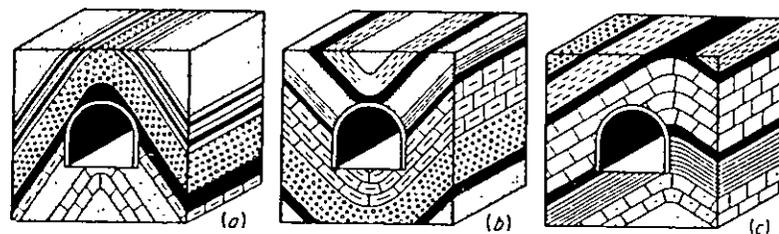


FIG. 9-9. Túneles situados en anticlinales y sinclinales. (Según el profesor A. Desio, «Geologia applicata all' ingegneria», Hoepli, Milán.)

(Fig. 9-9b). Se debe también tener en consideración el hecho de que en un anticlinal los estratos superiores están más doblados y, por consiguiente, más fisurados por esfuerzos de tensión, que los inferiores. Por lo tanto, es aconsejable situar el túnel a una profundidad tal que la fisuración no tenga consecuencias. Un túnel profundo en este caso estará también menos sujeto a la filtración de aguas meteóricas. Las figuras 9-10a y b representan casos en los que un túnel *corta* un anticlinal y un sinclinal, respectivamente. En el primero, la presión lateral del túnel es mayor cerca de ambas entradas que en el centro del mismo, mientras que en el otro sucede lo contrario.⁶

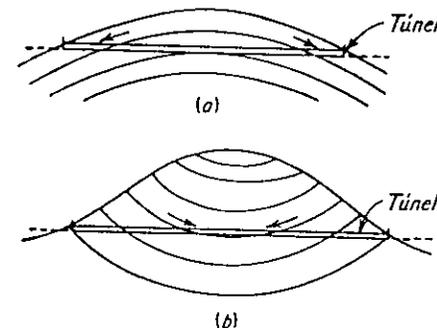


FIG. 9-10. Túnel cruzando (a) un anticlinal y (b) un sinclinal.

Túneles próximos a laderas escarpadas. En algunos casos se pone en peligro la estabilidad del túnel entero por la estratificación desfavorable de las rocas que lo rodean. La figura 9-11 representa un emplazamiento que se presenta con frecuencia cuando un ferrocarril o carretera sigue una ladera rocosa con fuerte pendiente hacia un río o lago. En tales casos, la vía se sitúa alternativamente en túneles y en viaductos o muros de contención. Para disminuir el coste de la línea, los túneles deben situarse lo más cerca posible de la ladera rocosa escarpada; sin embargo, tales emplazamientos piden que se investigue con mucho cuidado su estabilidad. Las figuras 9-11a, d y e

representan túneles estables, mientras que la 9-11b corresponde a una construcción inestable. La fisuración de la roca, como la de la figura 9-11f, perjudica también la seguridad del túnel. La construcción de la figura 9-11c es sólo mediocre desde el punto de vista de la estabilidad. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que los ejemplos expuestos anteriormente son bastante simplistas. Generalmente, hay otras circunstancias que deben tomarse en

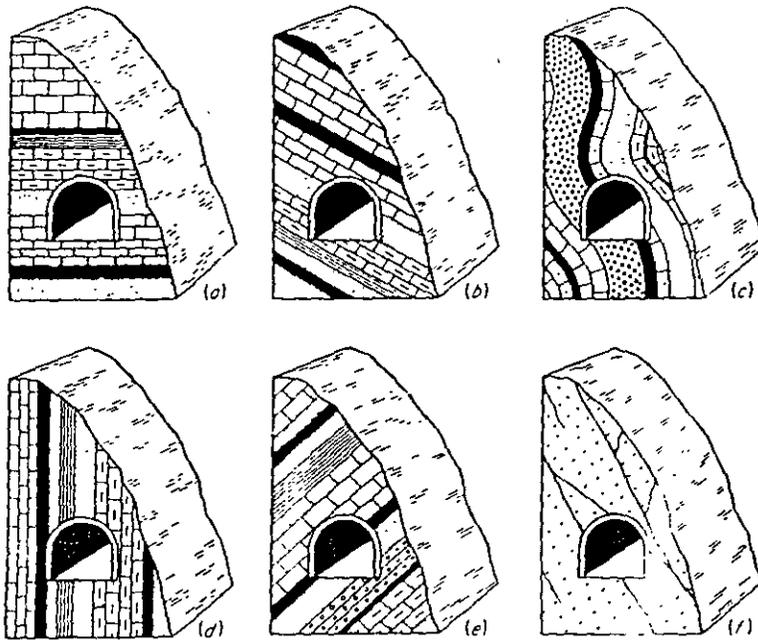


FIG 9-11. Túneles próximos a laderas escarpadas. (Según el profesor A. Desio, «Geologia applicata all' ingegneria», Hoepli, Milán)

consideración para emplazar un túnel, como, por ejemplo, la presión del agua en un túnel no revestido para conducción de agua. En este último caso, si el recubrimiento está fisurado o fracturado, como ocurre en la figura 9-11f, el túnel puede reventar. A través de las fisuras o fracturas, la resistencia del recubrimiento a ser levantado decrece gradualmente por las filtraciones de agua hasta que los lechos que cubren el túnel son realmente empujados hacia fuera, reventando el túnel.

9-9. Túneles en zonas falladas. La figura 9-12 nos indica diferentes posiciones del túnel con respecto a las fallas. En la figura 9-12a el túnel está situado dentro de la zona de falla, mientras que las figuras 9-12b y c corresponden al emplazamiento de aquél en el muro y techo de ésta, respectivamente.

Los túneles de las figuras 9-12d y f cruzan la falla, el último oblicuamente. En la 9-12e el túnel está fuera de la misma.

El geólogo debe determinar si la falla se ha producido en tiempos recientes, es decir, dentro de la historia conocida de la zona, y si, por lo tanto, puede considerarse «activa». Si el túnel va a construirse lejos de una falla, pero en una región en que éstas abundan, debe considerarse la posibilidad de que se produzcan nuevas fracturas. En general, si un túnel corta una falla

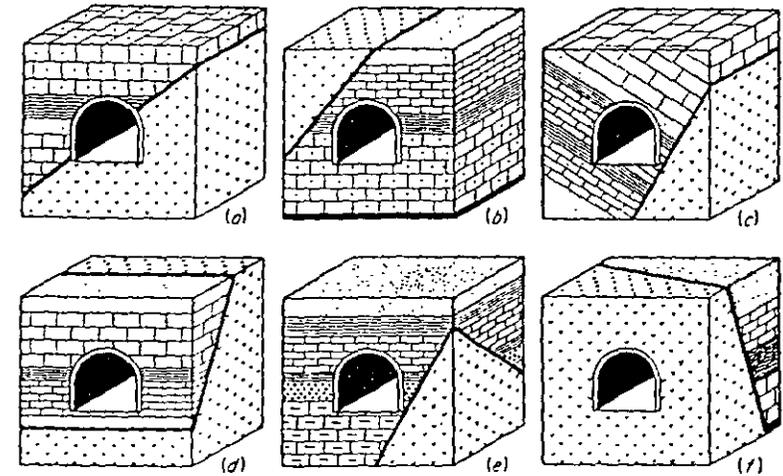


FIG. 9-12. Diferentes posiciones de un túnel respecto de una falla. (Según el profesor A. Desio, «Geologia applicata all' ingegneria», Hoepli, Milán.)

activa, es muy poco lo que puede hacerse para proteger la construcción. En este caso, lo mejor es cambiar el trazado para evitarla o utilizar una trinchera para cruzarla siempre que sea posible. Sea la falla activa o inactiva, en la zona fallada el terreno suele estar fracturado y ser inestable, y se pueden encontrar fuertes caudales de agua, como en el caso del túnel situado en un sinclinal (Fig. 9-10b). El espacio entre los dos labios de la falla puede tener un relleno de salbanda (§ 2-18). Si una sección de un túnel sigue una zona de salbandas, puede suceder que durante su perforación éstas aumenten considerablemente su volumen produciendo desplazamientos o roturas en la entubación. A veces el espacio entre los labios de la falla está relleno con roca triturada del tamaño de granos de arena que tiene tendencia a fluir en el túnel y por ello suele confundirse frecuentemente con arena.⁶ Si, además, el túnel está emplazado bajo el nivel hidrostático, puede invadir el túnel una especie de suspensión arenosa. Un accidente de este tipo aconteció en un túnel que forma parte del acueducto Hetch-Hetchy en California.⁷ Cuando el túnel cruza una falla activa, como en la figura 9-12d y f, puede verse el efecto

repentinamente a esfuerzos cortantes de intensidad suficiente para hacer pedazos cualquier revestimiento. El corrimiento producido por este cizallamiento puede ocurrir en cualquier plano, según la posición relativa de túnel y falla. El túnel de ferrocarril próximo a la estación de Wright en las montañas de Santa Cruz, California, experimentó un corrimiento de 5 pies, no lejos de su boca nordeste, por el movimiento de la falla activa de San Andreas que corta el túnel bajo un ángulo de 80°. Este corrimiento se redujo a cero en la boca opuesta, a unos 5.100 pies de la sección en que aquél fue máximo.⁸ Es lógico que el cambio de emplazamiento del túnel a un lugar fuera de la zona fallada puede evitar muchos inconvenientes; sin embargo, es necesario un estudio geológico de detalle antes de que se pueda proyectar y llevar a cabo felizmente el túnel en un nuevo emplazamiento.

9-10. Temperatura en los túneles, gradiente geotérmico. En túneles profundos puede verse entorpecido el trabajo físico por las altas temperaturas pero, generalmente, la temperatura del túnel no tiene gran importancia, a menos que esté situado a más de 500 pies bajo la superficie, excepto en el caso de túneles para conducción de agua. En estos últimos, es muy importante la medida periódica de la temperatura, sea cual sea su profundidad. La reducción de la temperatura del agua por el efecto de refrigeración (*cooling*) de las rocas que lo rodean, a veces solamente de unos grados, puede producir la formación de hielo e impedir así el paso del agua. También la reducción o el gran aumento de temperatura puede afectar la marcha del sistema de calefacción o refrigeración de la central si el agua se emplea para producir fuerza motriz en turbinas hidroeléctricas (§ 13-17).

La temperatura del túnel depende en gran parte del valor del *gradiente geotérmico*. Este gradiente indica el cambio de temperatura en grados centígrados o Fahrenheit por cada 100 pies

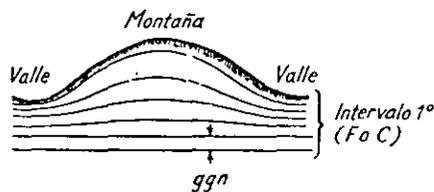


FIG. 9-13. Geoisotermas (el símbolo *ggn* significa «grado geotérmico normal») bajo una llanura. (Según *Andreas*.)

o 1 pie (o metros, respectivamente) de profundidad, o, lo que es lo mismo, el número de pies o metros de profundidad que corresponden a un cambio de temperatura de 1°F o 1°C, respectivamente. (En este último caso, a veces se utiliza el término de «grado geotérmico».) El valor del gradiente geotérmico no es constante, sin embargo, en un lugar dado y está influido por una serie de factores, como el relieve del lugar y la diferencia de conductividad térmica de las diversas rocas.

La figura 9-13 representa esquemáticamente un sistema de geoisotermas, es decir, curvas que unen los distintos puntos que tienen la misma temperatura. Este diagrama nos demuestra la opinión^{6, 9} de que el grado geotérmico

es numéricamente mayor en las sierras o montañas que en las llanuras, debido a que en aquéllas hay una superficie de exposición del terreno mayor que en éstas. El aire es de 25 a 100 veces menos conductor que el agua, siendo esta última tan conductora como algunas rocas (por ejemplo, el mármol). Se deduce, por tanto, que la presencia de rocas fisuradas o muy porosas aumenta el valor del gradiente geotermal, especialmente si son apreciables la cantidad y la velocidad del agua fría meteórica. Las irregularidades en el valor del gradiente geotérmico pueden indicar la proximidad de agua fría o caliente. Stini⁶ da los valores medios siguientes en el grado geotérmico para los túneles europeos de gran longitud, expresados en metros por grado Fahrenheit:

Simplón (profundidad, unos 2.100 metros)	= 36 metros.
San Gotardo (profundidad, unos 1.625 metros)	= 46 metros.
Mont Cenis (profundidad, unos 1.585 metros)	= 58 metros.

Las temperaturas de la tierra se pueden medir introduciendo termómetros (bien sea provistos de una envoltura o colocados en recipientes) en los sondeos. Los termómetros permanecen en el sondeo hasta que adquieren la temperatura de las rocas que los rodean, por ejemplo, unas 5 horas en sondeos en seco y 30 minutos en agua.⁶ Las medidas termiales se pueden obtener, tanto en un sondeo entubado como sin entubar, por medio de termómetros electrónicos de registro continuo (para más detalles, véase la nota 10). Se deben indicar, en el perfil del túnel proyectado, en forma de geoisotermas las temperaturas probables calculadas por el grado geotermal, a fin de que sirvan de guía durante la construcción. Debe también indicarse la posibilidad de cortar caudales de agua termiales durante los trabajos.

9-11. Agua y humedad en los túneles. La construcción de un túnel puede cambiar vitalmente el régimen hidrológico de un lugar. El concepto de «régimen hidrológico» comprende, en este caso, la posición del agua dentro de las rocas, dirección y velocidad de su movimiento, y cambios, tanto en posición como en su movimiento, en el tiempo, con las distintas estaciones del año u otros factores. El túnel produce cambios en el régimen hidrológico, de la misma forma en que varía las condiciones de los esfuerzos locales (§ 9-6). Hablando en general, un túnel actúa como un avenamiento. (En zonas mineras pueden perforarse galerías con el propósito único de avenar las explotaciones adyacentes.) Las rocas firmes casi sin fisuras, como las ígneas y algunas areniscas, pueden considerarse impermeables, mientras que las rocas fisuradas representan generalmente depósitos excelentes de aguas, tanto estancadas como móviles.¹¹ En algunas rocas, como la caliza, el agua puede acumularse en las cavernas formadas por la erosión. Las fallas, anticlinales, sinclinales y otras estructuras geológicas pueden también acumular agua (§ 9-8 y 9-9).¹¹ Los

túneles perforados por debajo de lagos, ríos y otras masas de agua superficial pueden derivar caudales considerables de ésta.^{12d}

Además del agua libre o gravitacional en las fisuras y huecos, la roca contiene películas de agua capilar o agua higroscópica y vapor de agua. El agua de estos tipos puede ponerse en movimiento y el vapor de agua condensarse, con lo que incrementará el caudal del túnel. También el agua contenida en la roca puede, en condiciones apropiadas, congelarse.

El agua puede penetrar de modos diferentes en el túnel. Puede gotear del techo de la galería, goteo que puede ser de intensidad variable, convirtiéndose a veces en verdadera lluvia. O bien penetra a través de los hastiales de la perforación, en forma de gotas o de corriente continua. Bajo una fuerte presión el agua puede irrumpir en forma de chorro en cualquier punto de la periferia de la perforación, como se ha dicho en el § 9-9. Cuando una galería que se está perforando en roca impermeable pasa sobre una acumulación de agua a gran presión, la placa de roca impermeable que separa aquélla de ésta puede resultar tan delgada que no ofrezca suficiente resistencia a la presión. En este caso el agua romperá hacia arriba y penetrará en el túnel. Esta situación se ha representado en la figura 9-14, en la que el rayado indica la roca impermeable; con la letra *p* se indica un conducto o acuífero de agua

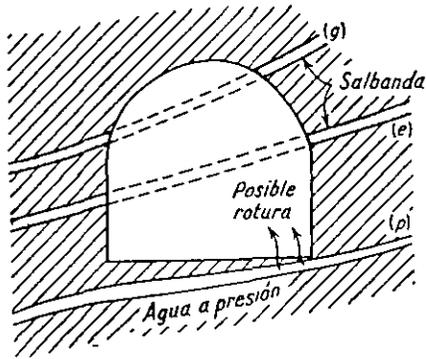


Fig. 9-14. Canales de agua en la roca. (Adaptado de Stini. *)

a presión. Los conductos interceptados por el túnel pueden estar completa o parcialmente llenos de agua; con el tiempo pueden secarse o rellenarse de salbanda (Fig. 9-14, letras *e* y *g*). Los barrenos pueden abrir nuevos conductos de agua en la proximidad del túnel, cambiar el curso de aquélla o incluso producir una inundación parcial del túnel.

El nivel hidrostático y los túneles. Es bien sabido (§ 5-3) que el nivel hidrostático en la roca puede ser local y limitando cierta acumulación de agua o continuo en determinada distancia. Es lógico que un túnel situado sobre el nivel hidrostático está a salvo de la inversión del agua (a menos que penetren aguas termales desde abajo, a través de grietas en el piso del túnel); por tanto, conviene emplazar el túnel sobre este nivel. Sin embargo, esto no siempre es posible. La figura 9-15a representa un túnel que el agua ha invadido parcialmente durante la construcción quedando el resto en seco. Sin embargo, si la pendiente va en sentido contrario, como en la figura 9-15b, la perforación completa se verá afectada por el agua.

La construcción de un túnel no sólo modifica el régimen hidrológico sub-

terráneo, como se indica en la figura 9-15, sino que también influye sobre las aguas superficiales en el lugar. La figura 9-16 representa un túnel construido en un sinclinal calizo con un descenso consiguiente del nivel hidrostático.

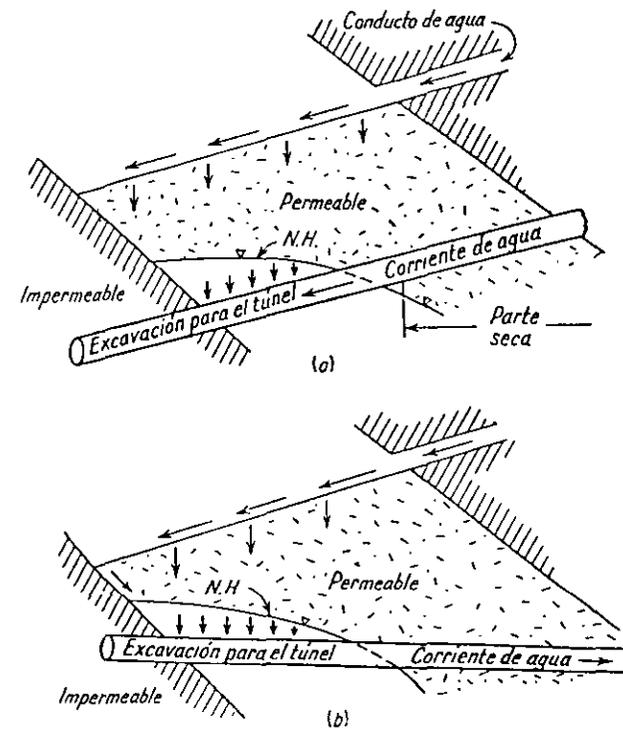


Fig. 9-15. Nivel hidrostático en relación con un túnel.

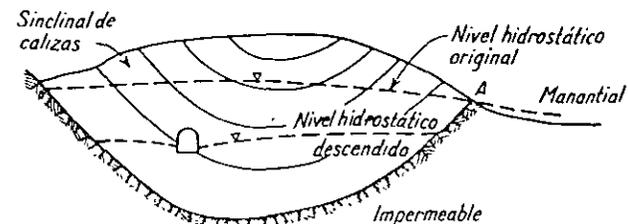


Fig. 9-16. Cambio de régimen hidrológico producido por un túnel. (Adaptado de Stini. *)

En este caso, el agua que rebose en el punto A desaparece, y el arroyo, alimentado por ella se seca. También se han dado casos de pozos o manantiales situados sobre el túnel que se han secado por la excavación de éste.

Caudal de la afluencia del agua. En general, el caudal de agua que fluye

depende, en primer lugar, de la magnitud de los esfuerzos cortantes y de tensión dentro de la masa de roca que está sin sustentar, y éstos, a su vez, dependen del vano de la abertura. Además, la capacidad de sustentación de la roca depende de las características mecánicas de ésta, especialmente de su resistencia al esfuerzo cortante. También puede tener relación con su tenacidad o la resistencia que ofrece a su excavación. Cuanto más tenaz es la roca tanto más firme es. Aunque, en general, esto último es verdad, hay excepciones; por ejemplo, las filitas cuarcíferas poseen una firmeza muy limitada, aunque es difícil su perforación.⁶ La fisilidad de la roca o el que ésta se halle taladrada por numerosos sondeos tienen efectos perjudiciales a la capacidad de sustentación.

Ciclo de excavación. En rocas duras la secuencia de las distintas operaciones de perforación constituye el *ciclo de excavación*. Consiste en las siguientes fases: 1) *barrenado*, operación que en los grandes túneles se suele realizar con grandes instalaciones móviles que contienen varias barrenas, llamadas jumbos; 2) *carga* de los barrenos con explosivos; 3) *pega* (explosión), es decir, se vuelan simultáneamente varias filas de barrenos; 4) *ventilación* del túnel para evitar los gases de las explosiones; 5) *desescombro* o extracción de los fragmentos de roca desprendidos por la explosión, operación

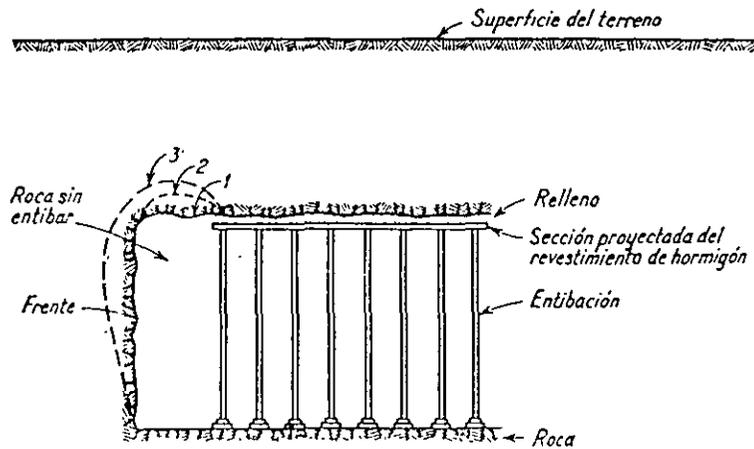


FIG 9-17. Una galería; 1, 2 y 3 son líneas de exceso de excavación (Según Terzaghi)

que puede efectuarse automáticamente con una cargadora mecánica provista en su parte delantera de una pala grande o de una serie de cangilones, o bien a mano; el escombro se carga en vagonetas; 6) *colocación de los cuadros*, entibación o colocación de la madera (esta frase se suele emplear aun cuando se emplee entibación metálica). Cuando se termina un ciclo de excavación se comienza otro. (En los grandes túneles se suele utilizar una grúa alzavagone-

tas. Es una grúa que levanta las vagonetas para facilitar sus maniobras dentro del túnel.)

La figura 9-17 representa la sección longitudinal de una galería después de la última pega. Junto al extremo de la galería (el frente) los hastiales y la roca del frente sustentan el techo. Si es grande la capacidad de sustentación de la roca, el terreno junto al frente se mantendrá sin desprenderse durante un período considerable de tiempo, como indica la línea 1 de la figura 9-17. Sin embargo, si la capacidad de sustentación es pequeña, la roca comenzará a desprenderse al poco tiempo de dar la última pega, como lo indican las líneas 2 y 3 de la misma figura. En tal caso, habrá de colocarse la entibación lo antes posible. Debe advertirse que al colocar la entibación, va aumentando la presión ejercida sobre ella hasta alcanzar cierto valor final.

El período de tiempo que permanece en equilibrio la roca sin entibar se denomina *tiempo o período de sustentación* (Terzaghi).¹³ Lógicamente, este intervalo de tiempo tiene un valor variable, incluso para una roca dada, y debe estimarse por observación o experimentación.

9-14. Métodos de perforación de túneles en roca. El método de construcción de un túnel depende muchísimo de la capacidad de sustentación de la roca. En el *método de avance con frente entero* se vuela la superficie de la sección del túnel en cada pega. Los túneles pequeños con entibación metálica de cuadros continuos se suelen construir así. En túneles mayores, se puede

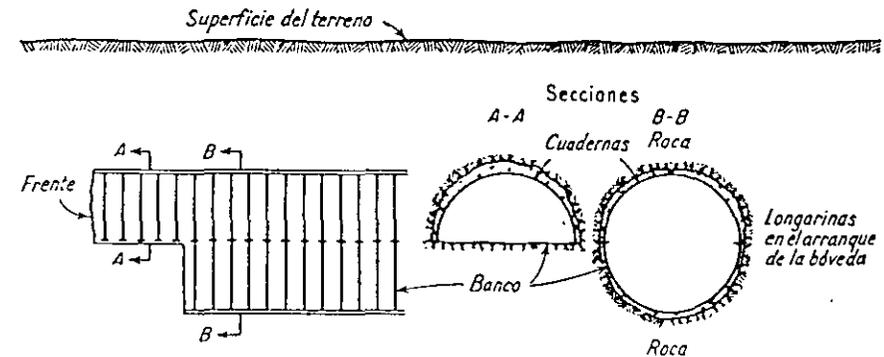


FIG. 9-18. Método de avance y banco (esquema)

aplicar este método si el período de sustentación da tiempo suficiente para la ventilación y desescombro antes de que comience a hundirse el techo.

En caso de que el período de sustentación sea corto, puede emplearse el *método de avance y banco simultáneo*, como se representa esquemáticamente en la figura 9-18, para un túnel circular para agua, en construcción. La galería de avance alta se lleva por delante del banco. Éste sirve de plataforma de

en un túnel disminuye a medida que progresa la construcción de éste. El fenómeno se debe al agotamiento gradual del agua en el origen de la corriente y especialmente a la disminución del gradiente hidráulico y, por tanto, de la velocidad de la corriente. Según progresa el desagüe cae el nivel del agua en el origen, con consiguiente disminución de la carga hidráulica. En casos excepcionales, al progresar la construcción puede haber un aumento de caudal.* Si al principio de la construcción la roca que rodea la perforación apenas tiene fisuras y no deja pasar mucha agua, pueden aparecer nuevas fisuras y aumentar la afluencia de agua si los esfuerzos crecientes de tensión no encuentran la resistencia debida en la roca.

Es de gran importancia el hacer una estimación correcta de la afluencia de agua en el túnel que va a construirse, puesto que influye en la organización de la planta de construcción. En estas estimaciones, se necesita dar el valor del caudal máximo (por ejemplo, en galones por día y por pie lineal de túnel), así como la distribución del mismo entre las distintas secciones del túnel y sus cambios con el tiempo. Un caudal incidental de corta duración como el que pudiera producirse, por ejemplo, por la fusión de la nieve en la superficie, puede aumentar el valor del caudal máximo, pero, debido a su corta duración, no tiene consecuencias en una operación de desagüe de largo tiempo. La estimación del caudal del agua, la situación del nivel hidrostático y sus posibles fluctuaciones es una responsabilidad combinada de las plantillas de geólogos e ingenieros. Desgraciadamente, raras veces se interpretan tan fácilmente las condiciones geológicas como para que sea posible hacer una estimación cuantitativa bastante aproximada.¹¹ Todo lo que los geólogos e ingenieros pueden hacer antes de la construcción es dar una ligera aproximación de la cantidad. Debe tenerse muy en cuenta, sin embargo, que una estimación muy por encima o por debajo del caudal de agua puede dar lugar a fuertes aumentos de coste, puesto que, si es demasiado alta, obliga generalmente al contratista a pujar más alto de lo que debiera y si queda muy por bajo de su valor da lugar a forzosos retrasos en la construcción, que se traducen en pagos extraordinarios del contratista.

Contaminación del agua del túnel. Los productos más perjudiciales para el revestimiento de hormigón de un túnel son las soluciones de sales sulfúricas como el sulfato cálcico (anhidrita, SO_4Ca); sulfato sódico, SO_4Na_2 ; o sulfato magnésico, SO_4Mg . El geólogo debe vigilar con especial atención las aguas del túnel que discurren sobre yesos u otros sulfatos. Tales aguas pueden lixiviar el calcio del cemento y destruir los áridos de caliza por una acción de intercambio de bases. Los ácidos diluidos en las aguas del túnel pueden actuar de forma parecida. Las soluciones de sulfuro de hidrógeno, SH_2 , aun cuando sean débiles, son venenosas para el hombre. Se deben llevar a cabo análisis químicos de las aguas del túnel, y si se obtiene valores del pH superiores a 7, indican que la alcalinidad es muy alta. En los túneles urbanos,

los análisis químicos pueden indicar si un caudal sospechosamente grande de agua es debido o no a la rotura de una conducción de agua potable o de una alcantarilla. Las soluciones de sales perjudiciales y los ácidos libres diluidos atacarán más fuertemente el cemento si están contenidos en agua caliente que si lo estuvieran en agua fría, y en las aguas en movimiento más que en las aguas estancadas.* Como las aguas del túnel desaguarán en los arroyos próximos, si están fuertemente mineralizadas o contaminadas deben tomarse las precauciones descritas por las autoridades sanitarias locales.

9-12. Gases en los túneles. El aire en un túnel en construcción se vicia, debido a la respiración de los obreros y sobre todo a los barrenos. La ventilación es absolutamente necesaria durante la construcción. Puede consistir, cuando se trata de grandes túneles, en largas tuberías y ventiladores impelentes que van directamente al frente de avance. En los túneles pequeños, se suspende toda actividad hasta que el tiro *natural* ventila el túnel. Algunos autores también creen que el empleo del tiro natural puede ser más económico en los grandes túneles, aun cuando serían necesarias largas interrupciones en el trabajo. Todos los grandes túneles para vehículos están provistos de ventilación artificial, durante su servicio, como se indica en la figura 9-26.

Las bolsas de gas existentes en las rocas, y a presión generalmente, penetran en la galería por las fisuras o aberturas producidas por los barrenos. Si el gas penetra en forma casi continua, se puede taponar la entrada con hormigón o estopa. El gas se suele agotar pronto; sin embargo, se citan casos en que la entrada de gas venenoso duró dos o tres semanas.* Antes de la construcción del túnel se debe indicar a los ingenieros la posibilidad de encontrar gas, aunque éste es uno de los riesgos más difíciles de predecir. Se puede esperar encontrar gases en regiones de actividad volcánica o con aguas termales. Puede encontrarse un gas peligroso, el metano, CH_4 , llamado también gas explosivo, gas de los pantanos o grisú en zonas donde hay carbón y, frecuentemente, en asociación con las pizarras. De manera semejante, se puede esperar encontrar este gas en la vecindad de los campos petrolíferos o depósitos salinos.* (El metano es el mayor componente del llamado gas natural.) El dióxido de carbono, CO_2 , monóxido de carbono, CO , y el sulfuro de hidrógeno, SH_2 , son otros gases que a veces se encuentran al construir un túnel.

9-13. Capacidad de sustentación de las rocas: Ciclo de perforación. El techo de una galería horizontal perforada en roca puede mantenerse sin entibación durante cierto tiempo. Esta capacidad de sustentación* de la roca

* En los tratados alemanes de geología de túneles, esta característica de la roca se expresa con el término *Standfestigkeit*. El término español más aproximado es «capacidad de sustentación».

trabajo y tiene unos 15 pies de largo en la dirección de la galería. El avance tiene la anchura total del túnel y se perfora hasta el arranque de la bóveda, en el que se colocan las longarinas (véase también la figura 9-4c y d). En una misma pega se vuelan los barrenos del avance y del banco, pero de forma que éstos salten antes que aquéllos. Hay una variante de este método, que es el de *avance y banco continuos*, en el que la galería alta de avance se perfora hasta dejarla terminada y entonces se procede a excavar el banco. Los barrenos en el banco pueden hacerse verticales, con lo que se consigue un ahorro de explosivos.

El *método de galerías laterales*, que puede utilizarse con rocas en mal estado, puede verse en la figura 9-19. Se llevan dos galerías por delante de la excavación final y se recupera la entibación un momento antes de dar la pega en la parte central del túnel. En el *método de galerías múltiples*, se emplean más de dos galerías auxiliares.

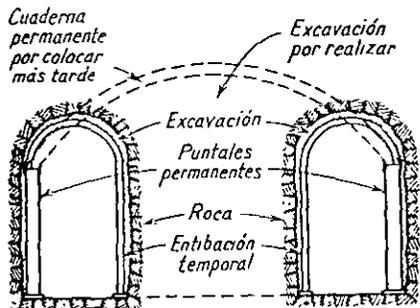


FIG. 9-19. Método de galerías laterales (esquemas).

En todos los métodos, el espacio que queda entre la entibación y la superficie de la roca debe rellenarse y cuñar con piedra u hormigón. De no hacerlo así, como enseña la experiencia, se aumentan indebidamente el período de crecimiento de carga y el valor de ésta.¹³ Cuando se ha construido el revestimiento definitivo, deben rellenarse todos los huecos que hayan podido quedar con una lechada de mortero de cemento a presión. (En algunos túneles del Pennsylvania Turnpike se rellenaron los huecos con polvo de escorias y se inyectaron más tarde productos químicos que reaccionaron con las escorias y formaron una masa dura.)

9-15. Línea de pago y exceso de excavación. Desde el punto de vista de la estabilidad, la sección de un túnel en roca sana puede tener la forma que se desee. En rocas fracturadas o inestables, la forma más conveniente es la que se aproxima al círculo. La forma interior de la sección de un túnel (la línea «interior» o del «acabado») está determinada por las necesidades de la función a que se destina. Entonces se calcula el grosor de hormigón del revestimiento para los esfuerzos a que va a estar sometido en las partes del túnel en que la roca está trastornada o es de mala calidad (mayor espesor) y en la que la roca es más sana (menor grosor). En general, se utiliza hormigón sin armar para revestir túneles, menos en los de agua a presión.

El pago por la construcción del túnel y colocación del revestimiento de hormigón se basa en los conceptos siguientes: la línea interior, la línea de

grosor mínimo de hormigón (línea A) y la línea de pago (línea B) (Fig. 9-20). En los túneles en terrenos blandos suelen coincidir las líneas A y B. La línea A marca el espesor mínimo necesario de hormigón en el revestimiento, según el criterio del proyecto. Frecuentemente se puede determinar este grosor del revestimiento dándole $\frac{1}{2}$ pulgada por cada pie de diámetro interior que tenga el túnel; por ejemplo, un túnel de 9 pies de diámetro necesitaría un revestimiento de $4\frac{1}{2}$ pulgadas. La línea A debe estar en todos los casos enrasada con el reborde inferior de la entibación o evitar ésta, y no se permite que ningún saliente de la roca se proyecte entre la línea A y la línea interior. Si quedara alguno, el contratista deberá eliminarlo sin que cueste nada al propietario. El grueso del hormigón entre la línea interior y la B suele ser igual a 1 pulgada por cada pie de diámetro interior del túnel (en la práctica del USBR). La roca excavada más allá de la línea B se llama *exceso de excavación*, pero se paga solamente por el volumen interior a la línea B, sin tener en cuenta si el contratista excava más o menos de esta cantidad.

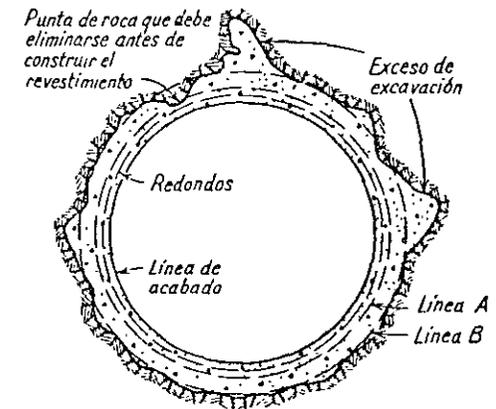


FIG. 9-20. Sección de túnel sin revestir: líneas de pago.

En una investigación realizada por W. R. Judd recientemente, para el USBR, se han analizado los registros del exceso de excavación en unos 100 túneles (investigación que aún continúa). Los resultados hasta ahora indican que el tipo de roca y forma de la sección del túnel apenas tienen influencia en el porcentaje de exceso de excavación; aparentemente, los procedimientos de construcción son más importantes a este respecto. Sin embargo, hace falta una investigación más detallada sobre esta materia. Para todos los túneles estudiados se ha estimado que el porcentaje más frecuente de exceso de excavación es del 9 al 15 % del área definida por la línea de pago (Fig. 9-20), aunque el exceso varía de 0 a 56 %. Los valores más frecuentes del exceso de excavación para diferentes grupos de rocas son los siguientes: las rocas sedimentarias, del 9 al 11 %; de las metamórficas, el gneis es el único que suele dar frecuentemente un porcentaje bajo, del 8 al 11 %, dando las demás valores erráticos, pero generalmente altos; hay muchísimos registros en granitos que oscilan del 7 al 31 %, estando comprendidos los valores más frecuentes entre 10 y 12 %; en el basalto la mayor frecuencia está del 8 al 15 %.

9-16. Secciones de túneles en roca. La figura 9-21 representa diferentes tipos de secciones de túneles utilizados en los Estados Unidos y Europa. Las secciones

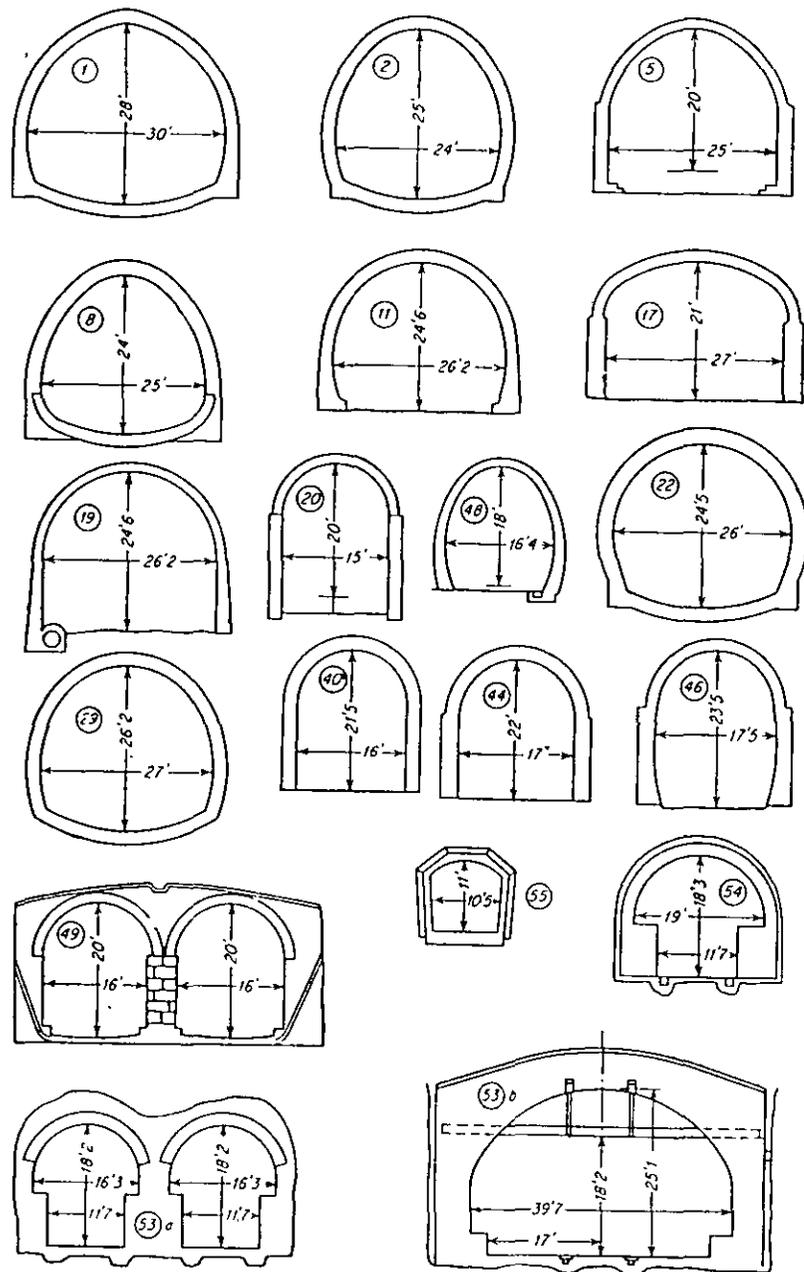


FIG 9-21 Secciones de túneles (De Merriman, «American Civil Engineer's Handbook», 5.ª ed., John Wiley e hijos, Inc., Nueva York.)

de los túneles británicos corresponden a las secciones 1, 2, 5, 8, 22 y 29. Los túneles que atraviesan los Alpes son: 1) el del Monte Cenis (sección 11), construido en 1871, que une Francia a Italia y que tiene unas 8,5 millas (13,5 Km) de longitud; 2) el suizo de San Gotardo, de 9,3 millas (unos 15 Km) de longitud, construido en 1881 (sección 19), y 3) el del Simplón (sección 48), construido en 1905, que une Suiza e Italia y tiene 12,3 millas (unos 19,7 Km) de longitud. Éste está compuesto por dos túneles paralelos, separados 56 pies entre sí. Los caudales de 15.000 galones por minuto (unos 57.000 l/m) de aguas termales (a temperaturas de hasta 60°C) y frías (a 13°C) fueron solamente algunas de las dificultades encontradas en la construcción. Llamamos la atención sobre las secciones de los túneles del Monte Cenis y Simplón y varios otros de la figura 9-21 que tienen la forma llamada *en herradura*.

El túnel de ferrocarril más largo de los Estados Unidos (7,8 millas; aproximadamente 12,5 Km) es el de Cascada del Great Northern Railroad en Washington (sección 40). El conocido túnel de Moffat, en Colorado, tiene 6,1 millas (unos 9,8 Km) y se construyó en 1930. Está compuesto por dos túneles paralelos, separados unos 75 pies. Uno de ellos tiene una sección de 16 × 24 pies y sirve para el paso de un ferrocarril con vía única, mientras que el otro tiene 8 × 8 pies y se utiliza para el transporte de agua, a través de la divisoria continental, a la ciudad de Denver. El túnel Adams, parte integral del Colorado-Big Thompson Transmountain Diversion Project, tiene 13,1 millas (unos 21 Km) de longitud y sección circular. Se le tiene por el túnel para el transporte de agua más largo que se ha excavado con solamente dos frentes de avance. En el Catskill Sistem para suministro de agua a Nueva York hay 25 túneles en una distancia de 160 millas, cuya longitud total es de unas 32 (51 Km).

TÚNELES EN TERRENOS BLANDOS

9-17. Comparación entre los túneles en roca y en terreno blando. Las resistencias a los esfuerzos de tensión y cortante son mucho más bajas en terrenos blandos que en roca dura y firme. Es natural, por tanto, que el período de sustentación (§ 9-13) de los terrenos blandos sea más corto que el de la roca dura. En las arcillas compactas, sin embargo, este período es, aproximadamente, el mismo que en las rocas descompuestas, es decir, de un día, poco más o menos. En otras clases de terrenos blandos el período varía muchísimo, y en arenas sueltas y terrenos semejantes es nulo.

La diferencia básica entre los túneles en roca y en terrenos blandos estriba en la influencia del nivel hidrostático en la construcción de éstos. En los que se perforan en roca, se pueden considerar como riesgos temporales las invasiones de agua o de suspensión de arenas en el túnel (§ 9-11); sin embargo, en terreno blando, excavando bajo el nivel hidrostático, la lucha continua con el agua puede ser una característica de la construcción.

En terrenos blandos puede hacerse descender el nivel hidrostático con pozos de bombeo o con otro método de avenamiento. El agua puede evacuar-

se, más o menos completamente, utilizando aire comprimido, y en este caso el trabajo debe realizarse en espacios cerrados para mantener la presión, como se hace, por ejemplo, en el método del escudo descrito en el párrafo 9-19. Se han llevado a cabo intentos aislados para inyectar cemento en los canalillos que aportan el agua al túnel.

Cuando se hace la excavación, el agua contenida en la masa que rodea el túnel se pone en movimiento por la diferencia de presión hacia el espacio abierto. En un túnel en arcilla esto hace que el terreno se hinche. La figura 9-22 nos muestra este fenómeno. La arcilla que rodea la entibación se hincha y ejerce presión sobre la entibación y sobre el resto del terreno. Puesto que la fuerza de compresión permanece constante y el área en la que esta fuerza actúa aumenta gradualmente (en círculos concéntricos alrededor de la galería de la figura 9-22), el esfuerzo unitario de compresión a cierta distancia del orificio se hace despreciable.

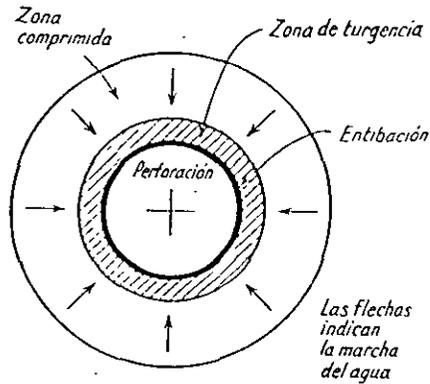


FIG. 9-22. Túnel en terreno turgente. Se recomienda la sección circular.

zara por razones de seguridad, se puede colocar fácilmente durante el período de sustentación. Los terrenos firmes pueden excavarse utilizando un jumbo con «palas para arcilla» especiales, como se realiza en un túnel en roca con tramos en suelo firme.

En terrenos descompuestos y pastosos los hastiales del túnel pueden sustentarse con cuadros de maderas y forros de tablas o con «planchas de revestimiento» de acero. Estas últimas son planchas planas que se colocan una por una y se van ensamblando formando anillos, o «virolas», en la periferia del túnel hasta formar tramos continuos cerrados.¹⁴ En terrenos corredizos cohesivos es necesario sustentar el frente con tablazón. Al ir avanzando la perforación esta tablazón se va adelantando gradualmente; cada vez se traslada una longitud igual a la anchura de los anillos de planchas de revestimiento. En terrenos fluyentes el techo y los hastiales se refuerzan con agujas o *tablestacas de avance* (Fig. 9-23), se entablona el frente y se refuerza el piso para evitar que el terreno bufe. El avance se realiza deslizando las *tablestacas* de la posición 1 a la 2. Es un procedimiento lento y peligroso.

9-18. Perforación de túneles en terrenos blandos. En terrenos blandos pero firmes (arcilla compacta, a veces arenas cementadas) con suficiente resistencia a los esfuerzos de tensión y cortantes, puede no necesitarse entibación. Si se utiliza

9-19. Método del escudo. Un escudo, o broquel, consiste en un cajón o anillo de acero provisto generalmente de un diafragma transversal. La parte frontal del anillo está provista de una arista cortante (Fig. 9-24), y la posterior se proyecta hacia atrás sobre el revestimiento ya colocado y que consiste generalmente en anillos de fundición. El escudo se empuja con gatos hidráulicos que reaccionan contra el revestimiento ya colocado detrás del escudo. En los terrenos firmes, como las arcillas tenaces, el avance se hace por pasos o saltos. Se avanza el escudo una corta distancia, se retiran los gatos, se coloca un nuevo anillo del revestimiento y entonces se vuelve a repetir el ciclo. Hay una cámara de trabajo frente al diafragma, y si es suficientemente largo el período de sustentación del terreno, la excavación se realiza total o parcialmente por los obreros. En este caso se deja que el extremo cortante del anillo rompa el terreno sin alterar. En terrenos blandos, como los limos orgánicos bajo los ríos, se empuja el escudo contra el suelo del frente de avance; una parte del terreno fluye en el túnel a través de la abertura del diafragma (Fig. 9-25), y el resto es empujado hacia delante.

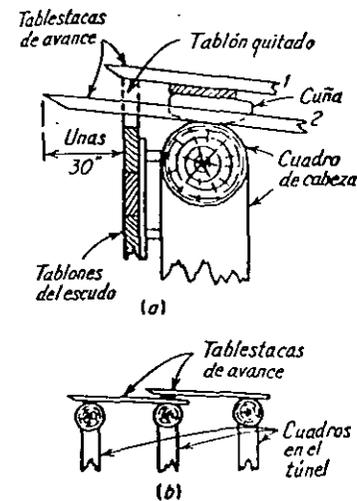


FIG 9-23. Empleo de *tablestacas de avance* en terrenos fluyentes.

Como el escudo es más ancho que el revestimiento del túnel, el espacio anular que queda así debe rellenarse inmediatamente, lo que suele hacerse

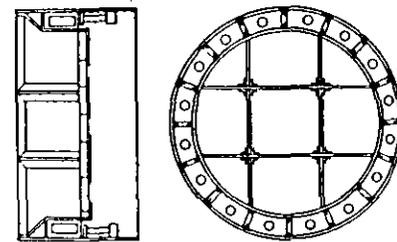


FIG 9-24. Método del escudo, túnel del Hudson, Nueva York.

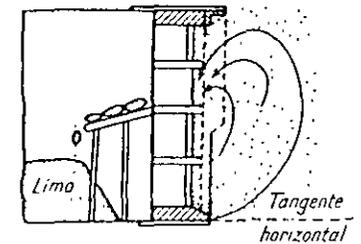


FIG. 9-25. Método del escudo en limos orgánicos. Túnel Lincoln, Nueva York.

con una lechada, es decir, una suspensión densa de partes iguales de cemento y arena. Para evitar que el agua penetre en el túnel durante su construcción, se emplea aire comprimido. Este método de trabajar terrenos que contienen agua tiene la desventaja de que no se puede contrarrestar la presión variable

del agua en el techo del túnel con una presión uniforme del aire comprimido. En general se equilibra la presión del agua en el piso, superior a la que tiene en el techo, lo que permite que el aire comprimido sin equilibrar en el techo del túnel se escape en forma de burbujas. Una salida brusca del aire puede producir la inundación del túnel.¹⁵

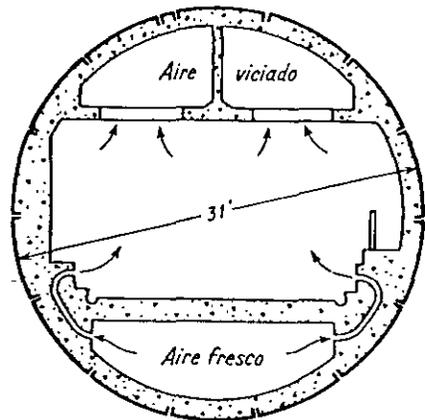


Fig. 9-26. Sección del túnel Brooklyn-Battery (Nueva York City Standard).

La figura 9-26 se ha utilizado en muchos túneles submarinos en la ciudad de Nueva York. Las flechas indican en la figura el paso del aire empleado en la ventilación.

PRESIÓN EN EL REVESTIMIENTO DEL TÚNEL

9-20. Condiciones que debe satisfacer el revestimiento de un túnel. Se anticipó en § 9-7 que la presión vertical sobre el revestimiento del túnel es menor que el peso del recubrimiento, ya que parte de este peso se transmite, por los esfuerzos cortantes al terreno que rodea el túnel; sin embargo, el terreno con tendencia a hincharse es una excepción (§ 9-21). Para que puedan desarrollarse estos esfuerzos cortantes en la roca o suelo que rodean el túnel, deben verificarse pequeños corrimientos en el recubrimiento (§ 4-24). De aquí que, si un túnel está revestido, el revestimiento debe ser *suficientemente flexible* para permitir pequeños movimientos en el recubrimiento. Así se «movilizan» los esfuerzos cortantes alrededor del túnel. Si el revestimiento es *demasiado flexible*, sin embargo, se destruiría la integridad de la masa de roca o suelo, desaparecerían los esfuerzos cortantes y el revestimiento tendría que soportar el peso entero del recubrimiento. Aunque estas condiciones son claras y sencillas cualitativamente, no existe una solución del problema del revestimiento y los proyectos de éste se basan, sobre todo, en la práctica y el buen criterio del ingeniero.

Hay numerosos túneles bien conocidos construidos con este método en la ciudad de Nueva York, como el Holland y el Lincoln, bajo el río Hudson, el de la Sexta Avenida y otros del ferrocarril subterráneo, y los del de Pennsylvania Railroad. Muchos túneles en Inglaterra y Francia, incluyendo parte del metro de París, se construyeron por el método del escudo. Los túneles de Queens-Midtown y Brooklyn-Battery, bajo el río del Este, en el Greater New York (Fig. 9-26) son grandes túneles construidos por el método del escudo en años recientes. La sección de la

9-21. Presiones horizontales y verticales en el revestimiento. La observación de los corrimientos reales y tendencias de corrimientos sobre un *túnel sin revestimiento* o una galería, o a su alrededor, pueden facilitar la estimación de la presión vertical sobre el revestimiento de un túnel. En todos los túneles en roca más o menos homogénea el terreno tiende a hundirse o a desprenderse en la excavación. En rocas cohesivas, como el granito y basalto, la altura de la zona de desprendimiento suele ser de una o dos veces la anchura de la galería; su forma suele ser semejante a la de un arco gótico, excepto cuando están trastornadas por fallas y otras discontinuidades de la roca. La presión vertical puede ser simétrica o asimétrica (véanse las figuras de la 9-8 a la 9-12). Si la resistencia de una masa de roca cohesiva es suficiente para soportar un esfuerzo cortante vertical considerable y si no hay fracturas importantes en la masa rocosa, el túnel puede construirse sin revestimiento. En el caso opuesto a éste, una zona de hundimiento, en arenas u otros terrenos detríticos sueltos, puede alcanzar la superficie del terreno,¹⁶ y, por lo tanto, se hace necesario el revestimiento.

Las rocas fisuradas o estratificadas suelen necesitar generalmente (aunque no necesariamente) revestimiento. La práctica enseña que la presión vertical en el techo de un túnel en roca es independiente, en general, de la *profundidad*, excepto en túneles superficiales, es decir construidos cerca de la superficie del terreno. Dicho en otras palabras, la forma y tamaño de la zona de hundimiento es prácticamente la misma, sea cual fuere la profundidad en que se ha construido el túnel. Los túneles superficiales son raros, pues en su lugar se suelen emplear trincheras.

En la nota bibliográfica 6 se discute un número considerable de teorías en las que se supone la uniformidad (y en algunas la elasticidad) del terreno que rodea el túnel. En realidad, apenas se emplean estas teorías. Para facilitar los cálculos del proyecto se reemplaza el peso de la masa real de roca que ejerce presión vertical sobre el revestimiento con una carga equivalente distribuida uniformemente, que se expresa en pies de recubrimiento. Esta carga se denomina *carga de roca*. Si se supone que el peso específico de la roca es de 2.500 kg por metro cúbico, la expresión de que la carga de roca es de 6 metros de recubrimiento quiere decir que la carga es de $2.500 \times 6 = 15.000$ kilos por metro cuadrado en la proyección horizontal del túnel. El medio más práctico de calcular la carga de roca equivalente a la carga real es emplear las tablas de fórmulas empíricas de Terzaghi¹⁷ que se tratan a continuación en forma simplificada. El símbolo *B* utilizado en lo que sigue significa anchura total del túnel y el *H*, altura total, y ambos valores se expresan en pies (Fig. 9-27).

En rocas estratificadas o con no demasiadas diaclasas, el revestimiento tiene que soportar algunas rocas sueltas del exceso de excavación solamente (Figura 9-28). La altura en pies de la carga de roca correspondiente, distribuida

uniformemente, se puede estimar en no más del 0,25 de la anchura B (en pies). En otras rocas cohesivas (y en arcillas compactas) se reemplaza la zona real de hundimiento con un arco del terreno convencional (Fig. 9-27a) cuya anchura es variable. Depende del carácter de la roca y es más o menos proporcional a la suma $B + H$. Empleando estas suposiciones, se estima que el

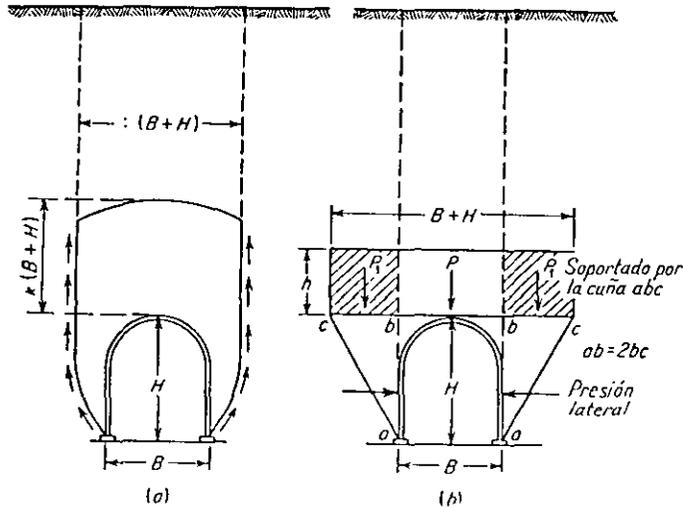


Fig. 9-27. Presión sobre el revestimiento de un túnel (Según Terzaghi.)

espesor del recubrimiento uniformemente distribuido es equivalente a la suma $B + H$ multiplicada por un coeficiente K , que se da en el cuadro 9-1. En el caso de los tres primeros tipos de terrenos que aparecen en esta lista se supone que el techo del túnel se encuentra bajo nivel hidrostático. Si está situado permanentemente sobre el nivel del agua, se pueden reducir estos valores en un 50 %.¹³

CUADRO 9-1. CARGA DE ROCA EN PIES A UNA PROFUNDIDAD MAYOR QUE $1,5 (B + H)$ *

Fracturada moderadamente	0,25B a 0,35 (B + H)
Muy fracturada	(0,35 a 1,10) (B + H)
Completamente triturada pero químicamente intacta	1,10 (B + H)
Roca pastosa, a profundidad moderada	(1,10 a 2,10) (B + H)
Roca pastosa, a gran profundidad	(2,10 a 4,50) (B + H)
Roca turgente	Hasta 250 pies.

* Según Terzaghi.

Es lógico que, en un caso general, habrá partes del túnel que necesitarán revestimiento, mientras que otras podrán dejarse sin él. A modo de ejemplo,

la figura 9-29 representa un túnel, que atraviesa un cerro de granito, en el que el revestimiento es solamente necesario en ambas entradas. Naturalmente si una falla cruzara el túnel en algún punto bajo la montaña, la parte afectada debe revestirse también.

La figura 9-27b nos indica cómo estimar la presión ejercida por arenas u otros terrenos sin cohesión, como roca triturada, sobre el revestimiento (según Terzaghi).¹³ El espesor h depende de la densidad del terreno y de lo que ceda el revestimiento y puede ser hasta de 0,6, $(H + B)$, expresado en pies. Se debe prestar atención al grado de cementación y al de compactación de los depósitos de arena a lo largo del túnel en proyecto.

La presión horizontal o lateral (sobre el revestimiento del túnel) suele ser pequeña en el caso de roca dura, sana y en terrenos con tendencia a partirse en bloques o con grietas. Puede ser grande en otros terrenos; se puede esperar una fuerte presión lateral, por ejemplo, en todos los casos de terrenos pastosos y turgentes y en depósitos sin cohesión. Se puede detener el terreno turgente colocando arcos invertidos de hormigón o de acero a ciertos intervalos a lo largo de la parte del túnel afectada (por ejemplo, las secciones 2, 8, 22, 29 en la figura 9-21). Igualmente, los hastiales del túnel que soportan el arco pueden hacerse curvados, en vez de verticales, para que resistan el terreno turgente (las secciones 22 y 29 de la figura 9-21). Suele servir de ayuda una consulta geológica para determinar la presión lateral. Es difícil contar con un cálculo numérico preciso de la presión lateral a partir de reconocimientos geológicos, pero un geólogo competente puede dar una estimación cualitativa detallada de la capacidad de las diferentes rocas para producir presiones laterales sobre el revestimiento a lo largo del túnel.

Presiones sobre el revestimiento en túneles en terrenos blandos. En este caso la presión vertical sobre el revestimiento se calcula utilizando las reglas de mecánica de suelos. Se puede encontrar información pertinente en las páginas 198 a 201 de la referencia 17. A veces se supone que la masa que rodea el túnel actúa como un fluido. En este caso la presión vertical sobre el techo del túnel es igual al peso total del recubrimiento. La presión horizontal sobre las paredes del túnel se supone generalmente que es una parte proporcional de la presión vertical. En el proyecto del metro de

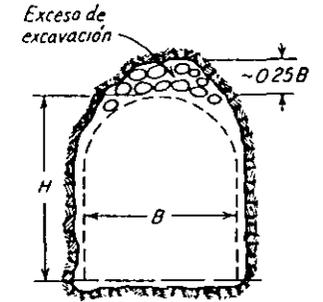


FIG. 9-28. Exceso de excavación que debe soportar el revestimiento. (Según Terzaghi)

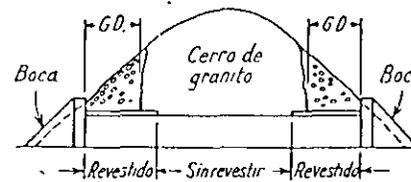


FIG. 9-29. Túnel a través de un cerro de granito. (G. D. significa «granito descompuesto».)

El metro de

Chicago, que está construido, en su mayor parte, en arcillas plásticas azules, se supuso que esta parte proporcional era de uno a dos tercios de la presión vertical, y en el de los túneles en limos orgánicos bajo el río Hudson, en Nueva York, de un medio.

Cambios de presión con el tiempo. Las presiones sobre el revestimiento en toda clase de túneles tiende a aumentar con el tiempo hasta que alcanza cierto valor. Este proceso es equivalente, naturalmente, a la desaparición o a la extinción de los esfuerzos cortantes que actúan en la vecindad del túnel. El aumento de carga, inmediato a la instalación de una entibación permanente (§ 9-13) es el comienzo de este proceso de «ajuste» que aparentemente puede durar años.¹⁸ Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que la *velocidad* a la que aumenta la presión decrece rápidamente con el tiempo.

La presión vertical en un cuadro del túnel Broadway en San Francisco, California (del tipo representado en la figura 9-4d), era, en números redondos, de 24.000, 29.000 y 30.000 libras por pulgada cuadrada, a las 2 semanas, 1 mes y 2 meses, respectivamente, de la colocación de la entibación.

Los pies derechos eran vigas en H de 10 pulgadas, separadas 2 pies de centro a centro. Las presiones se midieron con verificadores de resistencia específica.

9-22. Los problemas de la presión en los túneles para agua. En los túneles de conducción de agua, especialmente en los que ésta va a presión, el cálculo de las presiones sobre el revestimiento depende, en primer lugar, de los esfuerzos internos producidos por el agua. Si el revestimiento está proyectado para resistir una presión hidrostática fuerte, normalmente tiene resistencia suficiente para soportar cualquier presión exterior producida por las rocas. Los huecos entre las rocas y el revestimiento deben rellenarse completamente con lechada de cemento para hacer que la roca participe en la resistencia a la presión hidrostática interna. Cuanto más sana sea la roca (roca muy fuerte, completamente sin fracturas o casi sin ellas) menor será el grosor de revestimiento o la sección necesaria de redondos para armarlo. La evaluación de las condiciones de la roca, en este caso, debe hacerse por un geólogo y un ingeniero, ambos con larga experiencia, ya que el porcentaje probable de presión transmitida a la roca es objeto de controversia entre los expertos en túneles. Uno de los mayores problemas en los proyectos de túneles de conducción de agua es la posibilidad de filtraciones. En el mejor revestimiento de hormigón se formarán al fin grietas y puede ocurrir que haya escapes de agua a las rocas vecinas. Así esta agua produce presiones externas alrededor del túnel y, si se corta repentinamente el agua del túnel (por una rotura en la conducción o por razones de conservación), la presión externa sin equilibrar puede ser suficiente para hundir el revestimiento. Se ha ensayado, con éxito, reducir al mínimo el agrietamiento inicial inyectando un lodo de bentonita detrás del revestimiento; la expansión resultante de la bentonita produce una

compresión sobre el revestimiento que reduce el agrietamiento. El problema de las fugas se ha resuelto frecuentemente colocando avenamientos en el exterior del revestimiento para permitir el desagüe del agua de las fugas y construyendo el revestimiento de hormigón suficientemente fuerte; si es necesario, armado con sección circular. Se ha indicado otro método consistente en colocar válvulas de charnela en aberturas perforadas en el revestimiento. Estas válvulas están diseñadas de forma que se abren solamente hacia dentro del túnel. Así, si la presión externa del agua es superior a la del interior del túnel, se abren las válvulas, lo que alivia la presión externa. En casos de fuertes presiones hidrostáticas en el interior del túnel suele resultar más barato construir un forro completo de acero en el interior del revestimiento; así resulta completamente impermeable el túnel. Se emplea generalmente este último método en los proyectos de túneles de presión o tubería forzada en centrales eléctricas de mucho salto. A veces se puede resolver el problema de la presión del agua construyendo el túnel principal de conducción con poca pendiente (para disminuir la presión hidrostática interna) y conectándolo a un túnel o tubería de acero corto, pero muy pendiente en el último tramo a la central. Esta última parte del túnel puede revestirse con planchas pesadas de acero, lo cual, sin embargo, es más económico que colocar revestimiento de acero a todo el largo del túnel.

Se deben estudiar cuidadosamente las siguientes características físicas de las rocas que rodean el túnel de conducción: 1) intensidad de la fracturación y abertura de las fracturas, 2) efecto del agua en la roca (si puede disolverla o deteriorarla, o no produce perjuicio alguno) y 3) posibilidad de escapes de agua en la roca que creen una presión hidrostática.

RECONOCIMIENTO E INFORME GEOLÓGICO PARA UN TÚNEL

9-23. Reconocimiento geológico previo a la construcción del túnel. En la mayoría de los casos el trazado, tamaño y forma de la sección del túnel se establece con anterioridad al reconocimiento geológico. Éste suele ser el caso en los túneles urbanos, los de carreteras y ferrocarriles, y también los túneles de conducción de agua en los que las condiciones hidráulicas determinen el tamaño y forma de la perforación. Sin embargo, el hallazgo en el reconocimiento previo de unas condiciones geológicas particularmente malas puede dar lugar a un nuevo trazado del túnel. En la referencia 12 pueden encontrarse consideraciones geológicas sobre el trazado de galerías de arrastre y desagüe en minas profundas. Este último caso, sin embargo, tiene poca relación con el ingeniero civil.

El documento geológico básico utilizado en el proyecto de un túnel es un corte dibujado a lo largo de su plano axial. Este corte debe indicar los dife-

rentes tipos de rocas y tierras en el trazado del túnel, límites entre ellas (contactos) y deficiencias geológicas, como fallas. Si se pueden conseguir datos suficientemente seguros, se debe indicar el nivel hidrostático en el corte. Éste suele ir acompañado generalmente del plano geológico de la superficie del terreno. El mapa debe indicar las diferentes formaciones; rasgos estructurales como fallas, diaclasas, rumbos y buzamientos de los distintos lechos, contactos entre formaciones; y cualquier hallazgo de aguas de condiciones no ordinarias, tales como filtraciones o fuentes termales. El grado de precisión con que se puede proyectar al nivel del túnel la geología de la superficie se deja al juicio del geólogo. En terrenos sedimentarios se puede llevar a cabo esta proyección con cierta precisión, siempre que los lechos no estén demasiado trastornados por pliegues y fallas. Sin embargo, en los terrenos ígneos y metamórficos esta proyección es demasiado difícil, por la gran irregularidad de los contactos entre formaciones o tipos de rocas y porque las fallas y pliegues en estos terrenos suelen tener trazas muy irregulares que son imposibles de proyectar con precisión sin una investigación subterránea muy completa.

Las rocas y suelos se investigan con calicatas, socavones y sondeos con extracción de testigos. Si lo permiten las condiciones económicas, los sondeos deben penetrar hasta el nivel del piso del túnel. En las bocas del túnel en terreno blando, los sondeos deben profundizar lo suficiente bajo el piso para dar la información necesaria que permita proyectar racionalmente la entibación y cimentación. El socavón o galería piloto (Fig. 9-2a), probablemente, es el mejor método de exploración del emplazamiento de un túnel y debe emplearse si el que se ha de construir es de mayor tamaño (tales como los de carreteras y ferrocarriles) y las condiciones geológicas son críticas. Estos socavones deben ser suficientemente grandes para permitir que un hombre pueda entrar y trabajar (suele ser práctico darles cuatro pies de ancho por seis de alto). Se emplea para la seguridad de los obreros una entibación temporal construida con madera local. La galería se perfora a mano, barrenando a mano o con martillo neumático y utilizando explosiones; en este caso se extrae el escombro en carretillas de mano o en vagonetas.

Un recubrimiento potente y una vegetación cerrada pueden hacer muy difícil la investigación de roca y tierras para un túnel, sea éste poco o muy profundo. En estos casos pueden localizarse por métodos de investigación geofísicos los rasgos ocultos o zonas de fallas, mantos de agua o superficies de las rocas.

9-24. Aplicación de la geofísica en reconocimiento de túneles. Se ha obtenido por métodos geofísicos la información siguiente, necesaria para el proyecto de un túnel: 1) la importancia de las fallas y fracturas de mayor magnitud, 2) profundidad de la roca firme bajo un suelo potente, y 3) situación de ciertas formaciones y su posible intersección con el piso del túnel.

En el reconocimiento del emplazamiento de un túnel de desvío a través de una montaña en Colorado¹⁹ se empleó el método de resistividad para determinar, entre otras cosas, la existencia y naturaleza de las fallas o zonas de fractura que, se sospechaba, corrían paralelas al trazado del túnel (Fig. 9-30). Las medidas de resistividad en el campo establecieron los siguientes tipos de terrenos, en relación con la

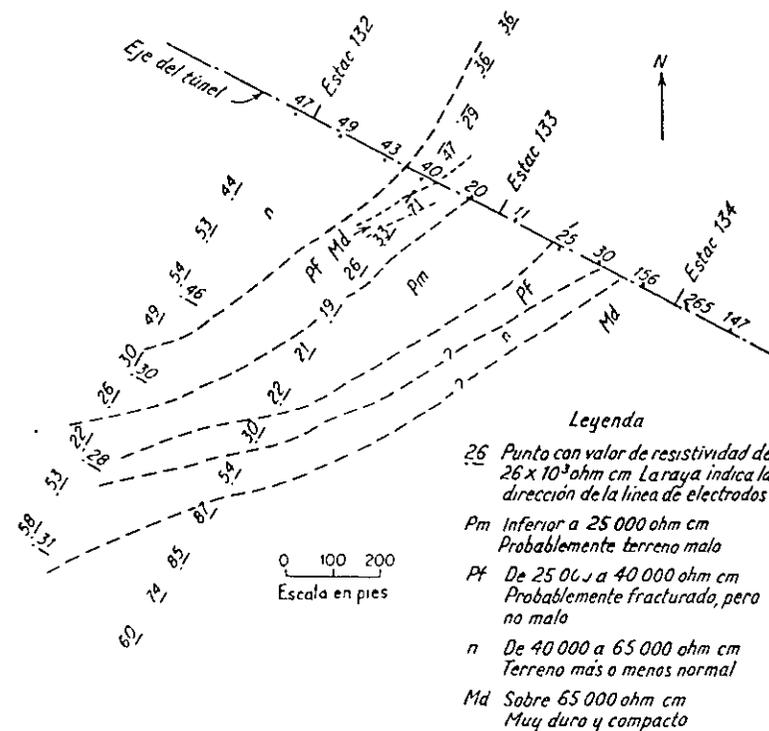


FIG. 9-30. Plano de resistividades de una parte de un túnel. Véase también la figura 9-31.¹⁹

ejecución del túnel, dados en el cuadro 9-2. En una investigación de campo de esta clase, por resistividades, se supone que los datos geofísicos cuantitativos sobre el carácter de las distintas rocas en la superficie puede proyectarse hacia abajo al nivel del túnel. De esta forma, se pueden predecir las condiciones que se van a encontrar al perforar el túnel. Los resultados típicos de esta investigación están representados en la figura 9-30, que es un plano de resistividades de una zona próxima al túnel, de la estación 132 a la 134. (Fue ésta el área en que se sospechó la existencia de una zona de falla o fractura) La zona se delimitó con medidas de resistividad a profundidad fija con una separación de electrodos de 30 metros. El examen de campo indicó que la zona buzaba hacia el norte más de 45° y menos de 80° . La figura 9-31 representa un perfil de resistividades a lo largo del eje del túnel en esta zona, que se ha dibujado a partir de las medidas de resistividad. Se ve claramente la resistividad

CUADRO 9-2. TIPOS DE TERRENO EN EL TRAZADO PROYECTADO DEL TÚNEL, CLASIFICADOS SEGÚN LAS MEDIDAS DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA

Tipo de terreno	Resistividad en ohm.cm.	Símbolo en el mapa y descripción
Terreno húmedo, con probabilidades de desprendimiento	Menos de 25.000	P_m (probablemente malo)
Terreno fracturado, parcialmente húmedo, no debe producir necesariamente desprendimientos	25.000-40.000	P_f (probablemente fracturado, no malo)
Terreno más o menos normal o de tipo medio	40.000-65.000	n (casi normal)
Roca densa, más o menos seca	Más de 65.000	m_a (muy dura y compacta)

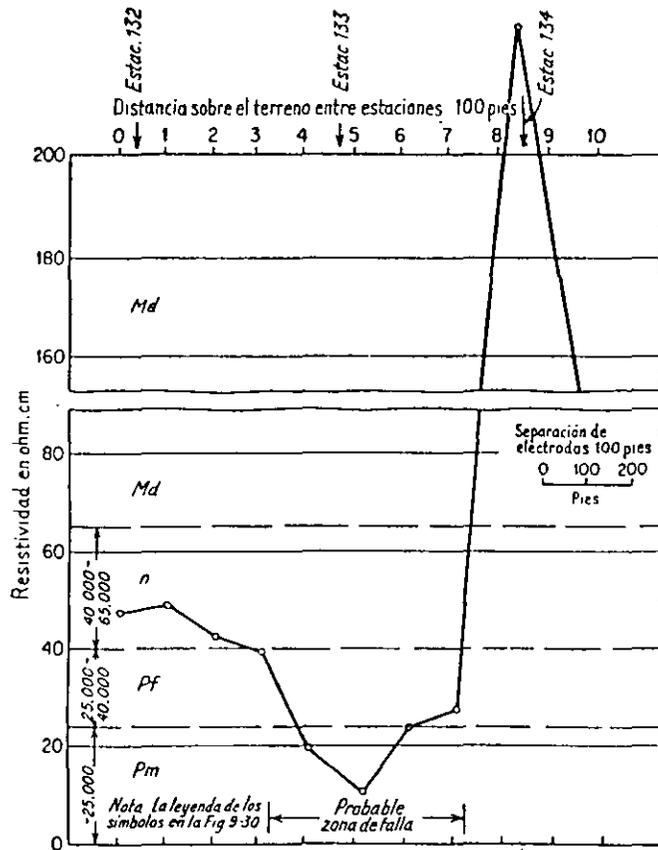


FIG. 9-31. Perfil de resistividad a lo largo de una parte del eje de un túnel. 19

baja de la zona de fractura y falla y la mayor de las rocas de mejor calidad a ambos lados de la misma.

Los resultados de la investigación indicaron que no era probable que las fallas paralelas al túnel produjeran dificultades en la construcción. El reconocimiento geofísico descubrió un aparente zonado de las rocas subyacentes, con una zona muy fracturada (probablemente terreno en malas condiciones), formando un ángulo obtuso con el trazado del túnel. Éste no ha sido perforado. Sin embargo, en casos semejantes, se han podido comprobar los resultados obtenidos por geofísica, por sondeos y levantamiento del mapa geológico de superficie. Estas comprobaciones indican que el método de resistividades es práctico si las condiciones geológicas son favorables a su aplicación.

Se ha utilizado frecuentemente el método sísmico para determinar la profundidad de la roca firme a lo largo del trazado propuesto para un túnel. Por ejemplo, cuando el USBR intentaba encontrar un emplazamiento adecuado para el túnel de Low Gap del Columbia Basin Project, la investigación detallada por sondeos con extracción de testigos hubiera sido muy costosa y llevado mucho tiempo, ya que algunos sondeos, debían tener más de 200 metros de profundidad. Se empleó el método sísmico entre sondeos muy separados, para calcular la potencia del recubrimiento y del basalto sobre el nivel del túnel. Se consiguió determinar la profundidad de la roca firme en 73 puntos por el método sísmico en el tiempo que hubiera llevado el perforar dos sondeos profundos.

9-25. Notas geológicas generales sobre proyectos de túneles. Durante el reconocimiento geológico previo para la construcción de un túnel deben aclararse tres puntos básicos para los métodos de construcción y costes correspondientes:

1. ¿Resulta el terreno duro o blando para la perforación? ¿Será necesario el empleo de explosivos? (A este respecto es esencial la consulta a un experto en explosivos.)
2. ¿Qué parte del túnel necesita entibación? ¿De qué tipo sería ésta?
3. ¿Es probable encontrar agua? Si es así, ¿en qué parte del túnel y en qué cantidades?

Ningún reconocimiento geológico puede dar respuestas concluyentes a estas preguntas, pero en todo momento se deben estimar las posibilidades más y menos favorables en cada caso. Casi todas las rocas duras, macizas, se pueden perforar fácilmente y pueden sustentarse sin entibación a menos que estén muy trastornadas por movimientos geológicos orogénicos o de formación de montañas. Con la disminución de la dureza aumenta la trabajabilidad de la roca, pero decrece su estabilidad. Éste es el caso de muchas pizarras, arcillas y terrenos semejantes, incluso la roca descompuesta. La fisilidad de la roca en combinación con la presencia de cuencas próximas de agua, situadas a mayor cota, pueden indicar la posibilidad de cortar fuertes caudales de agua en el túnel. De igual manera, la presencia de fuentes en la superficie, de las que mana agua caliente, puede indicar la existencia de corrientes profundas

de agua. Las burbujas de gas en los pozos vecinos son una advertencia de la posible existencia de gas al nivel del túnel. Antes de construir un túnel es conveniente hacerse una idea de las probabilidades de tener un exceso de excavación demasiado grande y de hundimiento. Las diaclasas y, sobre todo, las fallas son la causa principal de los terrenos con mucha tendencia al hundimiento en los túneles. El terreno en bloques puede crear dificultades si las superficies de contacto entre éstos son lisas. Los reconocimientos en la superficie del terreno o los estudios de fotografía aérea suelen ayudar a localizar los sistemas principales de fallas y de diaclasas (véase § 7-18). A veces se puede obtener información geológica de las trincheras de las carreteras próximas; por ejemplo, en un reconocimiento geológico previo para un túnel se encontró que un terreno muy meteorizado en una trinchera adyacente de una carretera pertenecía a la misma formación que había de atravesar el túnel. Esto hizo llegar a la conclusión correcta de que el exceso de excavación en el túnel iba a ser demasiado grande.¹²⁴ El término «meteorizado» tal como se acaba de emplear se refiere a los cambios en la superficie de la roca debidos a oxidación, carbonización e hidratación.

La presencia de roca turgente se puede determinar en el trabajo de reconocimiento geológico previo. Si una roca es o no de tipo turgente solamente puede establecerse mediante ensayos con testigos de la misma en sus condiciones naturales, con su contenido natural de humedad perfectamente conservado. Cada argilita o cualquier otro terreno que se sabe que es capaz de hincharse debe investigarse cuidadosamente. La diferencia en la densidad de la roca recién extraída del tubo portatestigos y después de haber permanecido expuesta al aire durante varios días indica el aumento posible de volumen. El ensayo de inmersión puede también dar indicaciones de un terreno turgente.

Son de gran importancia las investigaciones geológicas cuidadosas previas a la construcción del túnel. Se sabe de muchos túneles, en particular los de pequeña sección, que se han construido con éxito con la base de una información geológica limitadísima o prácticamente sin información alguna. Sin embargo, suelen ocurrir estos casos solamente cuando los constructores conocen muy bien la geología local por experiencia previa.

9-26. Informe geológico. En este informe deben describirse los resultados del reconocimiento previo acompañados de todos los rasgos geológicos a lo largo del trazado proyectado que puedan ayudar para los ingenieros proyectistas y constructores. Se deben evitar las discusiones geológicas complicadas. Es esencial emplear un lenguaje claro y simple. Los temas expuestos en este capítulo que sean pertinentes en el caso que se estudia deben incluirse en el informe. Además del aspecto puramente técnico de la construcción del túnel, a los propietarios de éste les interesa evitar cualquier reclamación legal que

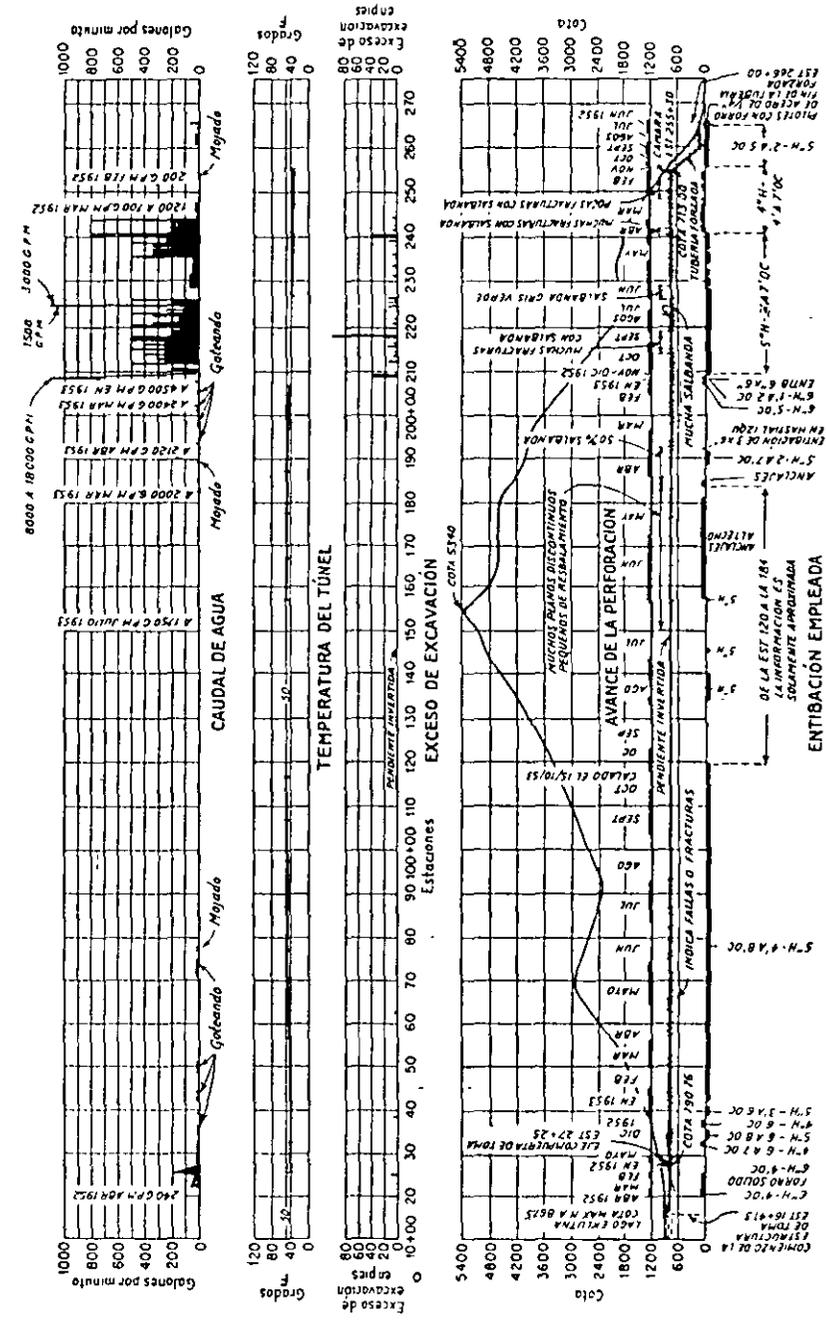


Fig. 9-72. Registro final de construcción (Túnel Ekluma).

pueda surgir durante la construcción o después. Por lo tanto, el informe debe estudiar si la perforación del túnel puede producir daños en los edificios o estructuras próximos, particularmente el asentamiento de edificios urbanos, y la posibilidad de que seque pozos y manantiales utilizados para suministro de agua. El informe debe incluir fotografías de las estructuras adyacentes que puedan experimentar daños a causa del túnel. Si es posible, se deben inspeccionar túneles próximos que tengan unas características geológicas semejantes y describir la geología y las dificultades con que tropezaron durante la construcción. A veces es necesario informar sobre la accesibilidad del túnel para el equipo de construcción (carreteras, etc.), la posibilidad de conseguir áridos para el hormigón del revestimiento y las condiciones climáticas generales de la zona. (Por ejemplo, se sabe que en una región en que se producen fuertes tormentas eléctricas los rayos descargados en la superficie del terreno han seguido su marcha por las grietas y fisuras hasta el nivel del túnel y han hecho estallar prematuramente los explosivos preparados en él.)

Otro rasgo que el geólogo debe poner en claro es la posible influencia del túnel en el régimen de aguas superficiales y subterráneas en los terrenos superiores a él. Esto debe tenerse muy en cuenta, sobre todo en regiones en que escasea el agua y, por tanto, adquiere gran valor para uso doméstico e industrial. Los túneles perforados bajo lagos, ríos y otras masas de agua superficial pueden desviar caudales considerables de agua al túnel.^{12d} (Por ejemplo, durante la construcción del ya mencionado túnel Moffat, un lago en la superficie del terreno a 600 metros sobre el túnel, se desaguó completamente en éste.)

Informe final de la construcción. Si se retiene a un geólogo como asesor durante todo el período de construcción, debe entregar un informe final al terminar el trabajo. Deben explicarse las diferencias básicas entre las predicciones del informe previo antes de la construcción y lo que se encontró realmente durante ésta.^{2c} Se debe llevar un registro cuidadoso del túnel durante su excavación o confeccionarlo inmediatamente después de terminado éste. Exponemos en la figura 9-32 un ejemplo de un registro geológico final resumido. Este registro puede resultar de muchísimo valor en caso de que surjan problemas de conservación en dicho túnel, como, por ejemplo, grietas en el revestimiento, o en el de que se planea situar otro túnel en la vecindad. Un registro completo es de gran valor para el geólogo y el ingeniero en su estudio de la relación entre las condiciones geológicas superficiales y las dificultades posibles de construcción en las perforaciones futuras de túneles.

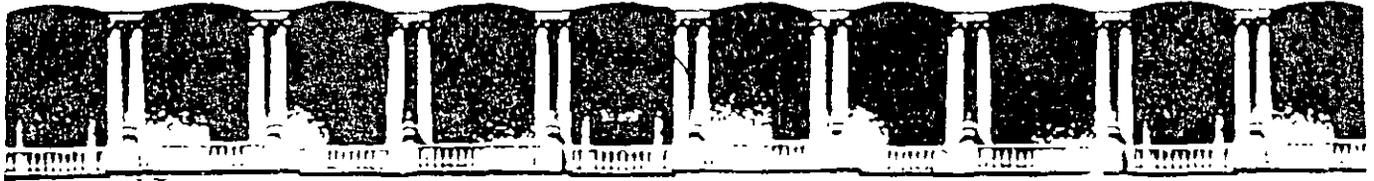
BIBLIOGRAFÍA

1. Suspension Roof Support, «USBM Inform. Circ.», 7533, septiembre, 1949.
2. THOMAS, E. N., A. J. BARRY y J. A. METCALFE: Suspension Roof Supports. «Mining Congr. J.», agosto y septiembre, 1949.
3. WOODRUFF, S. D.: Rock Bolts: Theory and Practice in Tunnels. «Western Construction», vol. 29, julio y agosto, 1954.

4. MIARD, H. E.: Sudden Release of Ground Stresses in the Coal Mines of Western Canada; documento presentado en la junta del Canadian Institute of Mining and Metallurgy, Edmonton, Alberta, abril, 1953.
5. DESIO, A.: *Geologia applicata all' ingegneria*, Ulrico Hoepli, Milán, 1949.
6. STINI, J.: *Tunnelbaugologie*, Springer-Verlag OHG, Berlin, 1950.
7. O'SHAUGHNESSY, M. M.: Construction Progress of the Hetch-Hetchy Water Supply of San Francisco, Calif., «ASCE Trans.», vol. 85, 1922.
8. LOUDERBACK, G. D.: Faults and Engineering Geology, *Berkey Volume*, 1950; también LAWSON, A. C.: The California Earthquake of April 18, 1906, «Carnegie Inst. Wash. Publ.», 187, vol. 1, 1908.
9. ANDREAE, Ch.: *Les grands souterrains transalpins*, Leeman Bros., Zurich, 1948; también *Der Bau langer tiefliegender Gebirgstunnel*, Springer-Verlag OHG, Berlin, 1926.
10. LEROY, L. W. (ed.): *Subsurface Geologic Methods: A Symposium*, 2ª ed., Colorado School of Mines, Golden, Colo., 1950.
11. JUDD, W. R.: Foundation Problems of the Eklutna Project, «Proc. ASCE Sep.», 445, junio, 1954.
12. WAHLSTRON, E. F.: Application of Geology to Tunneling Problems, con discusiones por a) B. C. MONEYSMAKER, b) F. A. NICKEL, c) JACOB FIELD, d) HYDE FORBES, y otros, «ASCE Trans.», vol. 113, 1948.
13. PROCTOR, R. V., y T. L. WHITE: *Rock Tunneling with Steel Supports*, con una introducción de K. TERZAGHI sobre geología de túneles, Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, Ohio, 1946.
14. TERZAGHI, K.: Liner Plate Tunnels in the Chicago Subway, «ASCE Trans.», vol. 69, 1943; también Geologic Aspects of Soft-ground Tunneling, en *Applied Sedimentation*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1950.
15. TERZAGHI, K.: Shield Tunnels of the Chicago Subway, «J. Boston Soc. Civil Engrs.», vol. 29, 1942.
16. LOOS, W., y H. BRETH: Kritische Betrachtung des Tunnel- und Stollenbaues und der Berechnung des Gebirgdruckes, «Ingenieur», vol. 24, 1949.
17. TERZAGHI, K.: *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1943.
18. HOUSEL, W. S.: Earth Pressure on Tunnels, «ASCE Trans.», vol. 108, 1943.
19. WILSON, J. H., y J. BOYD: *Comunicación personal*.
20. ZANASCAR, W.: *Stollen und Tunnelbau*, Springer-Verlag OHG, Berlin, 1950.

Las siguientes referencias comprenden tratados sobre ingeniería de túneles, aunque resultan algo anticuados.

21. RZHA: *Lehrbuch der gesamten Tunnelbaukunst*, Berlin, 1874.
22. DRINKER, H. S.: *Tunneling, Explosive Compounds and Rock Drills*, 3ª ed., John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1888.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

PLOBLEMAS GEOLOGICOS

**EXPOSITOR: ING. SERGIO R. HERRERA CASTAÑEDA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

TUNELES

Información Geológica que debe obtenerse durante la investigación

- I 1. Si existen fallas, ¿qué posición guardan con respecto al túnel?
2. ¿En qué longitud afloran?
3. ¿Cuál es la magnitud del afallamiento en el que se va a encontrar roca triturada?
- II ¿En qué puntos y cantidades será encontrada agua, además de qué calidad es?
- III ¿Se excavará el túnel completamente en roca sana o se encontrarán zonas intemperizadas o bien cauces sepultados con rellenos de material permeable?
- IV ¿Se obtendrá durante la excavación una sección limpia o habrá sobre-excavación?
- V ¿Será la roca fácilmente excavada o por el contrario difícil?
- VI ¿Existen razones que den lugar a pensar en la posibilidad de grandes o pequeños desprendimientos de roca del techo del túnel, qué parte del túnel necesita soporte o ademe y de qué tipo?
- VII ¿Existen materiales no consolidados en los portales de entrada o de salida del túnel o bien si la roca está muy intemperizada en qué longitud será afectado el túnel y qué dificultades pueden presentarse en las excavaciones iniciales?
- VIII ¿Hay posibilidades de encontrar muchas dificultades en las partes profundas del túnel en zonas de roca que se está expandiendo por liberación de presiones o bien con desprendimientos violentos de roca?
- IX En el caso de túneles de presión ¿se requerirá un refuerzo o revestimiento a todo lo largo del túnel o sólo en ciertos lugares en la vecindad de fallas?
- X ¿Se encontrarán altas temperaturas o gases venenosos durante la excavación?

PROBLEMAS GEOTECNICOS EN ROCAS IGNEAS

INTRUSIVAS: Granitos, dioritas y gabros

- Profundidad de meteorización
- Alteración hidrotermal
- Alto grado de fracturamiento y argilitización
- Exfoliación (por liberación de esfuerzos)
- Fracturamiento bastante regular con dos o más sistemas
- Permeabilidad

EXTRUSIVAS:

- Depósitos volcánicos recientes
 - secuencias anisotrópicas (lavas, piroclastos)
 - capas débiles (cenizas, tobas)
 - suelos fósiles
 - espesores delgados de lava
 - diaclasas de enfriamiento (estructuras columnares)
 - vesículas, ductos y cavidades
 - depósitos heterogéneos (brechas)
 - variaciones en resistencia, deformabilidad y permeabilidad (tobas, brechas)
 - pseudoestratificación
 - depósitos de ceniza metaestables
 - alteración (p.e. tobas básicas a bentonita)
 - tubificación
- Depósitos volcánicos antiguos
 - fracturamiento
 - alteración meteórica
 - permeabilidad

PROBLEMAS GEOTECNICOS EN ROCAS SEDIMENTARIAS

QUIMICAS (calizas, dolomías, greda, caliche, evaporitas, margas)

Sus propiedades mecánicas dependen de:

- edad de la roca
- porosidad
- mineralogía
- grado de fracturamiento y plegamiento
- espesor de los estratos

Problemas:

- Permeabilidad (disolución y fracturamiento)
- fluencia plástica (evaporitas y greda)
- cavernas de disolución (con o sin relleno) karst
- presencia de lutita interestratificada
- resistencia al esfuerzo cortante (lutitas y yeso)
- grado de fracturamiento y estratificación
- hundimientos superficiales (karst)
- asentamientos y deformación pequeña (greda)
- expansión (evaporitas con anhidrita)
- disolución rápida (yeso)
- desmoronamiento en presencia de humedad (margas)

PROBLEMAS GEOTECNICOS EN ROCAS SEDIMENTARIAS CLASTICAS

ARENISCAS

Sus propiedades mecánicas e hidráulicas dependen de:

- cantidad de cementante o matriz
- porosidad
- composición de los granos de arena
- grado de compactación
- contenido de agua
- grado de alteración
- edad de la roca

Problemas:

- sistemas y grado de fracturamiento
- estratificación y plegamiento
- asociación con lutitas (baja resistencia, bufamiento)
- tubificación
- disgregación (areniscas no cementadas)
- alteración por meteorización
- baja resistencia y alta deformabilidad (no cementadas)
- permeabilidad

PROBLEMAS GEOTECNICOS EN ROCAS SEDIMENTARIAS CLASTICAS

LUTITAS

Sus propiedades mecánicas dependen de:

- contenido mineralógico (relación arcilla-cuarzo)
- tipo de arcilla predominante (actividad)
- grado de compactación (menos resistentes)
- grado de cementación (más resistentes)
- grado de fracturamiento y deformación
- edad de la roca

Problemas:

- fisilidad (lutitas con mica)
- blandas (lutitas carbonosas)
- desintegración por intemperismo (lutitas con bajo grado de compactación)
- desmoronamiento (contracción)
- deformables (baja capacidad de carga)
- baja resistencia al esfuerzo cortante
- expansión (lutitas con montmorillonitas, piritita y marcasita)
- facilidad de erosión
- estratificación y grado de fracturamiento
- anisotropía
- solubilidad (lutitas con yeso)
- gases (lutitas carbonosas)
- fluencia plástica (creep)

PROBLEMAS GEOTECNICOS EN ROCAS METAMORFICAS

Pizarras, filitas y esquistos

- orientación preferencial (foliación y esquistocidad)
- bandas de minerales laminares (clorita, mica)
- fisilidad (pizarras)
- anisotropía (resistencia y deformabilidad)
- fracturamiento y deformación intensa
- alteración meteórica
- presencia de minerales de baja resistencia al esfuerzo cortante (esquistos de clorita, taleo y sericita)

Gneiss

- alteración meteórica
- bandas gruesas de minerales laminares (micás)
- fracturamiento

cuarcita, hornfels

- sólo problemas asociados al grado de fracturamiento

Mármol

- las mismas características de las calizas

DISCONTINUIDADES GEOLOGICAS

"Una discontinuidad es una fractura en el macizo rocoso"

tipos:

- juntas y planos de estratificación
- fallas y fracturas de origen tectónico
- foliación (en rocas metamórficas)
- exfoliación (en rocas ígneas intrusivas)
- diaclasas de enfriamiento (columnas en lavas y diques)

Familia de discontinuidades: las que son paralelas unas de otras

Sistema de discontinuidades: se forma por dos o más familias

- familia primaria es la más abundante
- familia secundaria menos abundante

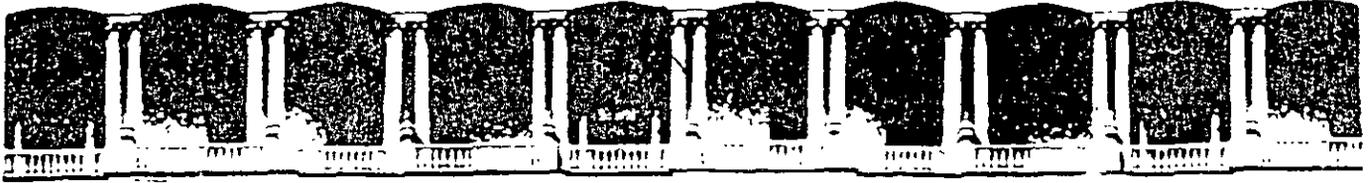
Las discontinuidades influyen en las características del macizo rocoso:

- resistencia al esfuerzo cortante
- deformabilidad
- permeabilidad

DISCONTINUIDADES GEOLOGICAS

Características para fines de ingeniería:

- rugosidad: influye en la resistencia al esfuerzo cortante varía de lisa ($i = 0$) a muy rugosa
- espaciamiento: permite apreciar la estructura del macizo rocoso y ya que representan zonas de debilidad influyen en su resistencia efectiva e isotropía.
- resistencia de las superficies del plano: influyen en la resistencia al esfuerzo cortante y la deformabilidad del macizo
- desplazamientos previos: (presencia de estrías) influyen en la resistencia al esfuerzo cortante
- apertura: influyen en la resistencia y permeabilidad del macizo, pueden dar indicios del efecto del intemperismo en el terreno
- tipo de relleno: el tipo y cantidad influyen en la resistencia, deformabilidad, p. ej. arcilla, material granular, carbonato, etc.
- contenido de agua: influye en la resistencia y cohesión del relleno y paredes del plano



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

CARGA DE ROCA EN EL SOPORTE DE TUNELES

**EXPOSITOR: ING. SERGIO R. HERRERA CASTAÑEDA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

LOAD ON TUNNEL SUPPORTS

INFLUENCE OF ROCK CONDITION ON ROCK LOAD

Rock load and earth pressure

Tunnel supports in rock tunnels are said to be acted upon by a rock load, whereas the tunnel supports in earth tunnels are acted upon by earth pressure. The term *rock load* indicates the height of the mass of rock which tends to drop out of the roof. If no support is supplied this mass of rock drops into the tunnel by increments whereby the roof assumes in the course of time the character of an irregular vault. Yet this vault may remain stable for a long time as demonstrated by the roof of natural caves. Fig 14 shows such a vault. It was formed during a few decades by the dropping of rocks out of the roof of a tunnel after the roof support had rotted away. On the other hand, the term *earth pressure* indicates the pressure exerted by a cohesionless or plastic material onto the tunnel support. If no support is installed, this material invades the tunnel either rapidly or slowly and the process continues until the tunnel has disappeared. The rock load depends on accidental details such as the spacing and the orientation of the joints, which may change from point to point, whereas the earth pressure depends on the average properties of the material surrounding the tunnel.

Earth tunnel conditions in rock tunnels

Wherever the rock is chemically intact and no more than moderately jointed, the roof of the tunnel is either self-supporting or else it requires no more than a tunnel support capable of sustaining moderate rock load. The sides of the tunnel are commonly stable. Exceptions to this rule will be mentioned. On the other hand, wherever the rock is completely crushed or decomposed, typical earth tunneling conditions will be encountered. This is not surprising, because "earth" is merely the final result of rock disintegration and chemical rock decomposition. Hence if a tunnel crosses a ridge or spur containing fault zones and zones of chemical alteration, it may consist of rock tunnel sections separated from each other by sections in which the methods of earth tunneling must be used.

Statistically by far the major part of the footage of existing rock tunnels has been driven under rock tunneling conditions. However, in some regions of geological disturbances the local occurrence of earth tunnel conditions is probable and in others it is certain. In some important tunnels, such as the Mono Craters Tunnel, a large part of the tunnel had to be constructed under earth tunneling conditions. Tunnel hazards and excess cost of construction are commonly associated with those tunnel sections in which earth tunneling conditions prevail. Hence the earth pressure on the earth tunnel sections requires at least as much attention as the rock load on typical rock tunnel sections.

Principal types of loading conditions

In perfectly or almost perfectly intact rock no support is required unless popping is encountered. In stratified or moderately jointed but otherwise intact rock the tunnel support serves its purpose if it is able to sustain a moderate rock load. In crushed rock the loading conditions are similar to those to be encountered when mining through sand; and in zones of rock decomposition they are similar to those in tunnels through clay. Tunneling through clay may be very easy or very difficult, depending on the

character and degree of compaction of the clay. An equally wide range of conditions is encountered when mining through decomposed rock. The behavior of the worst types of decomposed rock are indicated by the terms *squeezing* and *swelling* rock.

The transition from solid rock to earth-like rock may be abrupt or gradual. Rock intermediate between moderately jointed and crushed rock is commonly called *blocky* and *seamy* rock. No specific terms are used for rocks intermediate between intact and completely decomposed ones. The words *discolored* for the incipient and *crumbly* for the more advanced stages would be appropriate.

In the following articles only the most common types of loading conditions will be considered, starting with those in intact rock and ending with those in squeezing and swelling rock. The description of the loading conditions will be preceded by a discussion of the state of stress in rock prior to tunneling, because this state has a decisive influence on the reactions of the rocks on the tunneling operations.

STATE OF STRESS IN ROCK PRIOR TO TUNNELING

The load on tunnel supports depends more or less on the state of stress in the rock prior to tunnel construction. In this connection distinction must be made between vertical loads and horizontal pressures. The vertical load on a horizontal section through a mass of rock is equal to the weight of the rock located above this section. The horizontal unit pressure at the elevation of such a section may range between wide limits. In accordance with practice prevailing among tunnel men vertical loads will be expressed by the thickness H in feet of rock. The vertical load in pounds per sq. ft. is equal to H times the unit weight, w , in pounds per cu. ft. of the rock, or Hw . The unit weight of the rock can be determined by a sample test. It ranges between 165 and 180 lbs. per cubic foot. On the other hand the horizontal pressures p_h will be expressed in pounds per sq. ft.

The ratio between the horizontal pressure, p_h , and vertical load Hw in a mass of rock depends primarily on the geological history of the rock. In an undisturbed mass of rock, the horizontal unit pressure at any given point is likely to be considerably smaller than the vertical load at the same point. In a folded mass of rock, the horizontal pressure depends on whether the horizontal forces which produced the folding have already disappeared or whether they are still active. If they have disappeared, the horizontal pressures may be as low as in an undisturbed mass of rock. On the other hand, if the horizontal forces are still active, the horizontal pressure at any depth can be close to the compressive strength of the rock. Since we have no reliable means for determining the state of stress in the interior of a mass of rock, the existence of heavy horizontal pressure can only be inferred from its visible manifestations, such as popping rock at a moderate depth below the surface.

TUNNELS THROUGH INTACT ROCK

Stresses at tunnel walls

By theory it has been shown that the effect of excavating a tunnel through intact rock on the state of stress in the rock rapidly decreases with increasing distance from the tunnel walls. At the walls the normal stress at right angles to the wall (radial stress) is zero and the normal stress acting in a circumferential direction (circumferential stress) is roughly equal to twice the stress which acted at the same point prior to tunneling. With increasing distance from the tunnel walls the radial stress increases, the circumferential stress decreases and at a distance equal to about the diameter of the tunnel, the state of stress in the rock is practically unaltered.

At the walls the state of stress in the rock is similar to that in an unconfined rock specimen subject to axial compression in a testing machine. The rock does not fail in the tunnel until the circumferential stress becomes equal to the unconfined compressive strength of the rock. In rocks which are not acted upon by horizontal forces, such as those which lifted up the mountain chains, the circumferential stress does not exceed about twice the overburden pressure. On account of this condition and the great strength of intact rocks, failure by crushing would not occur in porous sandstone at a depth of less than about 5000 ft. The critical depth increases with the increasing strength of rock and reaches more than 35,000 ft. for granite and other igneous rocks.

Popping in tunnels through intact rock

The term *popping rock* refers to rock formations from which thin slabs of rock are suddenly detached after the rock has been exposed in a quarry or a tunnel. Popping normally occurs only in hard rocks in an intact state. In tunnels the slabs are popped off either from the sides or from the roof of the tunnel. Popping has been encountered only in hard and brittle rocks. It has invariably been found that the detached slabs do not fit the surface from which they popped. This fact indicates that the rock to which the slab was attached is in a state of intense elastic deformation.

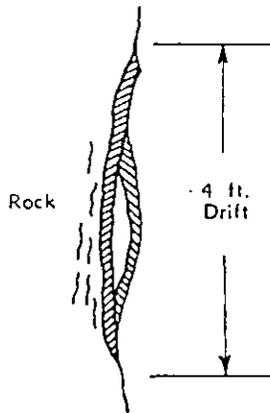


Fig. 15—Popping rock

Fig. 15 illustrates popping as observed in a drift during the construction of the Simplon Tunnel in Switzerland. The shaded areas indicate slabs on the verge of popping off, whereas the black lines represent the assumed position of the cracks which precede the detachment of succeeding slabs.

In some regions the elastic deformations disclosed by popping appear to be due to the fact that the horizontal pressure which led to the formation of geologically young mountain chains is still active. However, in other regions it may be due to still unknown causes.

Whatever the underlying physical causes may be, tunnels in popping rock require both temporary and permanent lining, to protect the workmen from flying rock fragments.

Protection against popping rock

Fig. 15 shows that the popping is preceded by an inward bending of the slabs. If a sufficient counter force is applied at right angles to the slabs to prevent bending, the slabs would remain in place and fail, at a higher load, by shear or by crushing. The pressure required to prevent the inward bending is very small. Therefore, any tunnel lining which is capable of sustaining an external load of about 400 lbs. per sq. ft. should suffice to prevent slab fragments from being thrown into the tunnel. Since the popping occurs most frequently at the sides of the tunnel, the footings of the ribs should be secured against horizontal displacement.

Commonly the process of popping involves only a breakage of the rock in the immediate vicinity of the tunnel walls. But if it initiates a progressive general breakage of the rock surrounding the tunnel, the tunnel support should be strong enough to carry the load of blocky and seamy rock (see below). In any event the lining should be tightly wedged against the walls of the tunnel, or the space between the lining and the rock should be back packed.

TUNNELS IN UNWEATHERED STRATIFIED ROCKS AND IN SCHISTS

Sources of weakness

Almost every stratified rock breaks readily along bedding planes. Therefore the bedding planes constitute a source of mechanical weakness. In schists the cleavage planes have a similar effect. In addition to these innate mechanical defects, every stratified rock and every schist contains at least two sets of joints oriented at approximately right angles to the planes mentioned before. These will be referred to as *transverse joints*.

Bridge action in rocks with horizontal layers

If the spacing of the transverse joints is greater than the width of the tunnel, the

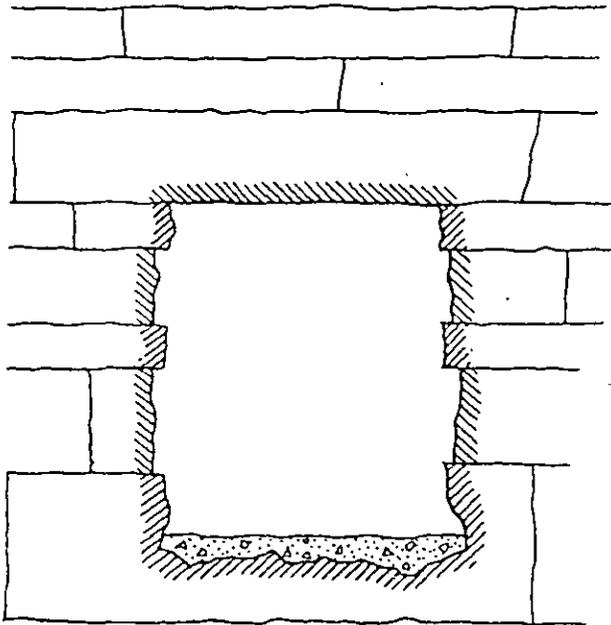


Fig. 16 b Bridge action in rocks with widely spaced transverse joints.

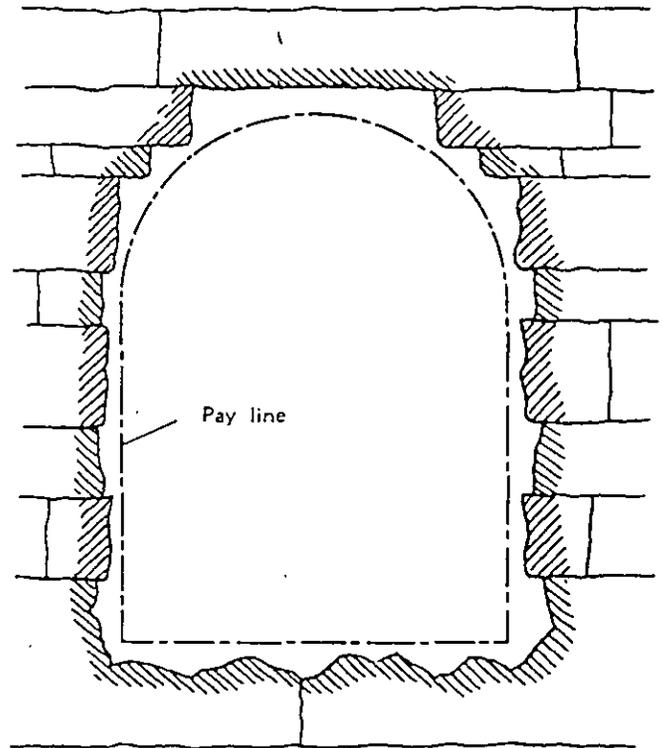
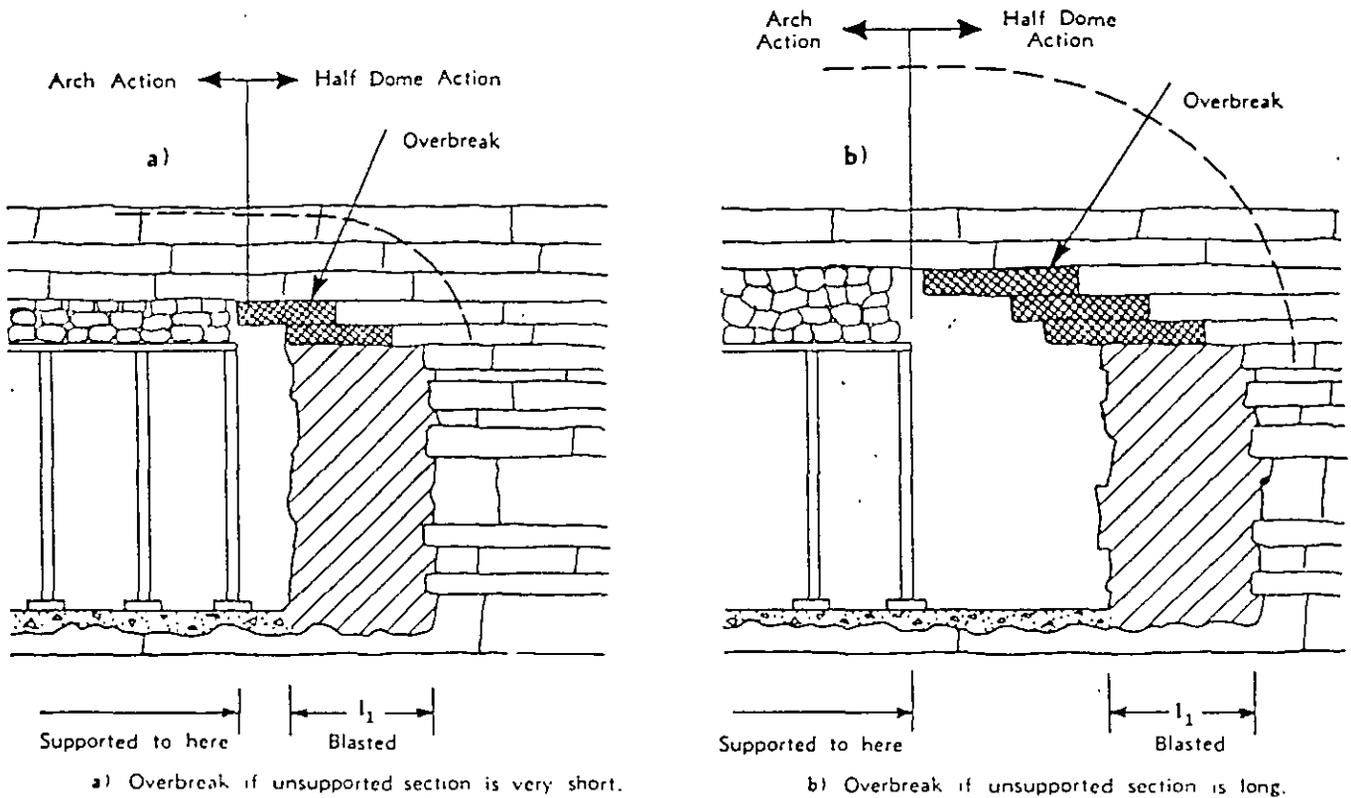


Fig. 16 c Bridge action in rocks with closely spaced transverse joints.

rock layers bridge the tunnel like solid slabs as shown in *Fig. 16 a* and they are subject to bending under their own weight. If the bending stresses are smaller than the tensile strength of the rock, the roof is stable without any support, as shown in *Figs. 16 b* and *c*. *Fig. 16 c* also illustrates the benefits derived from an arch-shaped roof. The sides of the arch constitute corbels which reduce very considerably the free span of the roof slabs.

If the bending stresses in the rock layers above the tunnel exceed the strength of the rock, or if layers are weakened by transverse joints, they require support as shown in *Fig. 17*.

The corbel arch principle has been used in early days for reducing the free span of bridges as shown in *Fig. 18*. Heavy wooden beams, each one longer than the one below it, cantilever out from the abutments thereby reducing the free span of the bridge to a nominal figure.



composed of fairly thick strata with few joints, the roof will be flat as shown in Fig. 14. On the other hand if the strata are thin and weakened by many joints a peaked roof will be formed as indicated in Fig. 19 c. Yet the breakage will rarely if ever continue after the vertical distance between the top of a semi-circular payline and the top of the overbreak becomes equal to $0.5B$ as indicated in Fig. 19 c. This condition determines the maximum value which the load on the roof support can assume.

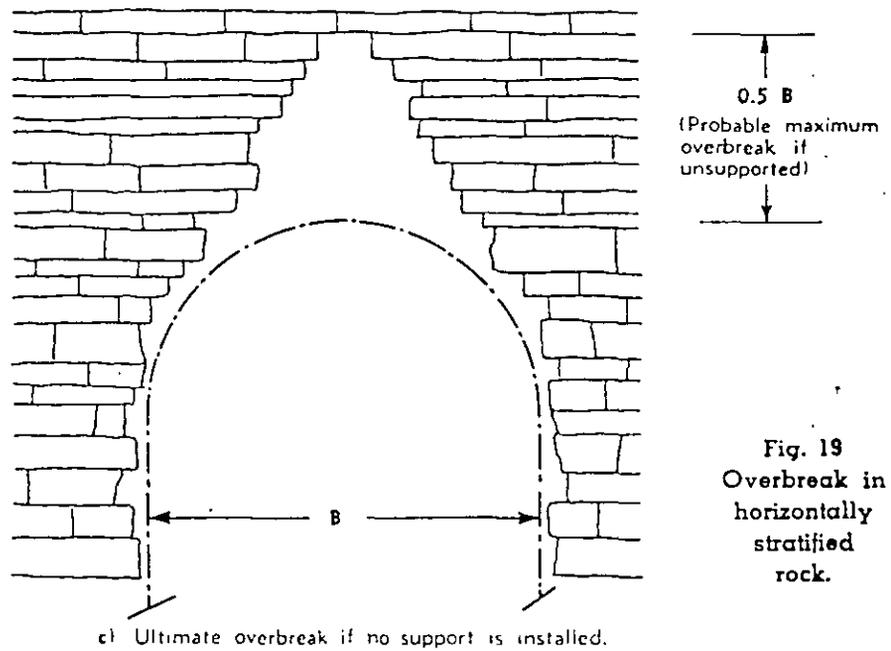


Fig. 19
Overbreak in horizontally stratified rock.

If the tunnel support is constructed and wedged soon after blasting, the friction forces on the sides of the rock fragments occupying the space between roof support and vault transfer part of the weight of this rock onto the rock located beyond the sides of the vault. Hence even the ultimate load, measured in feet of rock, on an

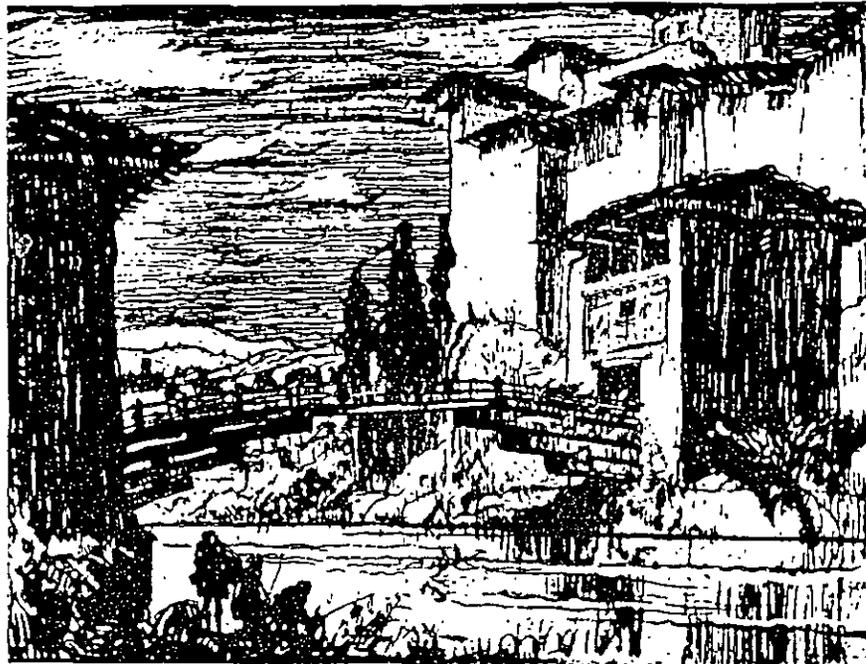


Fig. 18

After Frank Brangwyn, A. R. A.

Heavy cantilever beams used to reduce the free span of a wooden bridge. They are similar to the corbels at the haunches in the tunnel shown in Fig. 16 c.

Overbreak and rock load in horizontally stratified rock

The overbreak depends on several factors. Foremost among them are the following:

Spacing between the joints.

Shattering effect of blasting on the rock located beyond the payline.

Distance between the working face and the roof support, and

Length of time which elapses between the removal of the natural support of the roof and the installation of the artificial support.

Figs. 19 a and b illustrate the influence of the distance between the working face and the supported roof on the overbreak in closely jointed, horizontally stratified rock. The smaller this distance, the smaller is the quantity of rock which is likely to drop out of the roof when the round is fired.

If Figs. 19 a and b are considered in conjunction with the transverse section of the tunnel illustrated in Fig. 16 c, it will be seen that the rock over the face constitutes a half dome. Within the limits of the joint spacing, the roof is supported by the rock ahead of the face and on the sides. Succeeding rounds remove the forward support from the half dome so that the rock above the roof is carried by bridge action or arch action.

If no roof support is constructed, a certain quantity of rock will drop from the roof whereupon the roof assumes the character of that of a natural cave. If the rock is

adequately constructed and backpacked roof support in closely jointed, horizontally stratified rock is likely to be much smaller than the value $0.5B$. On the other hand, if large empty spaces are left between the roof support and the roof, blocks will drop out of the roof, one by one, whereby the load on the roof support may increase to its maximum of $0.5B$.

In some rocks the spacing of the joints changes considerably from place to place. In such rocks the load on a well-wedged tunnel support may vary between zero and a maximum somewhat smaller than $0.5B$.

Overbreak and rock load in tunnels through vertical strata

In folded masses of rock the dip of the strata may range anywhere between 0° and 90° , and the strike may intersect the center line of the tunnel at any angle between 0° and 90° . In the following discussions it is assumed that the center line of the tunnel is parallel to the strike and that the strata are vertical as shown in Fig. 20 a. In rock with such a structure, the individual strata bridge the space between the heading

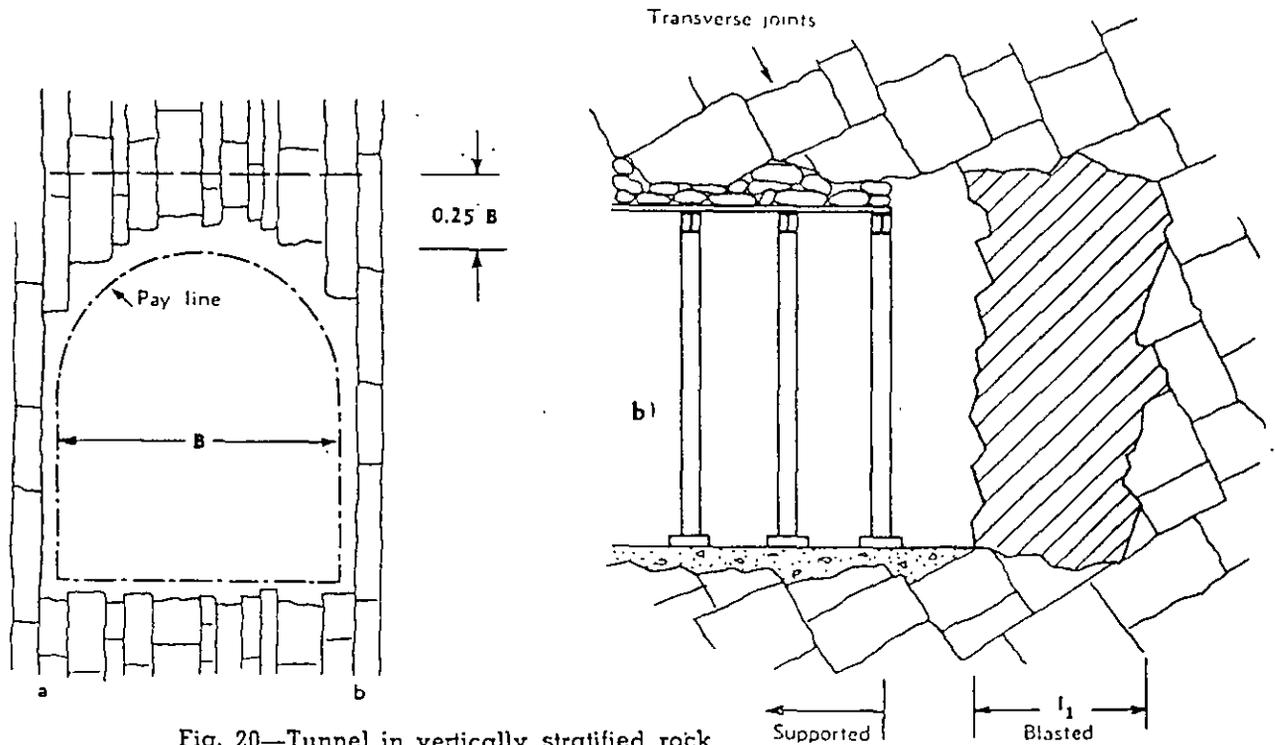


Fig. 20—Tunnel in vertically stratified rock

and the supported part of the tunnel, Fig. 20 b. Hence, if the joints are closely spaced, the amount of overbreak depends to a large extent on the distance between the working face and the supported roof.

The mass of rock located above the roof is held merely by the friction along the two bedding planes passing through a and b in Fig. 20 a. The roof has to carry the entire difference between this weight and the total friction forces. If these planes were perfectly even, the load on the roof support could be very important. However, in nature these surfaces are always more or less uneven. Hence the load on the roof rarely exceeds the weight of the rock which has been shattered and loosened by blasting.

There is no evidence that the upper boundary of the loosened rock is located at an elevation of more than about $0.25 B$ above the crown of the roof support. If no large empty spaces are left between the rock and the roof support, no subsequent loosening-up of the rock located above the roof can take place. On this assumption it seems safe to assume that the load on the crown of the roof support will not exceed $0.25 B$ ft. of rock.

Overbreak and rock load in tunnels through inclined strata

Fig. 21 is a section through a tunnel located in the inclined part of a fold whose axis is parallel to the center line of the tunnel. On account of the stratification the overbreak tends to produce a peaked roof as shown in Figs. 21 and 22. In Fig. 22,

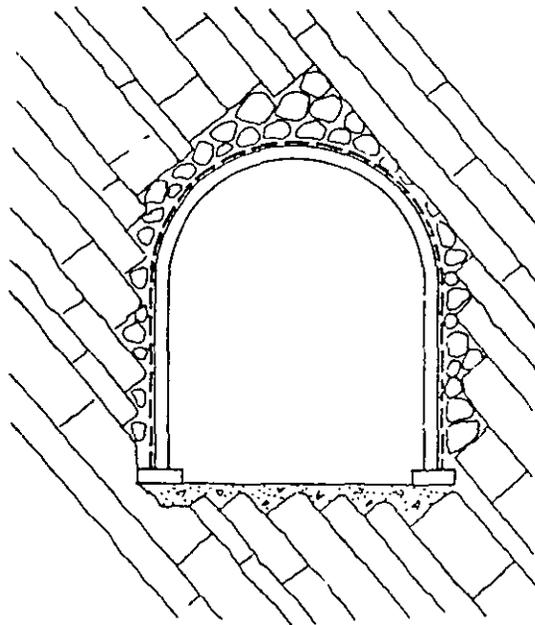


Fig. 21—Tunnel in rock whose strata are steeply inclined

illustrating the overbreak in a tunnel through gneiss, the right-hand side of the roof coincides with a cleavage plane or plane of foliation and the left-hand side coincides with joints.

If the bedding or cleavage planes rise at a steep angle to the horizontal, a wedge-shaped body of rock, $a e d$ in Fig. 23, tends to slide into the tunnel and subjects the post at $a c$ to bending. The lateral force, P per unit of length of the tunnel, which acts on the post can be estimated as indicated in Fig. 23. The estimate is based on the assumption that the rock indicated by the shaded area to the right of $c e$ in Fig. 23 has dropped out of the roof and that there is no adhesion between rock and rock along $d e$. On these assumptions the wedge-shaped body of rock $a d e$ is acted upon by its weight, W , and the reaction Q on the surface of sliding $a d$. In order to prevent a downward movement of the wedge, the vertical post $a c$ must be able to resist a horizontal force P . The reaction Q acts at an angle ϕ to the normal on the surface of sliding $a d$. The angle ϕ is the angle of friction between the wedge and its base. The weight W is known. The intensity of the forces Q and P can be determined by means of the polygon of forces shown in Fig. 23 *b*.

The angle of friction ϕ depends not only on the nature of the surfaces of contact at a d but also on the hydrostatic pressure in the water which percolates into the space between the two surfaces. Experience with slides in open cuts in stratified rocks indicates that the value of ϕ for stratified rocks with clay or shale partings may be as low as 15° . If no such partings are present, 25° seems to be a safe value.

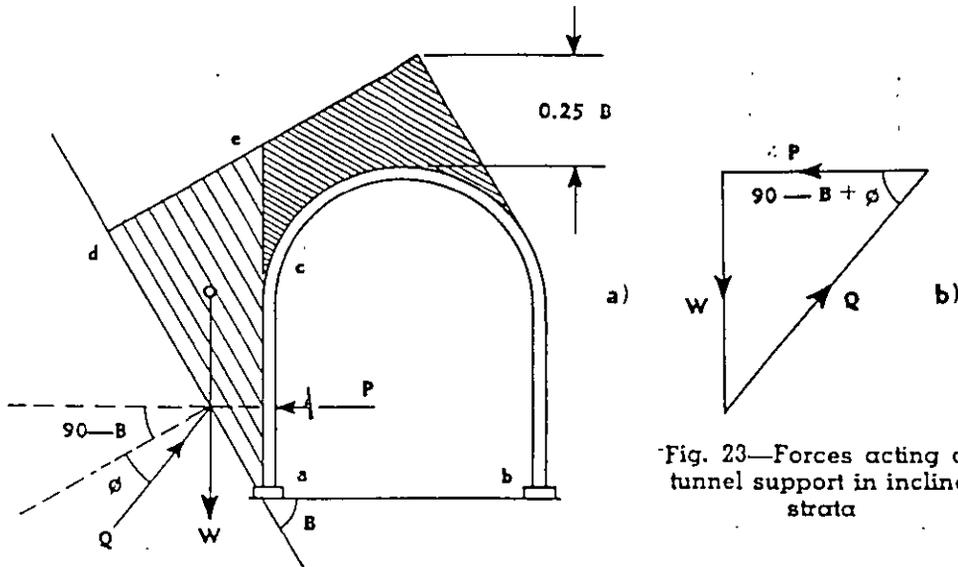


Fig. 23—Forces acting on tunnel support in inclined strata

The highest value for the unit pressure on the roof depends on the slope of the strata. For steep strata it will hardly exceed $0.25 B$, whereas for gently inclined strata it may approach the value $0.5 B$.

TUNNELS THROUGH MODERATELY JOINTED, MASSIVE ROCKS

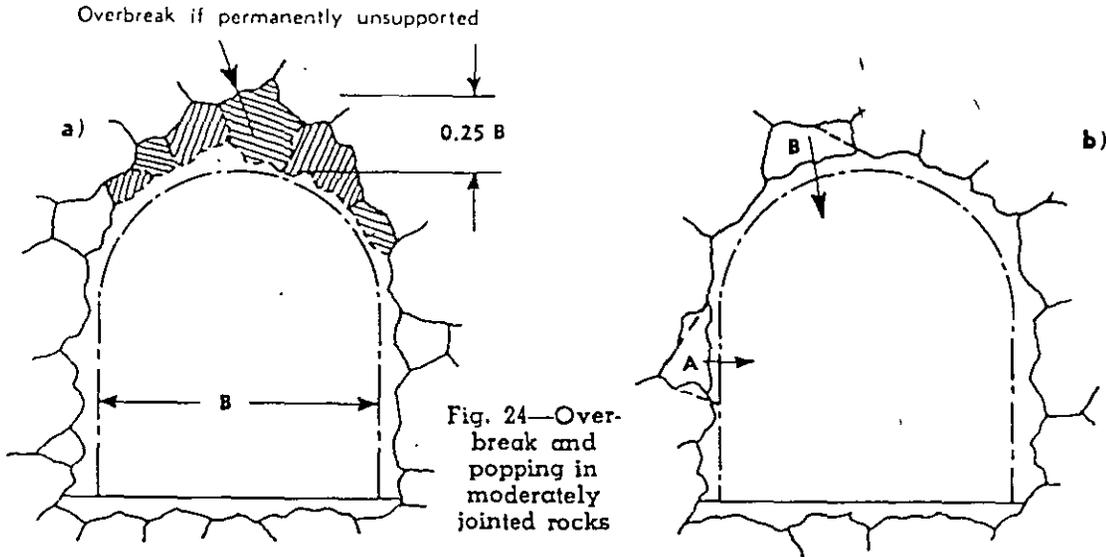
Overbreak and rock load

One set of joints in massive rocks is commonly parallel to the ground surface. Overbreak and rock load conditions in such rocks are similar to those in stratified rocks. If the joints are oriented at random, absence of a roof support would ultimately lead to the formation of a vault-shaped roof as shown in Fig. 24 a. Whatever the orientation of the joints, the blocks located between joints below the zone of rock weathering are so intimately interlocked that they have very little freedom of movement. This is demonstrated by the fact that the vertical sides of tunnels through such rocks rarely require any lateral support. The roof is the only place in the tunnel where blocks are likely to become detached.

Owing to gradual adjustments in the state of stress in the rock adjoining the tunnel the interlocks between blocks may fail long after an unsupported tunnel is finished, but it is hardly conceivable that such failures would occur if the rock is tightly wedged against a tunnel support. Hence the greatest value which the rock load on such a support can assume will be considerably smaller than the weight of the body of rock located between the tunnel support and the upper boundary of the potential overbreak indicated in Fig. 24 a which is $0.25 B$. Hence the actual load on the crown may vary between zero and $0.25 B$ depending on the orientation and spacing of the joints. There is no reason for assuming that the load will increase with time, provided there are no large empty spaces between support and rock.

Popping

If the rock is in a state of intense elastic deformation, due to tectonic stresses or other causes, the connections or interlocks between blocks such as A and B in Fig. 24 b and their neighbors, may suddenly snap, whereupon the block is violently thrown into the tunnel. If such an incident occurs, it is necessary to provide the tunnel with the support prescribed for popping, intact rock (see article on intact rock).



TUNNELS IN CRUSHED ROCK

General character of crushed rock

If a competent rock, such as quartzite or quartzitic sandstone, is subject to intense deformation, for instance by shear in a fault zone, it fractures to such an extent that it loses the capacity to form an unsupported vault bridging a cave or a tunnel. It may even be reduced to powder as if it had passed through a crushing machine.

As a tunnel approaches a zone of intense crushing, it passes through rock which is more and more intensely jointed and finally it enters a zone in which the rock resembles cohesionless sand. Yet, experience shows that even in sand and in completely crushed but chemically intact rock, the rock load on the roof support does not exceed a small fraction of the weight of the rock located above the roof and if the depth of the overburden is greater than about 1.5 times the combined width and height of the tunnel, the rock load is practically independent of depth. The cause of this phenomenon is commonly known as *arch action*.

Arch action in crushed rock

The term *arch action* indicates the capacity of the rock located above the roof of a tunnel to transfer the major part of the total weight of the overburden onto the rock located on both sides of the tunnel. The body of rock which transfers the load will briefly be referred to as the *ground arch*.

In order to investigate the cause of arch action and the laws which determine the rock load on the roof support, numerous model tests have been made with perfectly

cohesionless sand. A detailed description of these tests will be presented in a companion volume on "Earth Tunneling with Steel Support." The test results led to the following conclusions regarding the prerequisites for arch action and the factors which determine the load on the roof support in tunnels through crushed rock and cohesionless sand located above the water table.

(a) The arch action is the inevitable consequence of the local stress relaxation produced by mining operations. The mechanics of the arch action are illustrated by Fig. 25. In this figure the ground arch is represented by the shaded area $a c d b$. The ground arch has a width B_1 . While the tunnel is being excavated and the support installed, the mass of crushed rock or cohesionless sand constituting the ground arch

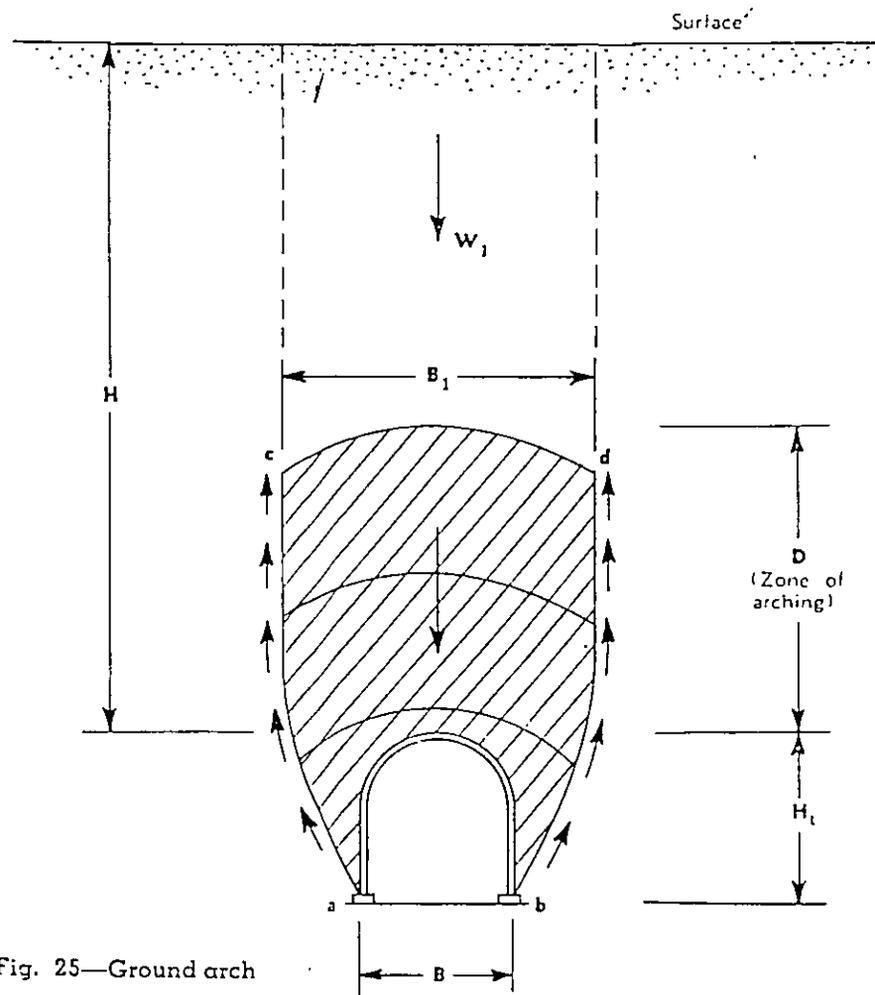


Fig. 25—Ground arch

tends to move into the tunnel. This movement is resisted by the friction along the lateral boundaries $a c$ and $b d$ of this mass. The friction forces transfer the major part of the weight of the overburden, with height H onto the material located on both sides of the tunnel and the roof support carries only the balance, equivalent to a height H_p .

(b) The thickness D of the ground arch is roughly equal to $1.5 B_1$. Above the ground arch the pressure conditions in the rock remain practically unaffected by the tunnel operations.

(c) A very small downward movement of the crown of the tunnel suffices to reduce the rock load on the support of the intrados of the arch to a value $H_{p, \text{min}}$, which is very much smaller than the thickness D of the ground arch. If the crown of the ground arch is allowed to subside still more, the rock load on the roof support increases and approaches a value $H_{p, \text{max}}$ which, however, is also much smaller than D .

(d) After the roof support is installed and tightly backpacked, the rock load increases at a decreasing rate by about fifteen percent from H_p to $H_{p, \text{ult}}$.

$$H_{p, \text{ult}} = 1.15 H_p \quad (1)$$

(e) As the depth of the overburden on a tunnel with a given cross-section increases from zero, the roof load increases as indicated by curve C in Fig. 26. With increasing depth H the rock load approaches a value H_p , which is independent of depth.

(f) The value H_p in Fig. 26 increases approximately in direct proportion to the width B_1 of the ground arch, Fig. 25, everything else being equal. This relation can be expressed by the equation

$$H_p = C \times B_1 \quad (2)$$

wherein C is a constant. The value of C depends on the degree of compactness of the crushed rock or sand and on the distance d through which the crown of the ground arch subsided while the tunnel was mined and the roof support was being installed. Numerical values for C will be presented under the following subheading.

Rock load on roof support in tunnels through completely crushed rock or sand above the water table

Fig. 27 is a cross-section through a tunnel through chemically intact rock, crushed to sand, located at great depth below the surface. The lower boundaries of the mass of rock which tends to move into the tunnel (body $a b d c$ in Fig. 25) rise from the outer edges of the bottom of the tunnel at a slope of about 2 (vertical) on 1 (horizontal). Hence the width B_1 of the ground arch, Fig. 25, is roughly equal to

$$B_1 = B + H_1 \quad (3)$$

wherein B is the width and H_1 the height of the tunnel.

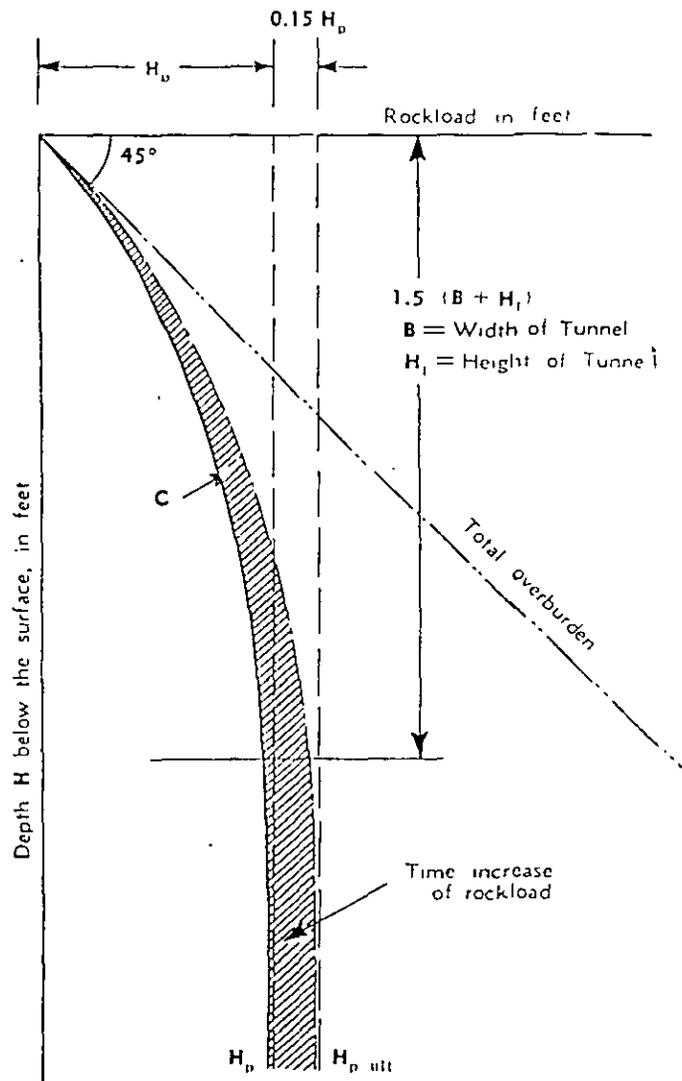


Fig. 26—Load-depth relationship on tunnel in sand

(12)

The rock load H_p is represented in Fig. 27 by the rectangle $e f f_1 e_1$. The balance of the weight of the overburden is carried by the ground arch. The weight of the middle part $c d d_1 c_1$ is transferred by the ribs of the tunnel support to the floor of the tunnel. The weight of the outer part acts as a surcharge on the top of the wedge-shaped bodies which tend to slide into the tunnel and increase the horizontal pressure exerted by these bodies.

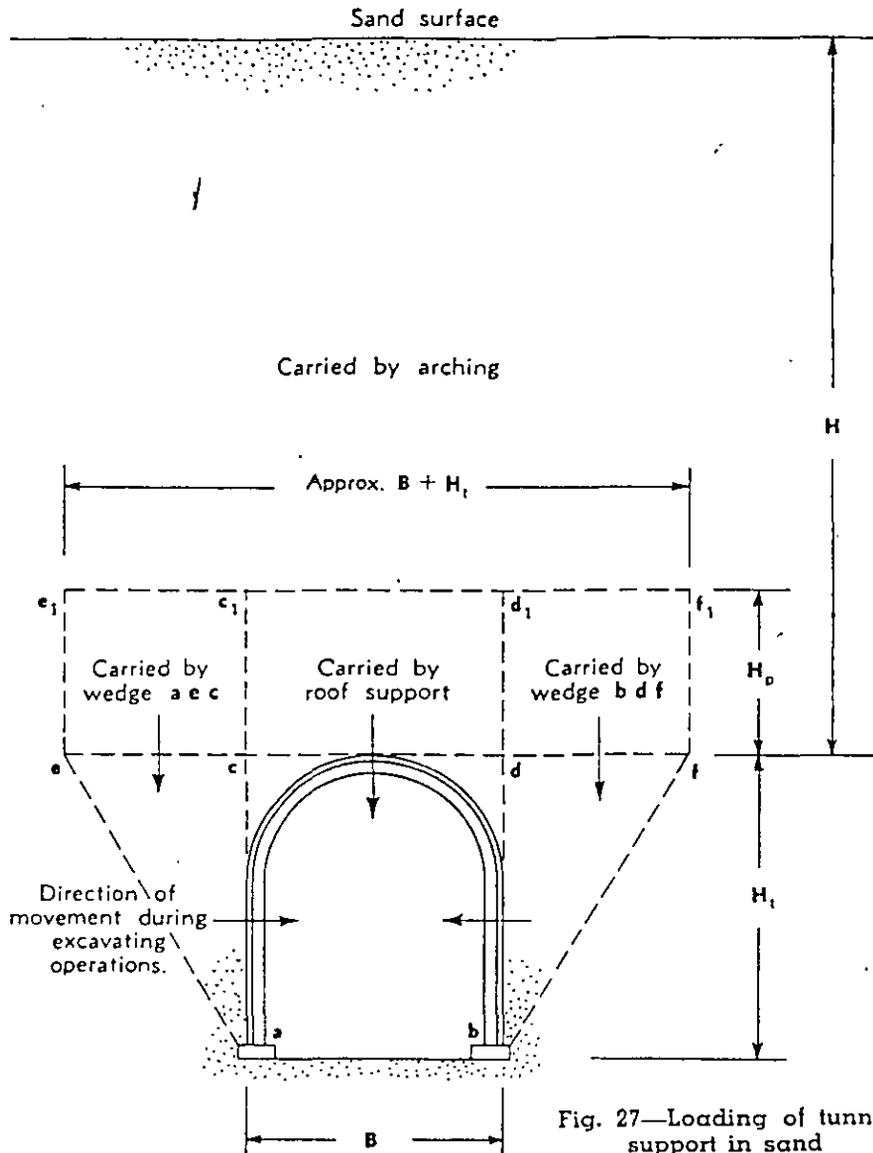


Fig. 27—Loading of tunnel support in sand

The rock load H_p is determined by eq. (2). According to the text accompanying this equation, the value of the constant C depends on the degree of compactness of the materials in which the tunnel is located and on the distance d through which the crown of the ground arch yielded before the support was installed. The distance d is not known and it can hardly be determined by practicable means. At a given width B of the tunnel it depends to a large extent on the skill of the miners and on the care with which the tunnel support is backpacked. The following numerical values are exclusively based on the results of the model tests with dry sand. Nevertheless it is

believed that they furnish fairly accurate information concerning the influence of the degree of compactness of the crushed rock and of the amount of yield associated with the mining operations on the intensity of the rock load.

$$\text{Dense sand } H_{p \text{ min}} = 0.27 (B + H_t) \quad \text{for yield of } 0.01 (B + H_t) \quad (4)$$

$$H_{p \text{ max}} = 0.60 (B + H_t) \quad \text{for yield of } 0.15 (B + H_t) \text{ or more} \quad (5)$$

$$\text{Loose sand } H_{p \text{ min}} = 0.47 (B + H_t) \quad \text{for yield of } 0.02 (B + H_t) \quad (6)$$

$$H_{p \text{ max}} = 0.60 (B + H_t) \quad \text{for yield of } 0.15 (B + H_t) \text{ or more} \quad (5)$$

The sand pressure on the sides of the tunnel support can be estimated by means of the earth pressure theory. In this way, it was found that the average unit pressure p_h on these sides is roughly equal to

$$p_h = 0.30 w (0.5H_t + H_p) \quad (7)$$

in which w is the weight per cu. ft. of the sand.

After the tunnel support is installed and backpacked, both the rock load and the side pressure gradually increase by about 15 percent, regardless of the initial value of H_p .

Experience shows that the roof load in tunnels through crushed rock and sand above the water table is commonly much closer to the minimum than to the maximum values determined by the preceding equations. This fact indicates that the slight movement of the rock towards the tunnel, induced by the mining operations, fully satisfies the deformation condition for arching. Since a yield of the rock beyond the minimum required to produce arch action causes an increase of the load on the roof, the tunnel support should be as quickly and tightly backpacked as conditions permit.

Effect of seepage on arch action in sand and crushed rock

If a tunnel through sand or crushed rock is located below the water table the tunnel acts like a sub-surface drain and the water percolates through the voids or interstices of the surrounding material towards the tunnel. The effect of the percolating water on the arch action was investigated by means of model tests similar to those referred to under the preceding subheading. The sand located above the model of the tunnel roof was flooded. The tunnel roof was perforated and the water which percolated through the roof was continuously replaced. By measuring the pressure on the tunnel roof corresponding to different amounts of subsidence of the crown of the ground arch located above the roof it was found that the flow of water does not interfere with the arching action. But the load exerted by the percolating water roughly doubles the height H_p of the layer of sand whose weight exerts load on the roof.

Effect of seepage on bearing capacity of rib footings

If a tunnel through sand is located below the water table, the water percolates towards the tunnel as shown in Fig. 28 a. Part of the seepage percolates through the sand in an upward direction and enters the tunnel through the floor. In order to investigate the influence of such a flow on the stability of the floor and its capacity to sustain the load transferred through the posts onto the footings the experiment illustrated by Fig. 28 b was made. A layer of sand with thickness H was placed on a sieve located above the bottom of cylindrical vessel. Water entered the vessel from below at a , percolated through the sand in an upward direction and left the vessel at b . The

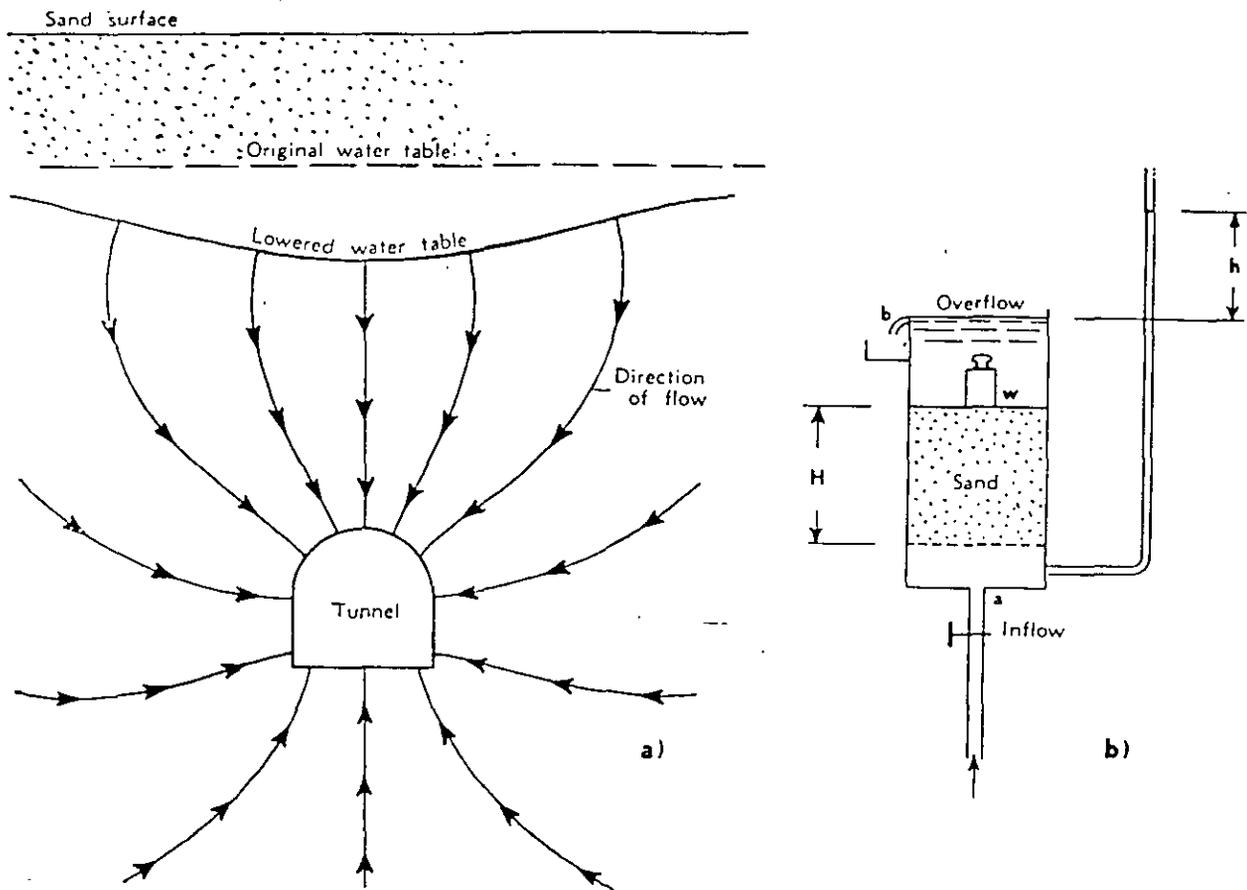


Fig. 28—Effect of seepage on tunnel floor in rock crushed to sand

a). Diagram showing flow of water from waterbearing sand into tunnel with permeable lagging. The seepage towards the floor reduces bearing capacity of sand.

b). Apparatus for demonstrating effect of rising current of seepage on bearing capacity of sand. As the head of water h approaches the depth of sand H , the weight w settles perceptibly indicating a loss of bearing value. When h becomes approximately equal to H , the weight sinks through the sand to the bottom of the sand layer.

loss of head h associated with the flow of water through the sand was measured by means of a piezometric tube. The ratio $i = h/H$ is known as hydraulic gradient.

While the hydraulic gradient increased from zero towards unity, the structure of the sand remained practically unchanged. However, it was observed that the settlement of the weight w which rested on the sand increased perceptibly, indicating a decrease of the bearing capacity of the sand. As soon as the hydraulic gradient became approximately equal to unity, the sand started to boil and the weight disappeared in the sand as if the sand had turned into a liquid. The exact value of the hydraulic gradient at which this event takes place is equal to the ratio between the submerged unit weight of the sand and the unit weight of the water¹.

The hydraulic gradient at which the water enters a tunnel through the floor is commonly somewhat smaller than unity. Nevertheless, it is important enough to reduce

1. Karl Terzaghi, *Erdbaumechanik*, Vienna, 1925.

the bearing capacity of the sand at the floor to a small fraction of the bearing capacity of the same sand in a drained state. Hence in tunnels through cohesionless crushed rock the support of the footings of the ribs is rather difficult. Furthermore the working face in a tunnel through such material requires tight breasting. Only a small part of the face can be exposed at a time. Hence, mining must be carried out in small pockets. In other words, rock tunneling methods must be supplanted by the methods which are used when tunneling through waterbearing sand. Fortunately, crushed rock with such character is rather rare.

TUNNELS IN BLOCKY AND SEAMY ROCK

Character of rock

The term *blocky and seamy* rock indicates a rock in which the blocks located between joints are neither interconnected nor intimately interlocked. This condition is encountered in both closely jointed and badly broken rock. The joints may be narrow or wide, empty or filled with the products of rock weathering. Such a rock has essentially the character of a dense sand with very large grains and little or no cohesion. If the joints are oriented at random, the roof load is likely to be associated with a horizontal pressure on the sides of the tunnel support.

Relation between rock load, cross-section and depth of tunnel

On account of the absence of cross connections and intimate interlocking between adjoining blocks, the intensity of the load on the roof of the tunnel is determined by laws similar to those disclosed by the arching experiments with sand. According to these laws (see Eqs. 4 to 6), the load H_r on the roof support in tunnels at a considerable depth is independent of depth and increases in direct proportion to the sum of width B and height H_t of the tunnel. Hence if $H_{r,10}$ is the load on the roof of a tunnel with a width and height of 10 ft., the corresponding load on the roof of a tunnel with any width B feet and any height H_t feet through the same rock is:

$$H_r = H_{r,10} \times \frac{B + H_t}{20} \quad (8)$$

Empirical values for $H_{r,10}$ will be given below.

Dome action

The arch action described in the preceding article takes place when the rock located above the roof is supported only on two sides. In the immediate vicinity of the working face the rock is supported on three sides, by the rock adjoining the two sides of the tunnel and by the rock adjoining the working face. Hence in this part of the tunnel the weight of the overburden is carried not by an arch but by a half dome. A half dome can carry a heavier load than an arch with the same span. Therefore in the immediate vicinity of the working face the load on the tunnel support will be somewhat lower than at greater distances from the face.

The transition from half-dome to arch is indicated in Fig. 29 α . This figure represents a vertical section through the center line of a tunnel. The length l_1 is the length of tunnel blasted out per round. Immediately above the working face the overburden is carried by a half-dome, whereas at a greater distance it is carried by an arch.

Time effects and the bridge-action period

Experience shows that a mass of blocky or seamy rock does not commonly react at once to the change of stress produced by excavating a tunnel. The blast creates an

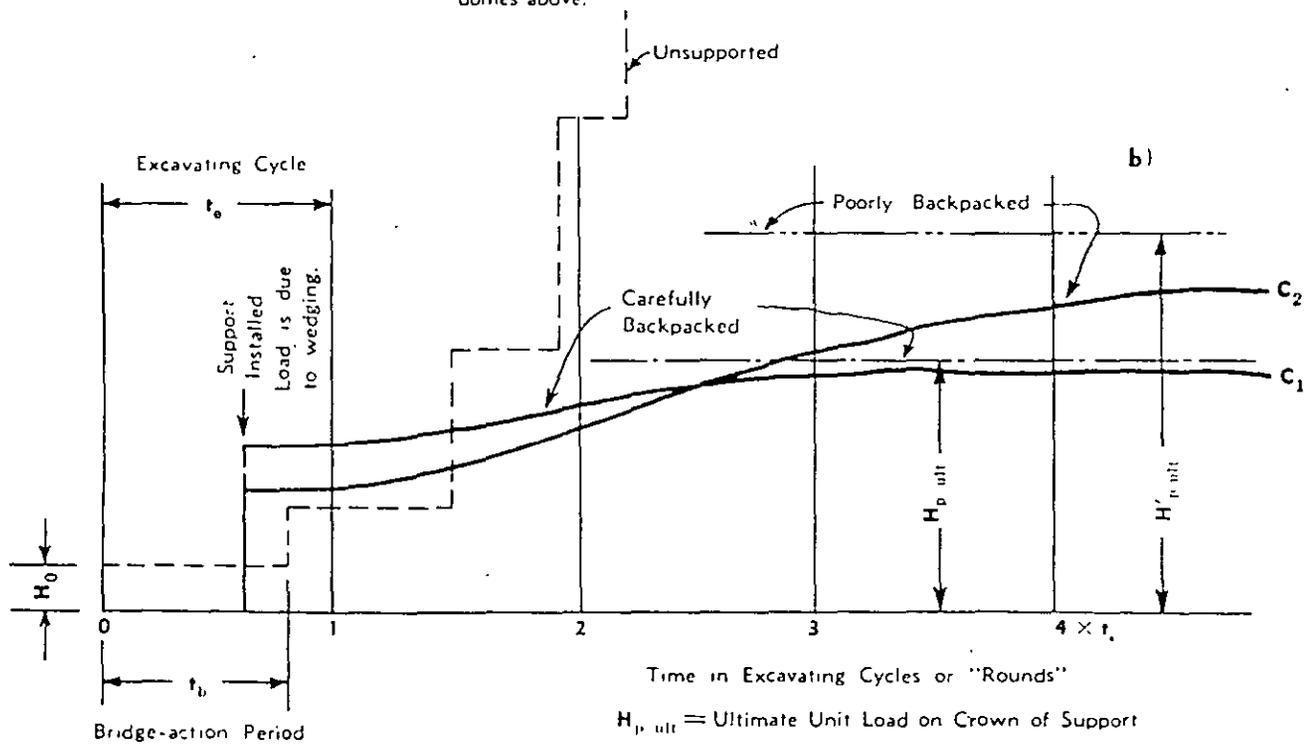
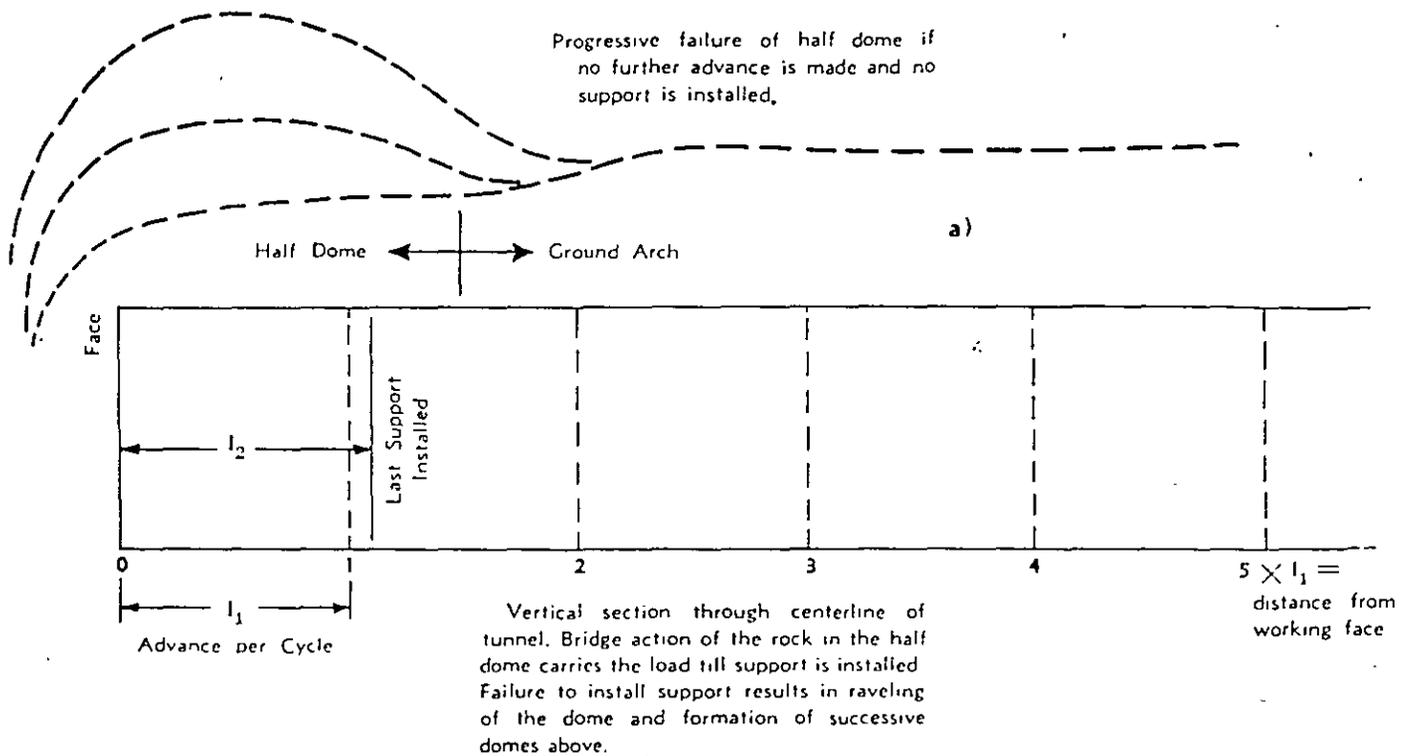


Fig. 29—Relation between time, overbreak and rock load in blocky and seamy rock.

Abscissas represent time in excavating cycles. Ordinates of dash lines indicate height H of overbreak in a given tunnel profile if mining is discontinued and no support is installed. The rock drops out of the roof in increasing installments and finally the heading caves in. Ordinates of full lines represent rock load H_p in feet in given profile if mining is continued and supports are installed as mining proceeds.

unsupported section of roof located between the new face and the last rib of the tunnel support. As soon as the natural roof support of this section is removed by blasting, some blocks drop out of the roof, leaving a small gap in the half-dome. If the newly exposed roof section is left without support, some more blocks drop out after a while, thus widening the gap and compromising the stability of the half-dome still more. Finally the entire mass of rock constituting the half-dome drops into the tunnel and a new half-dome is formed above the space previously occupied by its predecessor. The new half-dome also starts to disintegrate and the process continues until the tunnel section adjoining the working face is filled with rock debris.

The rate at which the progressive deterioration or raveling of the half-dome takes place depends on the shape and size of the blocks between joints, on the width of the joints, on the matrix which occupies the joints and, last but not least, on the distance l_2 between the new working face and the last support. The delays in the process of deterioration can be due to a viscous resistance of the joint-filling against rapid slippage along joints or to the progressive failure of interlocks between blocks or to both. Before the rock falls assume the character of a general breakdown of the half-dome, the blocky rock bridges the gap between the working face and the last support. Hence the time which elapses between firing the shots and the breakdown of the equilibrium of the half-dome will be designated as *bridge-action period* t_b of the rock. The value of t_b determines both the inevitable overbreak and the method for mining through the rock. The method of mining must be so chosen that the support is installed before the bridge-action period expires.

Practical importance of bridge-action period

Fig. 29 b illustrates the practical importance of the bridge-action period. In this figure the abscissas represent the time and the ordinates the vertical distances H between the crown of the pay line and the top of the overbreak. Time zero corresponds to the time when the shots were fired and H_0 is the height of the overbreak immediately after the shots were fired. If excavation is discontinued at that stage and the roof between the new working face and the end of the supported section of the tunnel is left unsupported indefinitely the rock will drop out of the roof in installments of increasing magnitude, as indicated by the stepped-up dash line. Between two successive rock falls indicated by steps, the roof descends imperceptibly, but it descends. The bridge action period t_b is equal to the time between firing the shot and the time when the first installment of rock drops out of the roof without provocation.

Effect of back-packing on rock load

Even if an adequate tunnel support is constructed, back packed and wedged in the freshly excavated section before the bridge-action period expires, the rock load on the roof support will increase for two reasons. First of all, as the working face advances beyond a given point, the half-dome action is superseded at that point by arch action. Second, backpacking and wedging of the support does not stop the movements of adjustment in the rock above the roof. Before the roof support was installed and wedged, all the joints in the rock above the roof opened up to some extent. This process is associated with a slight downward movement of the roof. The initial load on the roof support is equal to the force required to stop the downward movement of the lower boundary of the entire mass of blocks. However, the blocks themselves continue to change their position. The joints in the rock immediately above the roof become slightly narrower, whereas those at higher elevations open up. During this process the load on the roof support increases and it does not become constant until the movements have ceased.

The total increase of the load on the roof, and the time which elapses until the load becomes practically constant, depends to a large extent on the thoroughness with which the tunnel support is back-packed and wedged. If this is done with care, the ultimate load H_p may develop within a week after the support was constructed. This is indicated by curve C_1 in Fig. 29 b. The ordinates of this curve represent the load on the roof.

On the other hand, if the tunnel support was carelessly back-packed and inadequately wedged, the initial load on the support is likely to be smaller than that on the well-wedged support. However, the load will increase for many weeks, as indicated by curve C_2 in Fig. 29 b, and the ultimate load $H_{p,ult}$ will be higher than H_p because the yield of the rock towards the tunnel is associated with the progressive disintegration of the structure of the rock located within the ground arch.

Effect of span on bridge-action period

The bridge-action period for a given material increases rapidly with decreasing distance between supports. Thus for instance a very fine, moist and dense sand can bridge a space one foot wide for several hours. Yet the same sand would almost instantaneously drop through a gap between supports with a width of five feet. The shortest distance $l_{z,min}$ to which the span between the last set of roof supports and the face can be reduced is somewhat greater than the length l_1 of the tunnel section which is taken out by one round. This distance averages six-tenths of the width of the tunnel or drift. It varies considerably with the nature of the rock and seldom exceeds 15 ft. However, in moderately jointed rock it is commonly advantageous to erect the roof support at some distance l_2 from the working face. Hence if rock conditions deteriorate to such a degree that the bridge-action period t_b threatens to become shorter than the duration t_e of one excavation cycle, the support should be carried closer to the working face, or, if necessary, even tight to the face involving $l_2 = 0$.

The influence of the bridge-action period on the sequence of operations is illustrated by Fig. 30. This figure shows the duration of the individual cycle. If the bridge-action period is only slightly longer than the time t , for ventilating, important

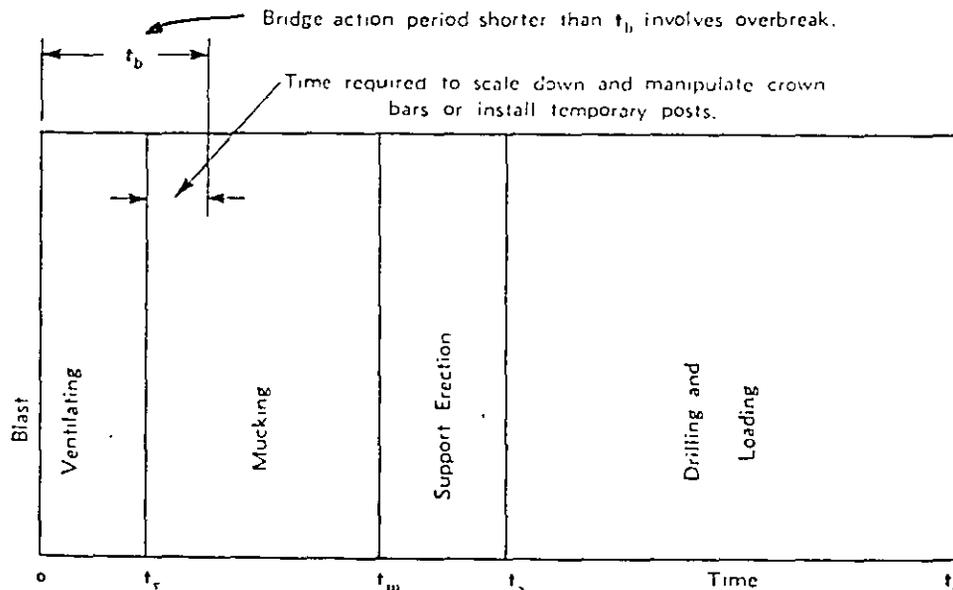


Fig.30—Diagram representing operating cycle for one round

overbreak is inevitable. If it is between t_1 and t_2 , representing the time to the end of the support erection operation, excessive overbreak can be avoided with the assistance of crown bars or by driving a top heading so that support can be installed before mucking is complete, or both. Finally if it is as long or longer than t_2 , no special precautions are required.

The bridge-action period for cohesionless sand or of badly broken rock without cementing material is almost zero. Hence if a tunnel passes abruptly from fairly sound rock into such materials, excessive overbreak at the point of transition is almost inevitable. The following incidents illustrate this statement. The tunnel shown in Fig. 11 approached a wide seam filled with sand or completely crushed rock, and water. As soon as the rock partition between the tunnel and the seam was removed by blasting, water and sand flowed into the tunnel as shown in the illustration. In a tunnel near Philippeville in Algeria a zone of blocky and seamy quartzitic schist was encountered. The bridge-action period of this material was so short that about 60 cubic yards dropped out of the roof, leaving a dome with a height of about 30 feet above the pay line.

Roof load

No definite boundary can be established between moderately jointed and blocky and seamy rock. As a consequence the roof load may have any value between the upper limiting value for moderately jointed rock, which is $0.25B$, and the upper limiting value for very blocky and shattered rock, which is many times higher. The transition from one extreme to the other is gradual in some places, abrupt in others. For the sake of convenience, two degrees of blockiness will be distinguished. The first will be referred to as moderately blocky and the second one as very blocky and shattered rock.

Our knowledge of the intensity of rock loads on tunnel supports is derived chiefly from the results of tests which were carried out in various railroad tunnels in the eastern Alps. In these tests wooden blocks with known strength were inserted between the individual members of timber sets and the load H_p on the timbering was estimated from the visible manifestations of the progressive failure of the blocks. On the basis of the results of such observations the following conclusions have been reached regarding the values of H_{p10} for the rock loads on tunnel supports in moderately and very blocky rock. In wet tunnels through moderately blocky rock, the initial value of H_{p10} may be zero, and it increases to not more than about 7 ft. of rock. In wet tunnels through very blocky and shattered rock, the initial value of H_{p10} (load after one or two days) may be as high as 12 ft., and it may increase to a final value of as much as 21 ft. By introducing these values of H_{p10} into Eq. 8, we obtain for the roof load the values contained in Table 1.

TABLE 1
Rock Loads (in feet) in Blocky and Seamy Rock

	<i>Initial value</i>	<i>Ultimate value</i>	
Moderately blocky rock	$H_p = \text{zero}$	$H_{p, \text{ult}} = 0.25 B$ to $0.35 (B + H_1)$	(9)
Very blocky and shattered rock	$H_p = \text{zero}$ to $0.60 (B + H_1)$	$H_{p, \text{ult}} = 0.35 (B + H_1)$ to $1.10 (B + H_1)$	(10)

In dry tunnels the values of H_p can be very much lower than in wet tunnels. However, during spring thaws and during long wet spells, every tunnel which is not

located beneath a city with paved streets is likely to be wet. Therefore, it is advisable to disregard dry conditions.

In connection with roof load estimates, blocky and seamy rock may be considered as a crushed rock with very large grain and low porosity. Therefore, it is interesting to compare the preceding equations with those obtained on the basis of the result of the laboratory tests with sand, equations 4 to 6. Both sets of equations are assembled in Table 2.

TABLE 2

Comparison Between Rock Load (in feet) in Sand and in Blocky and Seamy Rock

Material		Above water table		Below water table ¹	
		$H_{p, \min}$	$H_{p, \max}$	$H_{p, \min}$	$H_{p, \max}$
Dense sand ²	Initial	0.27 (B + H _t)	0.60 (B + H _t)	0.54 (B + H _t)	1.20 (B + H _t)
	Ultimate	0.31 (B + H _t)	0.69 (B + H _t)	0.62 (B + H _t)	1.38 (B + H _t)
Loose sand ²	Initial	0.47 (B + H _t)	0.60 (B + H _t)	0.94 (B + H _t)	1.20 (B + H _t)
	Ultimate	0.54 (B + H _t)	0.69 (B + H _t)	1.08 (B + H _t)	1.38 (B + H _t)
Moderately blocky ³		$H_{p, \min} =$	0	increasing up to $H_{p, \max} = 0.35 (B + H_t)$	
Very blocky and shattered		$H_{p, \min} =$	$.60 (B + H_t)$	increasing up to $H_{p, \max} = 1.10 (B + H_t)$	

1. Values are roughly equal to twice those for dry sand.

2. Values computed on basis of laboratory tests.

3. Values computed on the basis of the results of observations in railroad tunnels.

The values for rock tunnels given in Table 2 were obtained from observations in tunnels below the water table. Therefore they should be compared with those for cohesionless sand below the water table. The table shows that the ultimate rock load in feet of rock in moderately blocky and seamy rock is considerably lower than the ultimate minimum value for dense sand whereas the corresponding value for very blocky and shattered rock is roughly equal to the ultimate minimum value for loose sand. These data demonstrate that the inevitable yield of the rock towards the tunnel, prior to wedging and backpacking, is important enough to develop the arch action to the fullest extent. Any yield in excess of this amount, due to careless mining or inadequate backpacking would probably increase the ultimate rock load. According to the table, the initial rock load on the roof support in blocky and seamy rock is very much smaller than in sand, everything else being equal, but the ultimate rock load is of the same order of magnitude.

Roof pressure in tunnels above the water table

If the joints in a blocky and seamy rock do not contain clay, the pressure of the rock on the tunnel support may be as high as one-half of the pressure exerted by the same rock on the same tunnel at a considerable depth below the water table. On the other hand, if the joints are partially or entirely filled with clay, a nominal support may be sufficient to hold up the roof during the dry season because in a dried-out state the clay acts as a cementing material. However, during long wet spells the clay ceases to act as an effective binder whereupon the pressure on the tunnel support becomes as heavy as if the joints were lubricated.

Owing to this cause, several large tunnels, (including the Stapleton Tunnel in England and The Altenbeker Tunnel in Germany) which were mined and timbered during the dry season, caved in soon after the autumn rains started. Hence if it is not certain

(2)

that the rock located above the tunnel will remain practically dry throughout the year, it is advisable to design the tunnel support on the basis of the values obtained by means of Eqs. 9 and 10, regardless of the appearance of the rock during mining operations.

EARTH PRESSURE PHENOMENA IN DECOMPOSED ROCK AND IN CLAY

Relationship between decomposed rock and clay

Chemical alteration changes many rocks including all igneous rocks and most shales and schists into clay. Some rocks may be converted entirely into clay whereas in others the transformation is limited to some of the mineral constituents. Alteration may take place throughout the entire mass or only along fissures. In any event the properties of the altered rock are entirely different from those of the original rock and are commonly similar to or even identical with, those of clay.

Since large bodies of chemically altered rock are not uncommon, some tunnels are located partly or entirely in such rock. A knowledge of tunneling conditions in altered rock is therefore of greatest importance to the tunnel engineer.

The processes of excavating and of installing a tunnel support induce arching in decomposed rock as they do in blocky and seamy or in crushed rock. In other words, the ultimate rock load is commonly much smaller than the weight of the overburden. However, the development of the ground arch in decomposed rock is associated with and followed by phenomena which are wholly absent in tunnels through shattered or crushed, but chemically intact, rock. The bridge-action period in decomposed rock is very much longer than in crushed rocks. Therefore breasting is rarely necessary in decomposed rock. On the other hand, the rock load on the tunnel support is likely to increase, in the course of weeks or even months, to a value which is many times higher than the initial one. Very similar phenomena are encountered when tunneling through sedimentary clay. As a matter of fact, tunneling conditions in decomposed rock are so similar to those in clay that the methods for tunneling through clay can be used without any modification on tunnel jobs in decomposed rock.

The striking resemblance between tunneling conditions in decomposed rock and in clay is due to the low permeability, the high compressibility and other peculiar properties of clayey materials in general. In order to be able to grasp the practical implications of the clay content of decomposed rock and to take full advantage of clay tunneling experience when tunneling through altered rock, the engineer must be familiar with the significant properties of clay in general. The following paragraphs contain a summary of our present knowledge of clays and of clay behavior on tunnel jobs.

Difference between sand and clay

Both sand and clay constitute aggregates of mineral particles which can be separated from each other by agitating the aggregate with water. The difference between the two materials resides chiefly in the size and shape of the particles.

The term sand is commonly applied to aggregates of more or less equi-dimensional grains greater than 0.05 mm. or about 1/500-inch, whereas clay owes its peculiar properties to what are known as clay minerals with a grain-size of less than 0.002 mm. or about 1/12500-inch.

Clay minerals are subdivided into three groups, the Kaolin, Illite and Montmorillonite group. Most of the clay constituents have the appearance of minute mica flakes, but their physical properties are very different. Two sands with equal grain-size are very

similar to each other, whereas two clay fractions with equal grain-size may have very little in common. The worst troublemakers among the clay minerals are the members of the Montmorillonite group, because the presence of a high percentage of these minerals in a clay is commonly associated with an excessive swelling tendency.

In a finely subdivided state the micaceous constituents of many rocks, such as chlorite-, sericite- and mica-schists and various shales, possess all the properties of real clays. Hence if a rock containing a high percentage of such minerals is completely crushed, for instance along the walls of a fault, it acquires even in a chemically unaltered state the physical properties of a clay soil.

In connection with tunneling, the most important physical properties of clay are the swelling associated with the removal of a pressure, the relation between pressure and shearing resistance, and the rate at which the clay reacts to a change in the stress conditions.

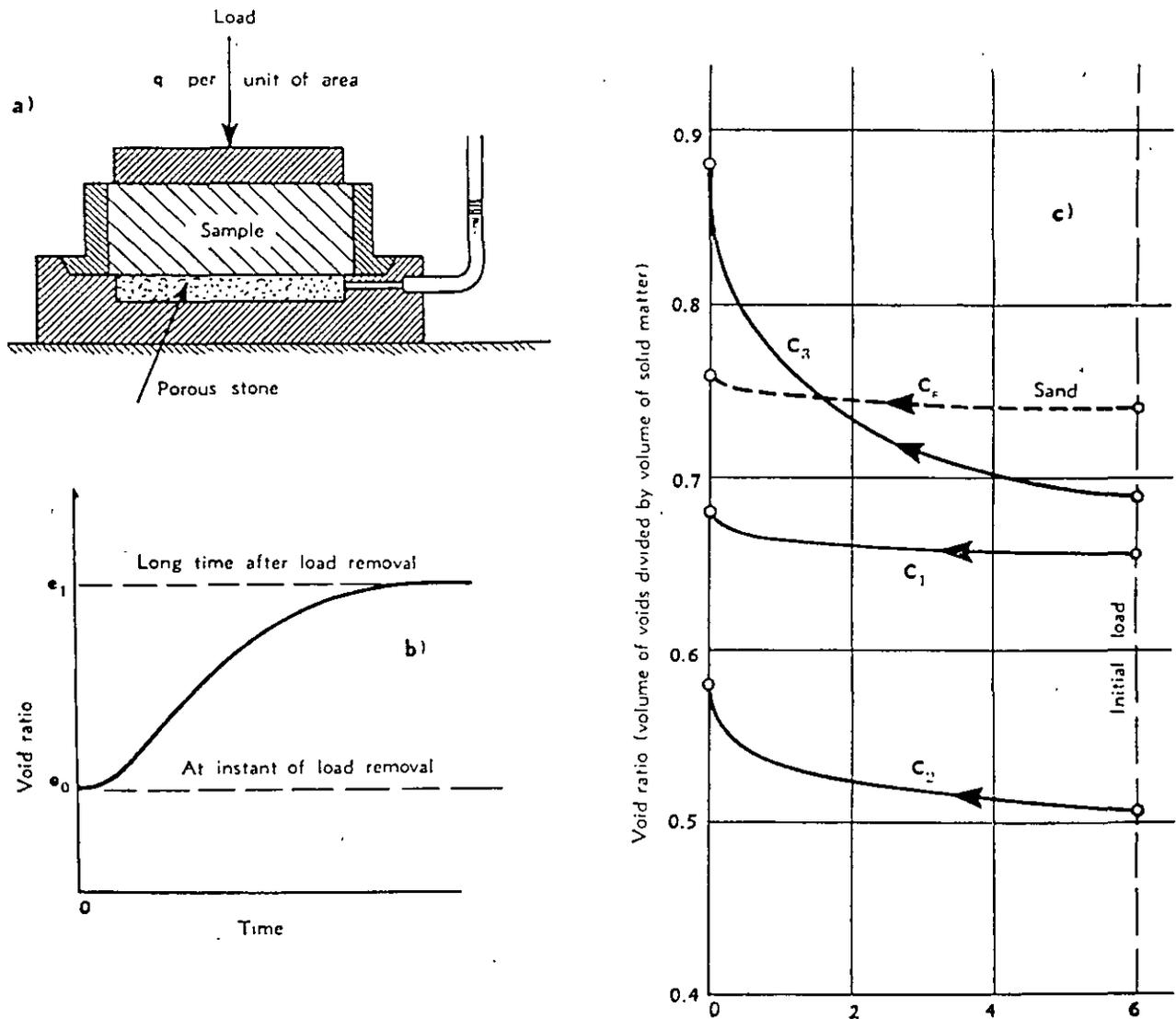


Fig. 31—Volume, time, pre-load relationship of clays

Swelling due to load removal

The effect of a load reduction or removal on the water content of a clay can be investigated by means of the consolidation apparatus shown in Fig. 31 a. It consists of a low, cylindrical vessel and a loading device. The bottom of the vessel is covered with a porous stone. The voids of the stone are filled with water which communicates with the water contained in a short, open piece of pipe. In order to get information on the swelling properties of a clay at a given depth below the surface, an undisturbed sample of the clay is secured at that depth. It is trimmed, introduced into the container of the consolidation apparatus and charged with a unit load q equal to the overburden pressure per unit of area. After its water content has become constant, the load is removed by increments. After each load removal the clay swells at a decreasing rate as shown in Fig. 31 b. In this figure the abscissas represent time and the ordinates the corresponding void ratio. The void ratio is equal to the volume of the water divided by the volume of the solid matter. Since the increase of the volume of the clay is exclusively due to the increase of its water content, the increase of the ordinates in Fig. 31 b also represents the increase of the volume of the clay due to swelling. The time which elapses until the clay practically ceases to swell depends on the permeability of the clay, everything else being equal. The reason for this relationship will be explained below.

After the swelling due to the removal of a load increment has ceased, the void ratio is determined, and the next load increment is removed. By plotting these void ratios against the unit load under which the clay expanded, a curve similar to the swelling curves C_1 to C_3 , Fig. 31 c is obtained. Curve C_1 represents a greenish, calcareous clay from the Atlantic coast of the United States. Curve C_2 shows the results of tests on a clay sample from a subway tunnel in Chicago, and C_3 those of tests on an energetically swelling clay encountered in the construction of a subway tunnel in the suburbs of Paris, France. For comparison the swelling curve C_4 for an ordinary sand has been added.

For any given material, sand or clay, the increase of the void ratio due to the removal of a load increases with the intensity of the load under which the clay had previously been consolidated. Part of the excessive swelling of the clay represented by curve C_3 was due to the fact that this clay has been consolidated under the influence of a pressure far in excess of the present overburden pressure and part of it to a high Montmorillonite content.

When excavating a tunnel through clay, the clay adjoining the tunnel walls passes through the same process as that represented by the curves C_1 to C_3 in Fig. 31 c. The water required to produce the swelling is drawn out of the clay located at a greater distance from the tunnel. It is associated with a softening-up of the clay at the tunnel walls.

It has often been claimed that the softening and swelling of stiff clays in tunnels is due to the contact of the clay with the moist atmosphere in the tunnel. The following observations show that this opinion is unjustified.

In the tunnel through the clay represented by curve C_3 in Fig. 31 c it was found that the average water content of the clay adjoining the walls of the tunnel increased within about two weeks from an average of 56 per cent to more than 100 per cent of dry weight. The increase of the water content was associated with a heavy swelling pressure sufficient to crush the timbering. It was claimed that the water came out of the air in the tunnel. In order to find whether this explanation was correct, a sample of clay was taken at the heading, placed in a dish and exposed to the atmosphere in

the tunnel. In a few days the sample was dry. Hence it was obvious that the water which entered the clay adjoining the walls did not come out of the air but out of the clay located beyond the zone of swelling. As a matter of fact, subsequent horizontal borings and water content determinations showed that the water content of the clay at a distance of more than about 15 ft. from the tunnel was well below the average water content of the clay prior to construction.

Relation between pressure and shearing resistance

The relation between pressure and shearing resistance for particle aggregates such as sand or clay is commonly investigated by means of the shear box apparatus shown in Fig. 32 a. The sample is introduced into a square box. Its top surface is covered with a plate and loaded. The bottom of the box is covered with a porous stone. The voids of the stone communicate with a short, open pipe.

The lower part of the box is stationary, whereas the upper one can be pulled in a horizontal direction. Pulling the top part ultimately produces a shear failure in the sample along the plane located between the lower and upper part of the frame.

Fig. 32 b represents the results of shear tests on a sample of sand. The abscissas represent the unit load on the sample and the ordinates, the shearing force per unit of area at the instant of failure. At any given unit load q the corresponding unit shearing resistance s is equal to $q \tan \phi$. The angle ϕ is known as *angle of internal friction*. The value of ϕ for sand is practically independent of whether or not the test load was preceded by a higher one. It is also practically independent of the rate at which the shearing force is applied. For a given sand the value ϕ increases considerably with increasing density. It ranges for sands in a loose state

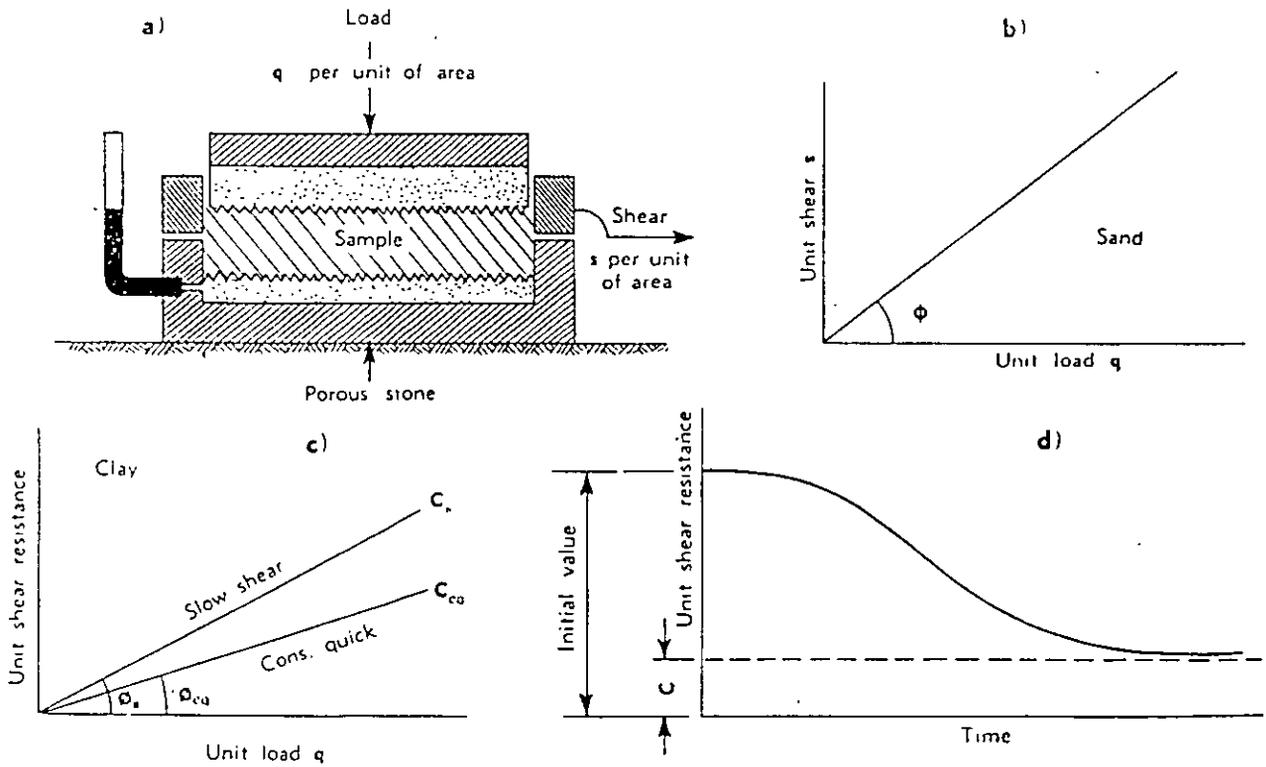


Fig. 32—Shear resistance of clay and sand

(25)

between 30° and 34° and in a dense state between 35° and 46° . Quite exceptionally values as low as 28° have been obtained for loose sand and values of more than 46° for dense ones.

Fig. 32 c represents the results of shear tests on a clay which was introduced into the shear box in a very soft and completely saturated state. In contrast to sand, clay is very compressible and an increase of the load is associated with a considerable decrease of the water content. The specimen is loaded and the shear test is made after all the excess water has drained out of the clay through the voids of the porous stone on the bottom of the shear box, Fig. 32 a. On account of the low permeability of the clay the process of drainage requires from several hours to several days.

While the shearing force is applied the water content of the clay further decreases very considerably. In order to provide for this supplementary drainage the shearing force must be increased very slowly. Such a test is called a 'slow shear test'. The results of a series of slow shear tests are represented by the straight line C_s in Fig. 32 c. It rises from the origin at an angle ϕ_s to the horizontal. The angle ϕ_s ranges between 28° and 30° , exceptionally as low as 20° .

If the shearing force is so rapidly applied that the water content of the clay remains practically unchanged, the line C_{cq} is obtained. Since the rapid application of the shearing force is preceded by a complete consolidation of the clay under the vertical load, tests of this type are known as consolidated-quick shear tests. The slope angle ϕ_{cq} of the consolidated-quick shear line C_{cq} is always very much smaller than the "slow" value ϕ_s for the same clay. It ranges between 14° and 20° and is exceptionally as low as 12° .

Cohesion of clays

The tests illustrated by Fig. 32 c were made on a clay which was very soft to start with. The cohesion of clay in such a state is negligible. Therefore the load-shear lines pass through the origin. The relation between load and shearing resistance represented by these lines differs from the corresponding relation for sand, Fig. 32 b, only inasmuch as the slope angle of the load-shear lines is smaller and the resistance against shear develops very gradually.

In contrast to soft clay on which the shear tests were made, clay specimens cut out of natural clay strata commonly possess many of the properties of solid, somewhat brittle materials. The strength of such clays is measured by the greatest unit load which unconfined cylindrical specimens of the clay can sustain. This unit load will be referred to as unconfined compressive strength, q_u . The following are representative values:

	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Very Stiff	Hard
q_u , (Tons per sq. ft.)	0.25	0.25-0.5	0.5-1.0	1.0-2.0	2.0-4.0	4.0

The shearing resistance of the clay in an unconfined state is commonly known as cohesion, c . It is roughly equal to one-half of the unconfined compressive strength q_u .

By kneading and mixing a stiff clay with a sufficient quantity of water it can be transformed into a soft clay similar to the one to which the diagram Fig. 32 c refers. Thus the cohesion of the clay becomes negligible. However, by squeezing the water out of the clay again, the major part of its original cohesion can be recovered.

Squeeze and rate of softening

The process of excavating a tunnel in clay is associated with a decrease of the pressure in the clay adjoining the heading. The greatest drop in pressure takes place in the direction towards the heading. Therefore the clay slowly advances towards the heading from top, sides and bottom. If mining is discontinued the working face slowly advances into the tunnel unless it is bulkheaded. This process is known as squeeze.

The decrease of the pressure in the clay is associated with at least a small increase of the water content and a decrease of the shearing resistance. Both processes combined produce the impression that the clay becomes softer.

Since any change of the water content of a clay proceeds very slowly, even a sudden removal of the pressure on a clay produces no more than a slow decrease of the shearing resistance of the clay as shown in Fig. 32 d. In this figure the abscissas represent the time and the ordinates the unit shearing resistance at different times after the load on the clay was suddenly removed. For a few hours or even a few days the shearing resistance seems to remain almost unchanged. Then it decreases quite rapidly, continues to decrease at a lessening rate and finally approaches a constant value c which represents the ultimate cohesion.

Mechanics of time effects in clay

In the preceding paragraphs it was demonstrated on the basis of test results that the effects of a change of pressure on the water content and the shearing resistance of clay takes place very slowly. An investigation of the causes of the observed phenomena has shown that the time lags are chiefly due to the high compressibility of the clays combined with their low permeability. The quantity of water which drains out of a porous body with given dimensions after the application of a given load depends only on the compressibility of the material. On the other hand the time it takes until most of the water is squeezed out depends on the permeability. The lower the permeability the

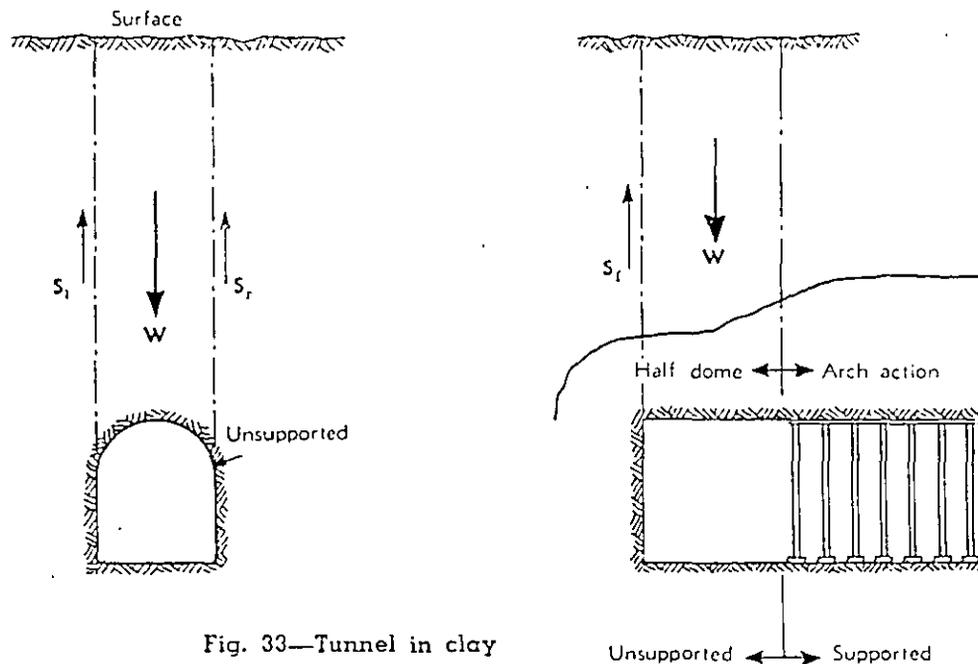


Fig. 33—Tunnel in clay

more time is required for this process. The same statement applies to the rate of increase of the water content due to the reduction of a load.

Dome action and rate of squeeze in clay tunnels

Fig. 33 is a vertical section through the unsupported part of a tunnel through clay. The fact that the roof does not need any support indicates that the entire weight W of the clay is transferred by half-dome action onto the clay located at some distance from the heading. The weight transfer requires that the sum of the shearing forces S_1 plus S_2 plus S_3 on vertical sections through the sides and face of the heading be equal to the weight W .

On account of the physical properties of clay described above, the rapid change in stress in the clay due to the excavation of the heading is followed by slow movements associated with a gradual increase of the water content of the clay adjoining the tunnel walls. All these movements take place in the directions of least resistance, all of which are directed towards the heading. They simply indicate that the clay has not yet adjusted itself to the change in stress produced by the tunnel excavation.

The rate at which the roof and the walls of the heading advance into the tunnel will be referred to as rate of squeeze. At a given depth in a given clay the rate of squeeze increases rapidly with increasing dimensions of the unsupported part of the tunnel. Hence by reducing these dimensions one can reduce the rate of squeeze in any clay to an amount compatible with construction requirements.

In very soft, soupy material, such as river silt, the squeeze can be sufficiently reduced only by reducing the unsupported part of the tunnel to small pockets. However, even in what is commonly considered as soft clay, the length of the unsupported section of tunnels with a width and height of eight feet can be increased to eight or ten feet without producing a noticeable squeeze. The rate of squeeze in such headings can only be determined by repeatedly measuring the distance between reference points attached to the working face, the walls, the roof and the floor.

Ground cylinder

After the heading has advanced to a certain distance beyond a given station in the tunnel the half-dome action which diverts the major part of the overburden load away from the roof is superseded by arch action. At the same time the clay squeezes towards the side and the bottom of the tunnel. The squeeze is associated with a deformation involving a lengthening of every block of clay in radial and a shortening in circumferential directions. This deformation brings both the internal friction and the cohesion into play, because neither one of these resistances are active until movement towards the tunnel occurs. Once the strength of the clay is mobilized beneath the tunnel on account of a sufficient amount of squeeze into the tunnel the clay beneath the tunnel constitutes an inverted ground arch. In a similar manner the clay which squeezes into the tunnel from the sides acquires the properties of a side arch. The roof arch, the side arches and the bottom arch merge into what may be called a ground cylinder which carries the major part of the pressure in the clay located beyond the ground cylinder.

Load increase and load-increase period

As soon as a tunnel support is placed and wedged, the squeeze is practically stopped, although the clay has not yet adjusted itself to the changes produced by the

tunnel excavation. As a consequence the clay pressure on the support increases. This load increase due to stopping the squeeze can be demonstrated by the following laboratory experiment.

A sample of clay is introduced into the consolidation apparatus shown in Fig. 31 a and consolidated under a load q_0 which reduces its water content to w_0 . Then the load is suddenly removed, whereupon its thickness increases due to swelling and the top plate goes up until the top plate is restrained, at which time upward pressure starts to develop. In Fig. 34 a the abscissas represent the time and the ordinates the upward pressure of the clay. At time zero the load on the clay was reduced from q_0 to almost zero and then it was kept at this value. In Fig. 34 b the abscissas also represent the time and the ordinates the water content.

At time t_1 the water content of the clay is w_1 . If at that time the further rise of the top cover of the clay sample is prevented, the water content of the clay ceases to increase, but in exchange the pressure on the cover plate increases and approaches a value q_1 intermediate between zero and q_0 as indicated in Fig. 34 a. Similar phenomena can be observed when making a shear test. If the shearing force is kept constant, the displacement by sliding continues at a constant rate. If this movement is stopped, the shearing stresses on the surface of sliding decrease and approach a constant value considerably lower than the initial one.

On account of such time effects, the load on tunnel supports always increases very considerably though at a decreasing rate. Experience indicates that the load-increase period ranges between several weeks and many months.

Load-increase in clays with high swelling capacity

It was mentioned before that the swelling of a clay due to removal of a load depends not only on the nature of the clay but also on the intensity of the pressure under which the clay was consolidated.

If a natural clay stratum was consolidated by the weight of thick soil strata which were subsequently removed by erosion, the horizontal pressure in the clay is likely to remain forever considerably higher than the pressure exerted by the remaining strata. Such clays are known as *pre-loaded clays*. On account of their high density, their permeability is commonly very low. Hence if a pre-loaded clay has a high swelling capacity, the rate of squeeze is very low and the increase of the clay pressure on tunnel supports increases very slowly. However, at moderate depth below the surface, the ultimate value of the clay pressure on the tunnel support can ultimately exceed the present overburden pressure.

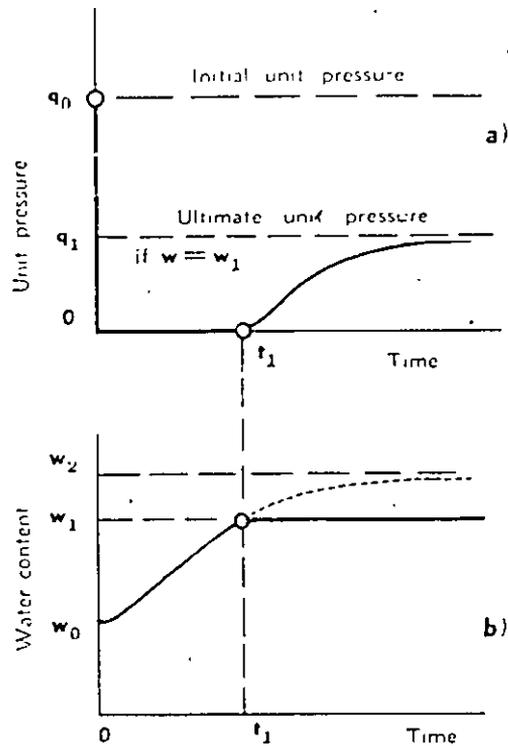


Fig. 34—Swelling, pressure, time effects of clay

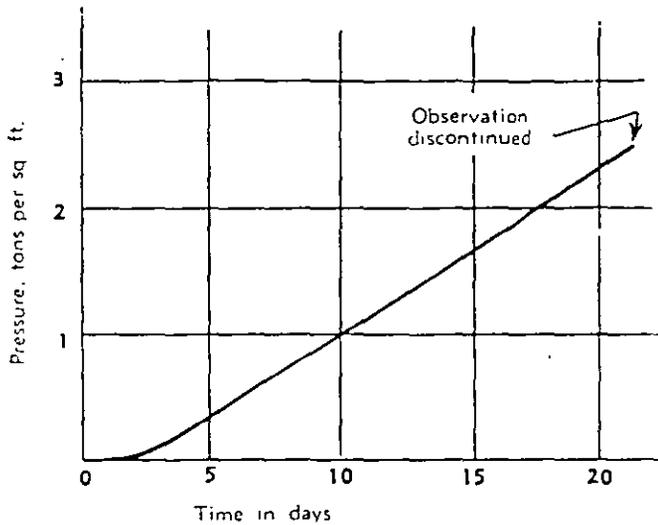


Fig. 35—Time, pressure curve of a clay in France

the lining timbers are crushed and require replacement. During this period the water content of the clay adjoining the tunnel increases from its initial value of about 35 per cent, to about 70 per cent of the dryweight. It was estimated that the pressure required to crush the timbering is about 25 tons per sq. ft., which is more than three times the overburden pressure. This observation indicates that the horizontal pressure in the clay is very much greater than the corresponding overburden pressure.

In order to get an accurate conception of the rate of increase of the pressure, an experimental gallery with a length of about 300 ft. was constructed in untouched clay. It was lined with square, hardwood timbers, placed side by side and carefully jointed together. At one point a horizontal hole with a diameter of 12 in. was drilled through the timber lining and the adjoining clay. A pressure cell was installed in the hole, at a distance of about 5 ft. from the wall, which registered the pressure exerted by the clay upon the cell. Fig. 35 represents the results of the readings during the first twenty days. During the following three months the pressure increased to about 15 tons per sq. ft. At that time, the readings had to be discontinued on account of labor troubles, but the rate of pressure-increase was still constant. (Data obtained in May, 1939, by courtesy of Mr. K. Langer, Consultant to the Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, who designed and installed the cell and made the readings).

The preceding conclusions are illustrated by the results of the following observations. In Provins, east of Paris, France, a stiff, swelling clay is mined for commercial purposes. The stratum of clay has a thickness of about 115 ft. It is covered by about 65 ft. of water-bearing sand and silt. The galleries have a square cross section of 6 by 6 ft. and they are located at an average depth of 110 ft. below the surface. At that depth the overburden pressure is roughly 7 tons per sq. ft. The roof, sides and bottom of the tunnel are braced with 10-in. round hardwood timbers without any gaps between them. Immediately after mining the clay stands without support.

After about a week the swelling starts. After about three months

Slaking at tunnel walls and the bridge-action period for clay

Many stiff clays contain an intricate network of closely spaced hair cracks. If an unconfined cylindrical specimen of such a clay is loaded, it disintegrates into small angular fragments as soon as its length has been slightly reduced by the pressure. The disintegration is due to the opening up of joints between fragments.

In tunnels the squeeze produces similar deformations and, as a consequence, a similar disintegration. The deformation is illustrated by Fig. 36, which represents a cross-section of a circular

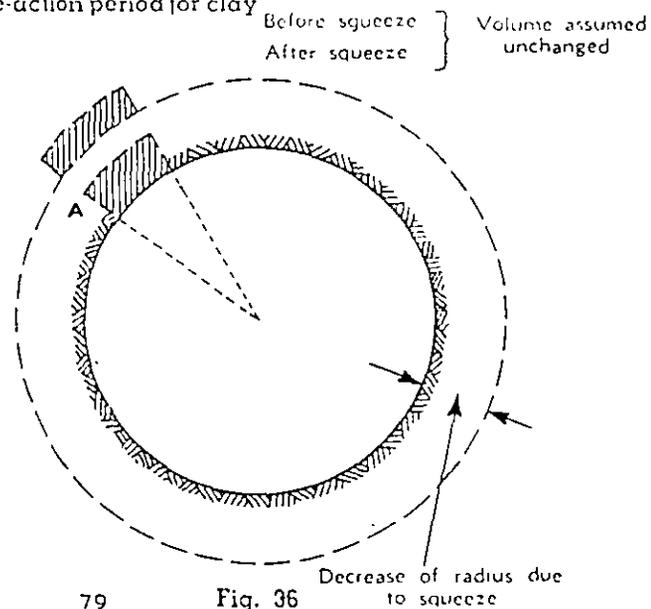


Fig. 36

(30)

tunnel. The squeeze reduces the length of the periphery of the circular section. Hence the length of every block of clay, such as A, measured parallel to the walls, decreases whereas its width measured at right angles to the wall increases. As soon as the percentage shortening exceeds a certain very small value, disintegration begins. This process is commonly known as *slaking*. It is often erroneously ascribed to weathering due to the exposure of the clay to the air. It is usually nothing but one of several manifestations of squeeze.

As soon as the clay above the roof starts to slake it loses what little strength it had to begin with, whereupon masses of clay start to drop out of the roof. The time which elapses until the roof disintegration starts represents the bridge-action period for the clay. It ranges between several hours and several days. The roof support must be installed before the bridge-action period expires.

In connection with soft clays the term bridge-action period has no meaning, because soft clays do not disintegrate. They merely squeeze.

TUNNELS IN SQUEEZING OR SWELLING ROCK

Properties of squeezing rock

Squeezing rock is merely rock which contains a considerable amount of clay. The clay may have been present originally, as in some shales, or it may be an alteration product. The rock may be mechanically intact, jointed, or crushed. The clay fraction of the rock may be dominated by the inoffensive members of the Kaolinite group or it may have the vicious properties of the Montmorillonites. Therefore the properties of squeezing rock may vary within as wide a range as those of clay.

Crushing combined with chemical alteration may produce a material comparable to soft river silt whereas the pressure phenomena in some decomposed igneous rocks and schists are similar to those encountered in stiff, swelling clay. If a squeezing rock is so soft that it does not require blasting, the same methods must be used which are commonly employed when tunneling through clay with a similar consistency. These methods will be described in detail in a companion volume dealing with "*Earth Tunneling with Steel Supports*." When tunneling through decomposed rocks the construction difficulties commonly increase with increasing swelling capacity of the rock.

Tunnels in squeezing rock with moderate swelling capacity

The few pressure observations which have been made in tunnels through rocks of this type indicate that the relation between the roof load H_p and the cross section of such tunnels is similar to the relation expressed by Eq. 8, repeated here,

$$H_p = H_{p10} \frac{B + H_t}{20}$$

which was established for blocky and seamy rock.

The value H_{p10} increases at least for several weeks after excavation and it also seems to increase to some extent with increasing depth of the tunnel below the surface. The highest pressures which were observed at depth of several hundred feet indicate that the corresponding value of H_{p10} increased from an initial value of about 23 ft. to a final one of about 42 ft. At depths of more than a thousand ft. the initial value of H_{p10} can be as high as 30 ft. It increases within the first months up to about 70 ft. of rock.

At any depth the rock tends to squeeze into the tunnel from all sides. Experience indicates that the ratio between the unit pressure on the sides and the roof is roughly equal to one-third and the ratio between the pressure on the floor support and the roof support is about one-half.

Slaking phenomena and the bridge-action period

In a decomposed state many igneous rocks and almost every schist and shale contain a dense network of hair cracks. In such rocks the squeeze is inevitably associated with a gradual disintegration of the rock at the tunnel walls. In the preceding article this process has been referred to as "slaking." The cause of slaking is illustrated by Fig. 36. Every rock which slakes has a definite bridge-action period, because slaking leads sooner or later to masses of slaked rocks dropping out of unsupported sections of the roof. At given dimensions of these sections the bridge-action period depends chiefly on the rate of squeeze and the spacing of hair cracks. In a given rock the bridge-action period can be increased by reducing the length of the unsupported roof section.

Slaking is commonly associated with an increase of the moisture content of the rock at the tunnel walls. The moisture may accelerate the process of slaking. However, both the slaking and the increase of the water content are not the cause but the consequence of the squeeze. Some of the water may be due to condensation on account of the low temperature at greater distances from the tunnel. Therefore by spraying the exposed rock surfaces with bituminous material, gunite, or shotcrete, the process of slaking may in some instances be retarded, but there is no evidence that this method ever stopped a squeeze.

The following observations illustrate the visible effect of disintegration due to squeeze in wet tunnels. In a railroad tunnel, located in slaty rock, the rock appeared dry and almost intact after blasting. However, within 24 hours after blasting the walls became very moist; hair cracks became visible between the laminae of which the rock consisted, and within the next few days the rock assumed the character of a soft, plastic material which exerted heavy pressure on the tunnel support. Finally it became so soft that it squeezed through the joints in the lagging.

Time effects in tunnels through swelling rock

The term *swelling rock* refers to rocks the squeeze of which is chiefly due to swelling. Swelling rocks are always at least moderately dense, having the consistency of stiff or hard, pre-loaded clays.

A graphic description of the behavior of such rock in a tunnel was published by T. S. Lovering.¹ It refers to a section of the Moffat Tunnel in which decomposed granite of the swelling type was encountered. "In this section the ground swelled continuously and irresistibly. In the water tunnel, a bore parallel to the railroad tunnel, 12x18-inch timbers of Oregon fir were broken like matchsticks..." "On the eastern side of the fault zone the walls are equally deceptive, very few gouge seams are present, and the rock seems to be bleached but sound granite. It is quite surprising to observe material of this appearance slowly closing up the tunnel without developing any cracks or shear planes. In fact, the behavior of the ground so impresses hard rock miners as being uncanny that they will seldom work in this part of the tunnel for more than a few days before quitting."

The bridge-action period of swelling rocks depends on the same factors as that for ordinary squeezing rock. In swelling rock with a long bridge-action period, such as the decomposed granite described by Lovering, the initial load on the tunnel support is almost exclusively due to wedging. However the load increase period may amount to many months and during this period the pressure may become heavy enough to crush even a very heavy tunnel support.

The failure of the tunnel support is associated with an almost instantaneous relaxation of the pressure. This is impressively demonstrated by the aspect of the tunnel after failure. Although the strength of the split, crushed or twisted timbers is much smaller than the strength of the same timbers in an intact state, these timbers are commonly strong enough to sustain for at least several days the pressure after failure.

¹ T. S. Lovering, Geology of the Moffat Tunnel, Colorado, Trans. Am. Inst. Min. & Met. Eng., Vol. 76 (1928) pp. 337 to 345

If a new tunnel support is constructed the pressure again increases, but the swelling associated with the failure of its predecessor permanently reduces the ultimate intensity of the pressure.

The squeeze of a swelling rock into a tunnel is always associated with an increase of the water content and a loss of strength of the rock adjoining the tunnel. Therefore, it is a common occurrence that the footings of the ribs which were originally capable of sustaining the pressure, gradually penetrate the material on which they rest. At the same time the bottom heaves and displaces the track and the conduits in the tunnel. Therefore, it is advisable to provide the tunnel support in swelling rock with circular ribs. The circular form imparts to steel ribs the greatest strength per pound of steel employed and makes them equally resistant to pressure from all directions.

Rock pressure in swelling rock

The pressure on the support in tunnels through swelling rock depends primarily on the swelling capacity of the rock which is analogous to the swelling capacity of clays (see Fig. 31 c). Therefore no general rules comparable to the rule expressed by Eq. 8 for the influence of the width and height of the tunnel on the rock load can be established. As a matter of fact it is not even known whether the pressure varies with the width of the tunnel. Therefore information on the pressure exerted by swelling rock can be obtained only from observations in tunnels and data of this kind are still very scarce.

In shallow tunnels the ultimate pressure on the tunnel lining may be considerably higher than the overburden pressure. This opinion is based on extrapolation from experience in clay tunnels such as those referred to in the preceding article.

In deep tunnels through swelling rock, pressures of 10 tons per sq. ft. are not uncommon. Exceptionally, pressures as high as 20 tons per sq. ft. have been encountered. A pressure of 20 tons per sq. ft. is equivalent to the weight of a layer of rock with a thickness of not more than about 270 ft. This fact demonstrates that the process of swelling does not interfere with the development of a ground cylinder which carries the major part of the overburden pressure.

Provisions for expansion in swelling rock

The mechanics of the process of swelling illustrated by Fig. 34 indicate that the expansion of swelling material produces a permanent reduction of the ultimate value of the swelling pressure on a tunnel support. Experience in tunneling through swelling rock confirms this conclusion. Hence when the first railroad tunnels through swelling rock were built, in the middle of the last century in England, it was decided to reduce the pressure on the permanent lining by providing a clearance of six inches between the rock and the outer face of the masonry. This measure proved to be successful and it has often been used.

Quite recently, in the construction of a double-track subway tunnel through the swelling clay represented by curve C_3 in Fig. 31 c in Paris (France) the same clearance was provided.

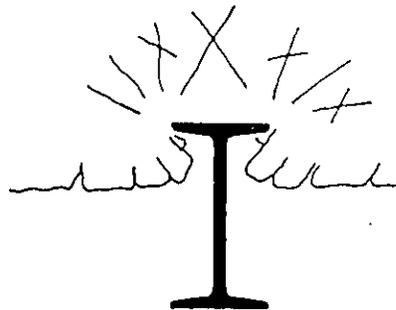
Yielding tunnel supports in swelling rock

In mining through swelling clay or rock it has been customary to construct a heavy set to start with, and if it is crushed, to replace it by a new and stronger one. This procedure permits the rock to squeeze into the tunnel through a distance of at least six inches prior to the construction of the permanent lining. As a consequence, it

produces a very substantial reduction of the ultimate load on the tunnel support. However, it is doubtful whether this is economical and does not furnish any definite information concerning the pressure which will act on the permanent lining.

In order to avoid the complications and inconveniences associated with cleaning up the tunnel after each failure of a lining, the following procedure would deserve a trial. Instead of constructing a tunnel support which either remains intact or fails completely, the support should be provided with ribs which are strong enough to stand up under the pressure while the rock squeezes into the spaces between the ribs. It is obvious that the pressure per unit of area on the outer flanges of the ribs cannot exceed the bearing capacity q_n of the swelling rock. Any pressure in excess of q_n causes the rock to flow around the outer flange of the rib as indicated in Fig. 37. The resistance q_n against penetration of the rib into the decomposed rock can be determined by means of a simple test in the tunnel.

The space between the ribs is bridged by a lagging which can fail under the rock pressure without injury to the ribs. If it fails, the material which squeezes into the space between the ribs is excavated and the lagging is replaced. It is much cheaper to replace the lagging several times than to replace an entire crushed support once. After the pressure in the rock surrounding the tunnel has been sufficiently relieved to establish ground cylinder action, the space between the ribs is excavated and the concrete for the permanent lining is poured. The ribs are left in place and serve as reinforcement.



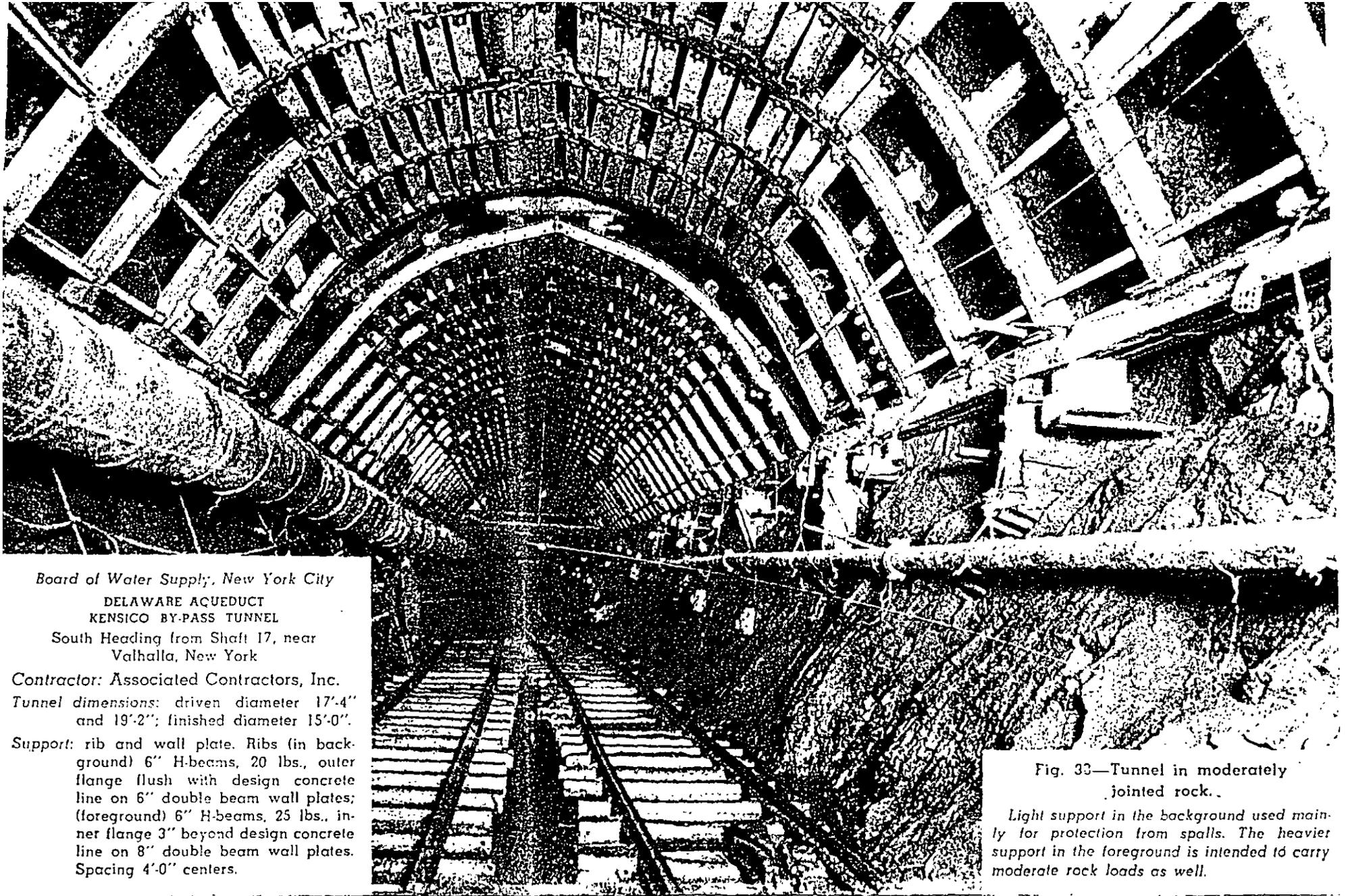
Another possibility would be to insert into the ribs compressible spacers which permit the diameter of the ribs to decrease very considerably without injury to the ribs.

In order to get quantitative information on the time-pressure characteristics of the rock and on the pressure-relieving effect of the squeeze, sturdy pressure measuring devices should be inserted into some of the ribs, by means of which the radial pressure on the ribs can be determined periodically.

Fig. 37—Flow of swelling rock around tunnel rib

Criteria for swelling rock

Throughout the preceding text great emphasis has been placed on the beneficial effects of careful back-packing and wedging. In moderately jointed or blocky and seamy rock, careful back-packing considerably reduces the load increase period and the ultimate pressure on the tunnel support. Even in squeezing rock with a low swelling capacity the presence of empty spaces between support and rock is likely to do more harm than good. Providing an opportunity for the rock to squeeze into the tunnel should only be used as a last resort, if the tendency of the rock to swell is very conspicuous. Hence, before a rock is classified as a swelling rock, its swelling properties should be carefully investigated. If the volume of samples of the freshly exposed rock or of samples from a freshly recovered core does not increase by at least 2 per cent during immersion in water, the rock cannot be classified as swelling rock and the tunnel support should be tightly wedged.



Board of Water Supply, New York City
DELAWARE AQUEDUCT
KENSICO BY-PASS TUNNEL
South Heading from Shaft 17, near
Valhalla, New York

Contractor: Associated Contractors, Inc.
Tunnel dimensions: driven diameter 17'-4"
and 19'-2"; finished diameter 15'-0".
Support: rib and wall plate. Ribs (in back-
ground) 6" H-beams, 20 lbs., outer
flange flush with design concrete
line on 6" double beam wall plates;
(foreground) 6" H-beams, 25 lbs., in-
ner flange 3" beyond design concrete
line on 8" double beam wall plates.
Spacing 4'-0" centers.

Fig. 33—Tunnel in moderately
jointed rock.

Light support in the background used main-
ly for protection from spalls. The heavier
support in the foreground is intended to carry
moderate rock loads as well.

Some years ago the author investigated samples of what was considered by the tunnel force to be swelling rock. The tests showed that the volume of the rock was entirely unaffected by immersion. As a matter of fact, it was found afterwards that it was easy to hold the pressure with a tightly wedged tunnel support.

Specimens of decomposed gneiss which caused considerable trouble during the construction of the St. Gotthard Tunnel in Switzerland expanded after immersion by about 2.9 per cent in the direction of the cleavage.¹ The volume of a specimen of shale was even found to increase during immersion by 12 per cent,² whereas tests by the author on specimens of several shales from other localities, including Pennsylvania, disclosed no measurable volume change. These observations indicate that the differences between the swelling properties of different shales can even be more important than those between the swelling properties of different clays, illustrated by Fig. 31 c. Mere visual inspection of a shale does not furnish any information on this vital property of the material.

Occasionally important heaves and excessive pressure have been experienced when tunneling through rock formations containing layers of anhydrite. Thus for instance in a railroad tunnel in the Alps through almost horizontal strata composed of shale, gypsum and anhydrite, the tunnel floor rose during the first few years at a rate of about ten inches per year. In other tunnels through similar formations the timbering has been repeatedly crushed.

Both the heave and the pressure in such rock formations are due to the transformation of anhydrite into gypsum, which is associated with a very important increase in volume. Anhydrite is not stable in the presence of water. Hence it occurs only between practically impervious layers which keep the water away. These layers can be very thin, but they must be tight. During excavation of the tunnels the layers of anhydrite and their seals were injured and cracked; water percolated into the fissures out of adjoining water bearing strata, whereupon the anhydrite along the fissures was transformed to gypsum. The local swelling pressure caused further cracking and increased the surface of contact between water and anhydrite and this process went on until chemical alteration was complete. Hence in mining through anhydrite-bearing formations, utmost care is required to prevent injury to the layers of anhydrite and their seals.

1. F. M. Stapff, Jahrbuch der preussischen geologischen Landesanstalt, 1888

2. Daniel E. Moran, Letter to the Editor, Eng. News-Record, Vol. 95, December 10, 1925

Intact rock contains neither joints nor hair cracks. Hence if it breaks it breaks across sound rock. On account of the injury to the rock due to blasting, spalls may drop off the roof several hours or days after blasting. This is known as *spalling* condition. Hard, intact rocks may also be encountered in the *popping* condition involving the spontaneous and violent detachment of rock slabs from sides or roof.

Stratified rock consists of individual strata with little or no resistance against separation along the boundaries between strata. The strata may or may not be weakened by transverse joints. In such rock, the spalling condition is quite common.

Moderately jointed rock contains joints and hair cracks, but the blocks between joints are locally grown together or so intimately interlocked that vertical walls do not require lateral support. In rocks of this type both the spalling and the popping condition may be encountered.

Blocky and seamy rock consists of chemically intact or almost intact rock fragments which are entirely separated from each other and imperfectly interlocked. In such rock vertical walls may require support.

Crushed but chemically intact rock has the character of a crusher run. If most or all of the fragments are as small as fine sand grains and no recementation has taken place, crushed rock below the water table exhibits the properties of a water-bearing sand.

Squeezing rock slowly advances into the tunnel without perceptible volume increase. Prerequisite for squeeze is a high percentage of microscopic and sub-microscopic particles of micaceous minerals or of clay minerals with a low swelling capacity.

Swelling rock advances into the tunnel chiefly on account of expansion. The capacity to swell seems to be limited to those rocks which contain clay minerals such as montmorillonite, with a high swelling capacity.

In practice there are no sharp boundaries between these rock categories and the properties of the rocks indicated by each one of these terms can vary between wide limits.

ESTIMATE OF ROCK LOAD

Even a very conscientious and expertly conducted geological survey of the site of a proposed tunnel cannot accomplish more than a very crude estimate of the length of the tunnel sections in which each of the principal types of rock conditions will be encountered. Further differentiation cannot be expected. Hence, even if methods for accurately computing the rock load under given rock conditions were available, they would have very little practical value on account of the inevitable uncertainties associated with predicting the rock conditions. Approximate values for the rock loads to be anticipated under the principal rock conditions are all that tunnel practice requires. The geological factors which determine the rock load were discussed in *Chapter 4*. Table 3 contains a summary of the conclusions. Since there are no well defined boundaries between the different conditions, the rock load corresponding to each rock condition is represented in the table not by a single value but by a range.

FORECAST OF PRESSURE AND WORKING CONDITIONS IN ROCK TUNNELS

INTRODUCTION

This chapter contains a resume of all the information which has been presented in the preceding chapters. It is intended to inform the tunnel builder on the steps required to get a conception of the pressure and working conditions which have to be anticipated in the construction of a proposed tunnel at a given site.

The review of the factors to be considered in support design is followed by a discussion of the relation of the general geology of the site and the relative importance of the inevitable uncertainties associated with the forecasts and by a description of available methods of reducing tunnel hazards to the minimum compatible with the geology of the site. The chapter will be concluded by a list of sources of useful information concerning general and regional geology.

GEOLOGICAL SURVEY

The first and foremost requirement for making a forecast of the working conditions in a proposed rock tunnel is a geological section through the center line of the tunnel, showing the approximate position of the boundaries between the different types of rocks and of all those faults or fault zones which were discovered during the survey. Since a geological survey cannot be expected to furnish conclusive information regarding many features which are vital to the tunnel builder, the conclusions should be expressed in terms of most favorable and most unfavorable possibilities.

From an engineering point of view, a knowledge of the type and intensity of the rock defects may be much more important than that of the types of rock which will be encountered. Therefore during the survey rock defects should receive special consideration. The geological report should contain a detailed description of the observed rock defects in geological terms. It should also contain a tentative classification of the defective rocks in the tunnel man's terms, such as blocky and seamy, squeezing or swelling rock. A reliable diagnosis of swelling rock can be obtained only by means of tests on samples in their natural state, before they were allowed to lose any moisture by evaporation. Since swelling conditions have a decisive influence on the speed and cost of tunneling, every shale and any other rock which may be capable of swelling should be carefully investigated and the measured volume increase should be recorded.

TERMS DESCRIBING ROCK CONDITION

On the basis of the geological report and the geological profiles a tunnel profile is prepared showing the rock conditions which are likely to prevail in the different parts of the tunnel.

In *Chapter 4*, the following terms have been used to describe the condition of rocks: Intact, stratified; moderately jointed, blocky and seamy, crushed, squeezing, and swelling.

TABLE 3

Rock load H_p , in feet of rock on roof of support in tunnel
with width B (ft) and height H_1 (ft) at depth of more than $1.5 (B + H_1)$.¹

Rock Condition	Rock Load H_p in feet	Remarks
1. Hard and intact	zero	Light lining, required only if spalling or popping occurs.
2. Hard stratified or schistose ²	0 to 0.5 B	Light support. See Fig. 38.
3. Massive, moderately jointed	0 to 0.25 B	Load may change erratically from point to point.
4. Moderately blocky and seamy	0.25 B to 0.35 (B+H ₁)	No side pressure. See Fig. 39.
5. Very blocky and seamy	(0.35 to 1.10) (B+H ₁)	Little or no side pressure. See Fig. 40.
6. Completely crushed but chemically intact	1.10 (B+H ₁)	Considerable side pressure. Softening effect of seepage towards bottom of tunnel requires either continuous support for lower ends of ribs (Fig. 41) or circular ribs (Fig. 42).
7. Squeezing rock, moderate depth	(1.10 to 2.10) (B+H ₁)	Heavy side pressure, invert struts required. Circular ribs are recommended.
8. Squeezing rock, great depth	(2.10 to 4.50) (B+H ₁)	
9. Swelling rock	Up to 250 ft. irrespective of value of (B+H ₁)	Circular ribs required. In extreme cases use yielding support.

1. The roof of the tunnel is assumed to be located below the water table. If it is located permanently above the water table, the values given for types 4 to 6 can be reduced by fifty per cent.

2. Some of the most common rock formations contain layers of shale. In an unweathered state, real shales are no worse than other stratified rocks. However, the term shale is often applied to firmly compacted clay sediments which have not yet acquired the properties of rock. Such so-called shale may behave in the tunnel like squeezing or even swelling rock.

If a rock formation consists of a sequence of horizontal layers of sandstone or limestone and of immature shale, the excavation of the tunnel is commonly associated with a gradual compression of the rock on both sides of the tunnel, involving a downward movement of the roof. Furthermore, the relatively low resistance against slippage at the boundaries between the so-called shale and rock is likely to reduce very considerably the capacity of the rock located above the roof to bridge. Hence, in such rock formations, the roof pressure may be as heavy as in a very blocky and seamy rock.

NUMERICAL EXAMPLE OF ROCK LOAD COMPUTATION

To illustrate the effect of the rock condition on the rock load an estimate will be made of the load on the roof support in a tunnel with a width $B = 15$ ft. and $H_1 = 15$ ft. at the moderate average depth of 300 ft. in granite with a unit weight $w = 165$ lbs. per cubic foot. If the region has had a complex geological history the condition of the granite may vary within wide limits over short distances. The roof load corresponding

to the various conditions which are likely to be encountered may be obtained by introducing the values B , H_1 , and w into the preceding equations. The results are as follows:

	<i>Minimum</i>	<i>Maximum</i>
Spalling state	0	to 400 lbs. per sq. ft.
Moderately jointed		
$H_{p, \text{min}}$	0	
$H_{p, \text{max}} = .25B = .25 \times 15 \text{ ft.} = 3.75 \text{ ft.} =$		620 lbs. per sq. ft.
Moderately blocky and seamy		
$H_{p, \text{min}} = H_{p, \text{max}}$ for moderately jointed	620	lbs. per sq. ft.
$H_{p, \text{max}} = .35 (B + H_1) = .35 (15 + 15) = 10.5 \text{ ft.} =$		1730 lbs. per sq. ft.
Intensely shattered but chemically unaltered		
$H_{p, \text{min}} = H_{p, \text{max}}$ for moderately blocky	1730	lbs. per sq. ft.
$H_{p, \text{max}} = 1.10 (B + H_1) = 1.10 (15 + 15) = 33.0 \text{ ft.} =$		5440 lbs. per sq. ft.

If the granite has been chemically altered, squeezing and even swelling conditions may prevail. Loads may then, at this moderate depth, attain the following values.

	<i>Maximum</i>
Squeezing $H_p = 2.10 (B + H_1) = 2.10 \times (15 + 15) = 63 \text{ ft.} =$	10400 lbs. per sq. ft.
Swelling	20000 to 40000 lbs. per sq. ft.

In the squeezing and swelling stretches full circle ribs should be used. Hence it is advisable to include an adequate supply of such ribs in the first procurement.

BRIDGE-ACTION AND LOAD-INCREASE PERIOD

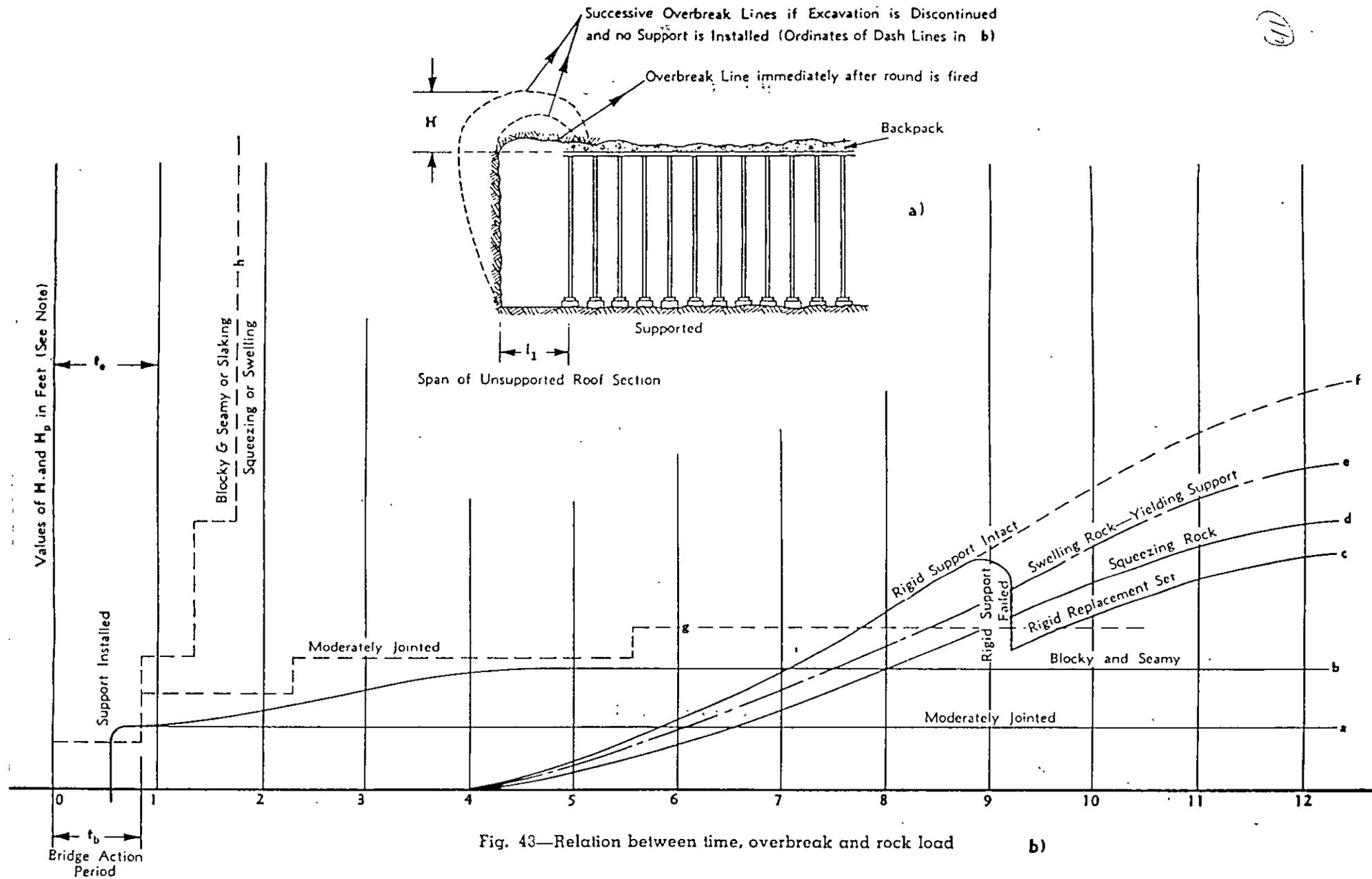
The influence of the condition of the rock on the bridge-action and the load increase period is graphically represented by Fig. 43. Fig. 43 a is a vertical section through the centerline of a tunnel. In Fig. 43 b the abscissas represent the time (see legend to figure) and the ordinates of the dash lines the height of overbreak, if after the last round is fired, mining is discontinued and no support installed. The ordinates of the full lines represent the load on the top of the roof in feet of rock.

The bridge-action period t_b has been defined as the time which elapses between firing the round and the beginning of the breakdown of the unsupported part of the roof. In intact rock and in moderately jointed rock the bridge action period is practically unlimited and the support merely serves to protect the operations from falling rock fragments.

For blocky and seamy rock or for squeezing, slaking rock it may range between several hours and several days. Nevertheless bridge-action periods of less than several hours are quite often encountered in rock tunnels. For any given rock the period depends to a large extent on the length of the unsupported roof. Therefore it can be regulated within fairly wide limits.

When preparing the diagram Fig. 43 b it was assumed that the bridge-action period of all the rocks represented in the graph is equal to four-fifths of the duration of one excavating cycle. Yet, whatever the bridge-action period may be, excessive overbreak can be avoided only by installing the roof support before the period expires. Therefore the length of the period has a decisive influence on the sequence of operations in mining the tunnel.

(110)



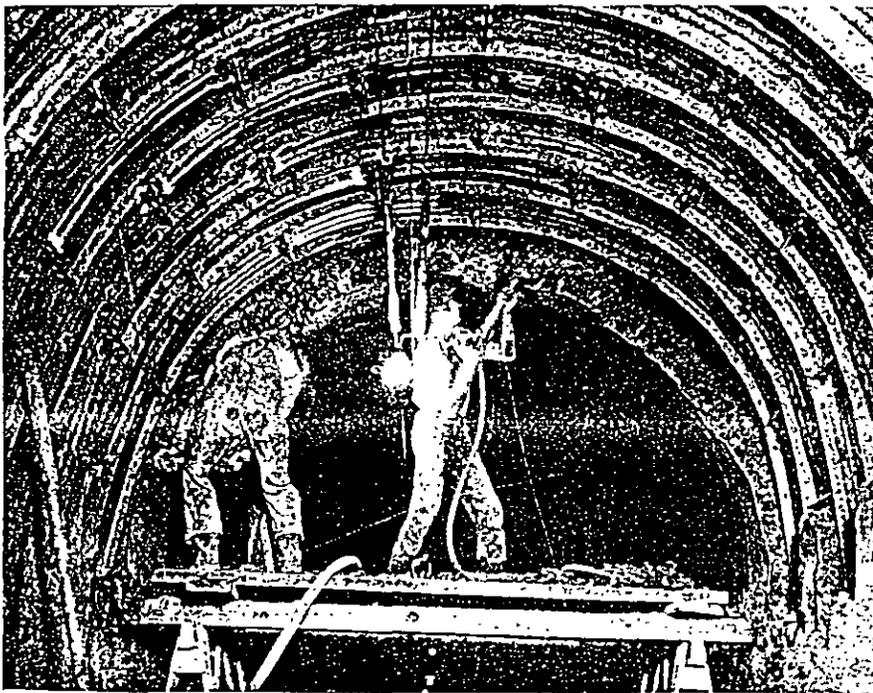
Abscissas of dash lines g and h represent time in excavating cycles and the ordinates the height H of overbreak, if excavation is discontinued and roof next to working face remains unsupported. Abscissas of full lines a to f represent time in days and the ordinates the rock load H_p , in feet of rock. H_p is likely to increase less rapidly than shown in the diagram.

It is customary and economical to keep the distance between the working face and the last support as long as the condition of the rock permits. Hence if a tunnel passes abruptly and unexpectedly from a rock formation with a long bridge-action period into a formation with a short one, local but excessive overbreak is inevitable.

After the tunnel support is installed the pressure on the support may remain almost unchanged. However it may also increase to many times its initial value as shown in Fig. 43 b. The time which elapses until the pressure becomes fairly constant has been referred to as the load-increase period. It ranges between a few weeks and many months. The tunnel support must be designed on the basis of the heaviest rock load which it has to sustain during its service period.

The presence of large, empty spaces between support and rock is likely to increase the length of the load-increase period and the amount of load-increase very considerable. It also leads to a gradual deterioration of the rock surrounding the tunnel. Therefore the necessity of careful back-packing and wedging cannot be overemphasized. After the permanent lining is constructed the voids in the backpack should be grouted without delay.

In the early days of tunnel construction the tunnel builder was compelled to leave, in bad stretches a large amount of timber between the rock and the permanent lining. The decay of the timber had the same effect as inadequate back-packing. Further-



more back-packing itself did not always receive the serious attention which it deserves. As a consequence many tunnels developed with age various defects such as distortion of the tunnel cross-section associated with the formation of large cracks in the tunnel walls, subsidence of the ground surface above the tunnel or both combined. Every year several tunnels arrive in a state in which radical reconstruction becomes imperative. One of these is shown in Fig. 44.

Fig. 44—Repair of damage to permanent tunnel lining in squeezing rock.

Deformed and broken concrete lining in this flow tunnel made extensive rebuilding necessary.

Old concrete was chipped out to true line where it had been squeezed into the tunnel. Linner plates were installed, covered with expanded metal, and then gunited. Space between liner plates and old concrete was grouted. Space left by decay of old wood packing outside the concrete lining was filled by grouting.



Modern tunnel practice eliminates the necessity of subsequent tunnel reconstruction by using steel supports instead of timber and by concreting against the rock or careful backpacking. Both procedures combined establish intimate contact between the rock and the permanent lining. Once such contact is established the permanent lining will always retain its shape, because the passive resistance of the adjoining rock does not permit any distortion. An exception could be in squeezing or swelling rock which sloughs locally or is overmined and surrounding rock moves into the void. This can constitute a "soft" spot and allow the support to deflect outward as heavy loads come on other areas of the support. Serious deformation and failure may result.

Clearance between tunnel support and rock is justifiable only when mining through the worst types of swelling rock. Yet even in such rocks it should only be used as a last resort, and very carefully done because only rarely does the rock move inward uniformly.

TUNNEL HAZARDS

Varieties of tunnel hazards

The term *tunnel hazard* indicates unanticipated sources of expense and delay. The hazards are due to the departure of the structural details of a given mass of rock from the statistical average for similar masses. On account of this departure the cost of a proposed tunnel may be lower, but it may also be considerably higher than the average cost of similar tunnels which have been built in similar bodies of rock.

The unanticipated difficulties may reside in abnormally high rock load, abrupt transitions from long to short bridge-action periods, excessive inflow of water and the presence of harmful gasses. The importance of the financial risks associated with these hazards depend to a large extent on the general geology of the region. The following paragraphs illustrate this interdependence.

Hazards in limestone and sandstone

Above the water table hazards are less critical than below. Below the water table sandstone is much less hazardous than limestone because in contrast to limestone it is not likely to contain underground channels or reservoirs. In limestone, heavy, concentrated flows of water or of a mixture of sand and water may be encountered. In zones consisting of crushed sandstones or limestone, earth tunneling methods must be used, but if such zones are present at all they are commonly very narrow. Wherever the rock is not crushed, the rock load nowhere exceeds moderate values. The occurrence of harmful gases such as CO_2 or H_2S is uncommon except in regions of post-volcanic activities.

Hazards in formations containing shale

Tunneling conditions in rock formations containing shale depend chiefly on the character of the shale. This character may range anywhere between that of a sound rock and of a stiff, swelling clay. However, within any one shale formation, the tunneling conditions are likely to be fairly uniform. The rock load is either consistently low or consistently high. The quantity of water which enters the tunnel from shale is commonly low, but large flows may be encountered wherever a water-bearing formation rests on shale.

Shales are sometimes associated with layers of coal, or anhydrite. In coal bearing shale foundations, the explosive gas, methane (CH_4), has been encountered repeatedly. If tunneling operations injure the seal of layers of anhydrite the water which percolates through the cracks in the anhydrite gradually changes the anhydrite into gypsum and heavy swelling pressure ensues. The water which flows across anhydrite strata into the tunnel contains calcium sulphate which attacks concrete. It is also likely to contain hydrogen sulfide (H_2S) which is lethal even in moderate concentration.

Hazards in schists

In unaltered schists the rock load ranges between zero and moderate. Although the inevitable overbreak and the inflow of water may be quite important, the hazards associated with unaltered schists are rather mild. However, in schists chemical alterations are very common. In decomposed schists squeezing and even swelling conditions may be encountered. These conditions are associated with very high or excessive rock load. In many railroad tunnels through altered schists heavy loads were combined with large discharge of water into the tunnel.

Hazards in intrusive igneous rocks

In intrusive igneous rocks such as granite many tunnels with great length have been built without requiring any support and without interference by water. Yet, from time to time, extremely unfavorable conditions have been encountered, involving heavy flow of water in some parts of the tunnel and squeezing or swelling conditions in others. General experience with tunneling through these rocks indicates that the probability of hazards is very low, but the deviations from normal can be important enough to upset completely the original estimate of costs. Furthermore, in many instances the existence of abnormal conditions at depth cannot be predicted from surface evidence. Hence the intrusive rocks should be considered decidedly treacherous.

Hazards in extrusive igneous rocks

Extrusive igneous rocks such as rhyolite are commonly associated with strata of volcanic tuff or breccias. The igneous rocks, the tuff and the breccias may be encountered in an advanced state of decomposition. The tuff and breccias may even be still in an unconsolidated state; large quantities of water may enter the tunnel from fault zones and in young volcanic rocks, the occurrence of harmful gases is not uncommon. Therefore tunnels through rocks of this category can be expected from the very start to be extremely hazardous. The experience on the Mono Craters Tunnel in California and the Tanna Tunnel near Atami in Japan can be considered representative for the difficulties which may be encountered in such rock formations.

Provisions for coping with tunnel hazards

A competent and experienced geologist is able to predict which types of difficulties may be encountered in different parts of a proposed tunnel, but he cannot make in advance of construction a quantitative evaluation of the difficulties. Hence the first estimate of the material and equipment required for constructing a tunnel inevitably involves a certain amount of guesswork. These uncertainties also characterize the preliminary design of the tunnel support and should be considered when preparing the initial procurement of steel support.

The cost of emergency supports such as circular steel ribs or extra heavy rib sets is small compared to the cost of meeting an emergency with inadequate supplies. Hence if the geologist indicates that unfavorable rock conditions of a certain type may be encountered, enough supplies should be kept on the job to cope with the anticipated difficulties until supplementary material arrives at the job.

If unfavorable rock conditions are anticipated, it is also advisable to supplement the standard geological survey by various other investigations intended to furnish more specific information on the rock conditions. The principal methods are diamond borings, geophysical surveys, observations in pilot tunnels and geological observations during construction.

rock conditions beyond the working face requires geological knowledge and training. Therefore, it is always advisable to keep an experienced geologist permanently on the job. His original conceptions regarding the rock conditions are inevitably more or less inaccurate. However, his observations in the tunnel provide him with the means for correcting his original conceptions step for step whereby his capacity for correct extrapolation increases. The savings resulting from a few accurate forecasts of pending changes in the rock conditions are likely to be more important than the cost of retaining the services of a resident geologist during the entire period of construction.

SOURCES OF USEFUL INFORMATION

On account of the decisive influence of geological factors on the difficulties and costs of tunnel construction, every engineer engaged in tunnel work should be familiar with at least the elements of physical geology. The following elementary textbooks are recommended:

Arthur Holmes, "Principles of Physical Geology," New York, 1945, The Ronald Press Company. This book also contains an adequate bibliography for those readers who wish to get more advanced information on various phases of the subject.

C. R. Longwell, A. Knopf and R. F. Flint, "Outlines of Physical Geology," 2nd edition, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1941.

Marland P. Billings, "Structural Geology," Prentice-Hall, New York, 1942.

R. F. Leggett, "Geology and Engineering," McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, 1939, contains a chapter on tunnels.

F. H. Lahee, "Field Geology," 4th Edition, McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, 1941.

C. F. Tolman, "Ground Water," McGraw-Hill Co., Inc., New York, 1937.

Even a moderate amount of knowledge of geology enables the tunnel engineer to take advantage of what is known about the geology of the region in which a tunnel is to be built; to decide whether or not the geological conditions at a new site require more detailed investigations and to interpret geological reports in engineering terms.

The most prolific source of preliminary information on the geology of individual parts of the United States of America are the publications of the U. S. Geological Survey. Geologic maps and brief descriptions of a few regions have been published in the Folios of the Survey. A vast amount of useful geological data has been published by the same organization in the Water Supply Papers. Papers pertaining to the geology of particular regions can be located by means of "Geologic Literature on North America," bibliographic bulletins of the U. S. Geological Survey, published every two years. Cumulative bibliographies are available for the periods 1785 to 1918 and 1919 to 1928.

Diamond core borings

On several important projects involving the construction of tunnels, diamond core borings have been made in advance of construction to verify or modify the conclusions derived from the geological survey. Such an investigation may be particularly profitable, if conditions permit a choice between different locations of a tunnel in a region in which difficult tunneling conditions are anticipated. In such regions the cost of the borings is usually very small compared to the savings which might result from selecting the most favorable location. In locating the tunnels for the Catskill and several other important aqueducts this method has been used extensively with noteworthy success. (See article on *Faulting and Thrusting in Relation to Tunnelling*, pp. 35 to 38).

Geophysical survey

During the last few decades methods have been developed which, under favorable conditions, permit an approximate determination of the location of the boundary at depth between rocks with very different physical properties, such as granite and shale. These methods consist in observing the effect of the sub-surface discontinuity on the intensity and geometry of a natural or an artificially created field of force or on the rate of wave propagation. These methods are known as *geophysical methods*.¹ They constitute nowadays one of the most important methods of prospecting for oil and ores. Quite recently two of these methods, the seismic and the electrical prospecting method, have also been adapted to subsoil exploration in connection with foundation and tunnel problems. The success of these methods depends chiefly on the importance of the difference between the physical properties of the rocks located on either side of the unknown boundary.

The electrical resistivity, and the modulus of elasticity which determines the rate of wave propagation of a crushed or completely decomposed rock, are very much lower than the corresponding value for the same rock in a relatively intact state. Therefore the methods have been successfully used for determining the boundary between sound and defective rocks on tunnel jobs. Since geophysical rock exploration is very much cheaper than the boring method, it deserves at least a trial. If the attempt is successful, the number of core borings required to secure a given amount of information can be substantially reduced.

Function of pilot tunnels

The pilot tunnel serves the purpose of a large-diameter exploratory hole. It also drains the rock ahead of the main excavation. If the inflow of water is excessive, the rock can be grouted before the main excavation reaches the water-bearing zone. Heavy squeezing or swelling pressures are detected in time to order the required tunnel supports for the main excavation and to revise the design for the permanent tunnel support. It even permits starting the main excavation at several points simultaneously in order to reduce the time of construction. Hence, if a tunnel with a large cross section is located in an intensely folded or faulted region, the construction of a pilot tunnel should not be omitted.

Geological observations during construction

Whatever the method of attack in a tunnel may be, it is always advantageous to know the details of the character of the rock as far ahead of the working face as conditions permit. However, the extrapolation from the exposures in the tunnel to the

1. See for instance C. A. Heiland, *Geophysical Exploration*, Prentice-Hall Inc., New York, 1940.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

PROPIEDADES DE LAS ROCAS Y DE LOS MACIZOS ROCOSOS

**EXPOSITOR: ING. SERGIO R. HERRERA CASTAÑEDA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

PRUEBAS DE LABORATORIO EN ROCA INTACTA

CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES ÍNDICE

1. Litología y mineralogía
2. Peso volumétrico
3. Índice de alteración
4. Contenido de agua
5. Intemperismo acelerado
6. Índice de carga puntual
7. Velocidad sónica y parámetros de deformabilidad dinámicos

PROPIEDADES MECÁNICAS

1. Compresión uniaxial
2. Compresión triaxial
3. Resistencia al esfuerzo cortante
4. Tensión directa e indirecta
5. Expansión y presión de expansión
6. Parámetros de deformabilidad estáticos

PRUEBAS DE LABORATORIO EN ROCA INTACTA

OTRAS CARACTERÍSTICAS ÍNDICE

1. Reactividad con el cemento
2. Dureza con martillo Schmidt
3. Cortante simple y doble
4. Punzocortante
5. Módulo de ruptura o flexión
6. Porosidad
7. Permeabilidad
8. Sensitividad

Consideraciones geológicas *

D. U. Deere

Rock Mechanics in Engineering Practice
Edits. K.G. Stagg y O.C. Zienkiewes
J. Wiley & Sons., 1968

1.1 Introducción

La mecánica de Rocas es la ciencia teórica y aplicada que trata del comportamiento mecánico de las rocas; es la rama de la Mecánica que estudia la reacción de las rocas a los campos de fuerza de su entorno físico †.

Esta definición, dada recientemente por un grupo de investigadores en Mecánica de Rocas, puede parecer a primera vista que realza el papel de la mecánica, ignorando el de la geología. En realidad esta definición es de miras muy amplias. La frase «reacción de las rocas a los campos de fuerza de su entorno físico» es suficientemente general para que sea aplicable a problemas a cualquier escala. Por ejemplo, comprende los estudios del mecanismo de deformación de los cristales minerales sometidos a elevadas presiones y temperaturas, el comportamiento triaxial de una muestra de roca ensayada en laboratorio, la estabilidad del revestimiento de un túnel e incluso el mecanismo de los movimientos de la corteza terrestre.

El papel de la geología es evidente; todos los materiales estudiados son masas rocosas situadas en un entorno geológico o extraídas de él. Los materiales poseen ciertas características físicas que son función de su origen y de los procesos geológicos posteriores que han actuado sobre ellos. El conjunto de estos fenómenos en la historia geológica de una cierta zona conduce a una *litología* particular, a una determinada serie de *estructuras geológicas* y a un *estado tensional in situ* característico. Regionalmente se producen variaciones de estas condiciones y pueden también producirse localmente, aún con mayor importancia, dentro del emplazamiento de una obra determinada. Al realizar programas de reconocimiento, y al extrapolar los resultados de ensayo en un punto a las zonas adyacentes, es totalmente necesario considerar la distribución en el lugar de los diferentes elementos geológicos. La experiencia ha demostrado que quien mejor puede realizar este trabajo es un ingeniero geólogo que no sólo tenga base suficiente en ciencias geológicas para apreciar los detalles de la geología del lugar, sino que también esté bien enterado de los métodos modernos de reconocimiento de las rocas y esté familiarizado con las exigencias de los técnicos en Mecánica de Rocas.

* De una próxima publicación en dos volúmenes original de Donald U. Deere, titulados provisionalmente, *Engineering Geology* (Geología aplicada a la Ingeniería) y *Rock Mechanics* (Mecánica de las Rocas). Cita reproducida con la autorización de Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, EE. UU.

† Definición del Comité de Mecánica de Rocas de la Academia Nacional de Ciencias en «Rock-Mechanics Research», *Natl. Acad. Sci.-Natl. Res. Council*, Washington, D. C., 1966.

En la Mecánica de Rocas aplicada, en especial en los campos de ingeniería civil y minería, el método de proyecto supone la selección de un anteproyecto y la predicción del comportamiento esperado. Se emplean para ello ecuaciones de la mecánica teórica y aplicada. Sin embargo, en la mayoría de los casos, deben introducirse en las ecuaciones algunas propiedades mecánicas de la roca. La validez de la solución obtenida no es mayor que la validez de la propiedad mecánica empleada. Las propiedades mecánicas de una muestra inalterada ensayada en laboratorio pueden ser muy diferentes de las propiedades del macizo rocoso del que se ha extraído la muestra. El reconocimiento de este hecho ha motivado en estos últimos años una gran atención hacia los ensayos *in situ*.

El comportamiento de un macizo rocoso sometido a una variación de tensiones viene determinado por las propiedades mecánicas del material rocoso y por el número y naturaleza de las discontinuidades geológicas existentes en el mismo. La importancia relativa de cada uno de estos factores sobre el comportamiento de la roca depende principalmente de la relación entre las dimensiones de la obra de ingeniería a realizar y la separación entre las discontinuidades. Cuando la variación introducida en el estado tensional afecta a una zona grande respecto a la distancia entre diaclasas*, por ejemplo, como es el caso de la cimentación de presas o grandes excavaciones subterráneas, la influencia de las diaclasas puede ser muy pronunciada. Sin embargo, en aquellos casos en que la separación entre las mismas es muy grande respecto a las dimensiones de la obra, como en la perforación de un barreno o la construcción de un túnel a través de una roca masiva con una perforación mecánica, el comportamiento de la roca depende más de las propiedades inherentes al material rocoso.

En muchos problemas de Mecánica de Rocas aplicada también se requiere conocer el estado tensional a una cierta profundidad en la zona estudiada. Como se señala en una sección posterior de este capítulo, el estado tensional es consecuencia directa de la historia geológica pasada de la zona. Sin embargo, el conocimiento de la historia geológica no basta por sí mismo para permitir una estimación razonable del estado de tensiones.

1.2 Importancia de la litología o tipo de roca

La litología de una roca hace referencia a su mineralogía, textura y fábrica, junto con un nombre o término descriptivo de algún sistema de clasificación reconocido, por ejemplo, caliza oolítica, pizarra bituminosa, granito, clorita-biotita, esquistos, etc. Los nombres y la clasificación son geológicos. Los técnicos en Mecánica de Rocas han reconocido frecuentemente lo inadecuado de un sistema de clasificación de este tipo, advirtiendo al menos que rocas de la misma litología pueden presentar una gama extraordinariamente amplia de propiedades mecánicas. Se ha propuesto incluso abandonar tales nombres geológicos y adoptar un nuevo sistema de clasificación basado únicamente en propiedades mecánicas.

Esta propuesta puede resultar excesiva, ya que hay diversas razones para conservar los términos litológicos. En primer lugar, existe como mínimo una

61

* Para unificar hemos traducido, en todo el texto, *joints* por diaclasas, aunque cabría establecer diferencias entre éstas, las litoclasas y algunos otros tipos de discontinuidades y fracturas (N. del T.).

gama de valores para cualquier tipo de roca donde queda comprendido el valor de una cierta propiedad mecánica. Para algunas propiedades mecánicas y para algunos tipos de rocas este intervalo de variación puede ser desalentadoramente grande; para otras bastante más pequeño. Por ejemplo, la resistencia a compresión simple de una caliza puede variar de 350 a 2.500 kg/cm²; sin embargo, para la sal gema la variación es solamente de 200 a 350 kg/cm², aproximadamente. La dureza de una cuarcita será elevada y prácticamente constante, mientras que la de una arenisca será muy baja o muy alta según el tipo y grado de cementación.

Otra razón importante para el empleo del nombre litológico es la relación entre la textura, fábrica y anisotropía estructural de las rocas de un determinado origen. Por ejemplo, la mayoría de las rocas ígneas tienen una estructura densa, bien encajada, con muy pequeñas diferencias de dirección en las propiedades mecánicas (con la excepción, por supuesto, de muchas rocas volcánicas superficiales, rocas intrusivas subsuperficiales, y algunas intrusivas profundas, como los granitos gnésicos, que presentan una estructura riolítica en la periferia de la intrusión). Las rocas sedimentarias, como las pizarras arcillosas, las areniscas y algunas calizas, están estratificadas y por tanto muestran una anisotropía considerable en las propiedades mecánicas. Otras rocas sedimentarias, como la sal gema, el yeso y muchas calizas y dolomías, han recrystalizado en una textura compacta, presentando únicamente una ligera anisotropía. Las rocas metamórficas son quizá las más sorprendentes respecto a la anisotropía. La clorita, el talco y el micasquisto tienen superficies de exfoliación bien desarrolladas y se componen de minerales de estructura hojosa que dan lugar a grandes diferencias en la resistencia y el módulo de deformación según la dirección de ensayo. Los gneis * muestran alguna anisotropía pero en menor grado. La pizarra es también muy anisotropa debido a su pronunciada estratificación. Otras rocas metamórficas, como el mármol y la cuarcita, han recrystalizado en una textura compacta, siendo bastante homogéneas.

Otra razón para conservar el nombre geológico es la asociación que puede hacerse entre ciertos tipos de rocas y otras características *in situ* que pueden presentarse. Por ejemplo, la presencia en el terreno de caliza, yeso y sal gema puede inclinar al investigador a la búsqueda de fenómenos de disolución como cavidades, torcas y fisuras agrandadas por la disolución. En otro caso, la presencia de una colada de lava basáltica puede indicar la posible presencia de un diaclasado columnar y llamar la atención sobre los problemas con él relacionados. Análogamente, algunos tipos de rocas presentan un comportamiento característico o problemas específicos. La existencia de sal gema u otras evaporitas puede dar lugar a problemas con deformaciones de fluencia. Debido a su contenido de arcilla, las pizarras arcillosas presentan frecuentemente hinchamiento y disgregación al aire por variaciones de presión y humedad. Resulta evidente que se da una información mucho más valiosa sobre las propiedades y el comportamiento de una roca cuando se indica su nombre geológico. Sin embargo, a efectos ingenieriles, el nombre geológico es insuficiente por sí solo y debe acompañarse de una clasificación de tipo mecánico según se indica en la sección siguiente.

* Aunque últimamente se tiende a escribir *gneis* hemos preferido conservar la grafía tradicional (*N. del T.*).

1.3 Clasificación de las rocas en ingeniería

Se entiende por roca «intacta» aquella de la cual pueden tomarse muestras para su ensayo en laboratorio, no presentando características estructurales de gran escala, como diaclasas, planos, de estratificación, fracturas y zonas milonitizadas. Coates¹ ha empleado el término *sustancia rocosa*. Coates¹, Coates y Parsons² y Miller³ han realizado un trabajo acerca de la clasificación de la roca intacta a partir de las propiedades mecánicas determinadas en laboratorio. Deere y Miller⁴ han dado una versión modificada del primer trabajo de Miller, siendo esta clasificación la que se describe a continuación.

La clasificación se basa en dos propiedades importantes de la roca: la resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad. El módulo empleado es el módulo tangente correspondiente a un nivel tensional igual a la mitad de la resistencia de la roca. La resistencia a compresión simple se determina con muestras de relación longitud/diámetro igual o superior a 2. La roca se clasifica en una de las cinco categorías de resistencia indicadas en la tabla 1.1.

Tabla 1.1 Clasificación de la roca intacta^a

I. Basada en la resistencia (σ_c)

Clase	Descripción	Resistencia a compresión simple (kg/cm ²)
A	Resistencia muy alta	> 2.250
B	Resistencia alta	1.120-2.250
C	Resistencia media	560-1.120
D	Resistencia baja	280-560
E	Resistencia muy baja	< 280

Se advierte que las categorías de resistencia siguen una progresión geométrica. La línea divisoria entre las categorías A y B se ha fijado en 2.250 kg/cm² ya que éste constituye el límite superior de resistencia de las rocas más comunes.

Tabla 1.2 Clasificación^a de la roca intacta^a

II. Basada en el módulo relativo (E_t/σ_c)

Clase	Descripción	Módulo relativo ^b
H	Elevado módulo relativo	> 500
M	Módulo relativo medio	200-500
L	Módulo relativo bajo	< 200

^a Las rocas se clasifican según su resistencia y módulo relativo en AM, BL, BH, CM, etc.

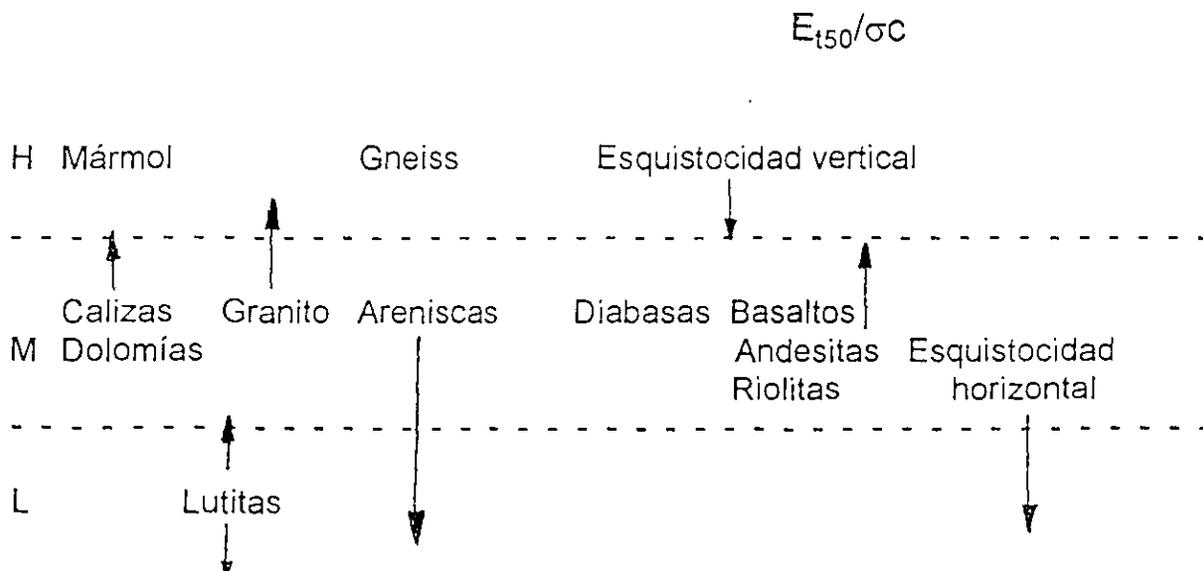
^b Módulo relativo = E_t/σ_c ,
siendo E_t = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura,
 σ_c = resistencia a compresión simple.

.. CLASIFICACION DE LA ROCA INTACTA

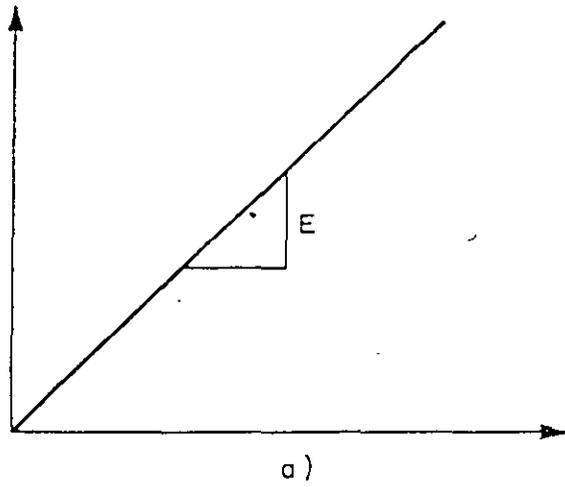
CON BASE EN SU RESISTENCIA σ_c (uniaxial)

Tipo:	Categoría:	Rocas ejemplo:
A	muy alta	cuarcita, diabasa, basaltos densos
B	alta	rocas intrusivas, metamórficas duras, areniscas bien cementadas, calizas y dolomías
C	media	pizarras, areniscas, esquistos, calizas porosas
D y E	baja y muy baja	rocas de baja densidad, tobas porosas, sal, areniscas friables, rocas alteradas de cualquier tipo.

CON BASE EN SU MODULO RELATIVO



Esfuerzo (σ , en Kg/cm²)



Módulo de Deformabilidad: $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$

Esfuerzo (σ , en Kg/cm²)

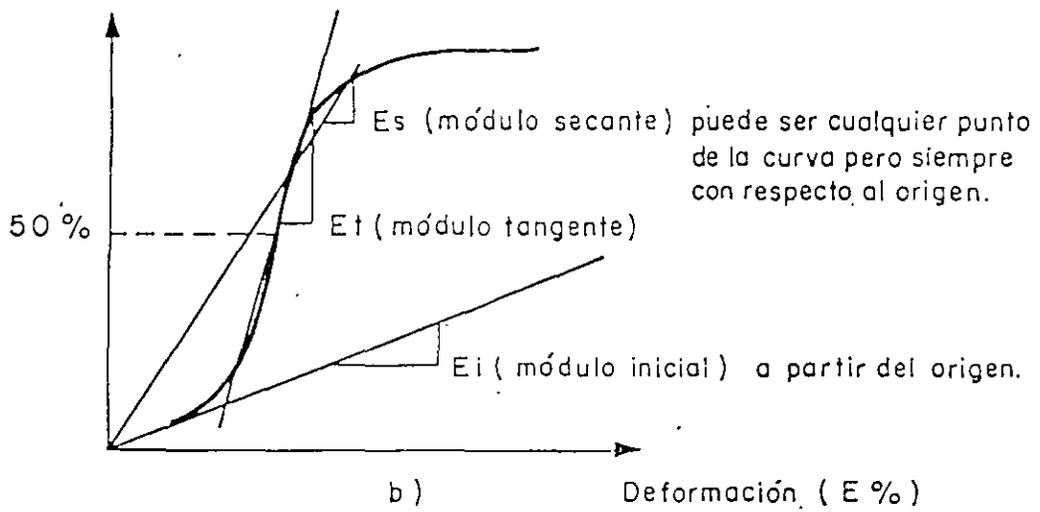
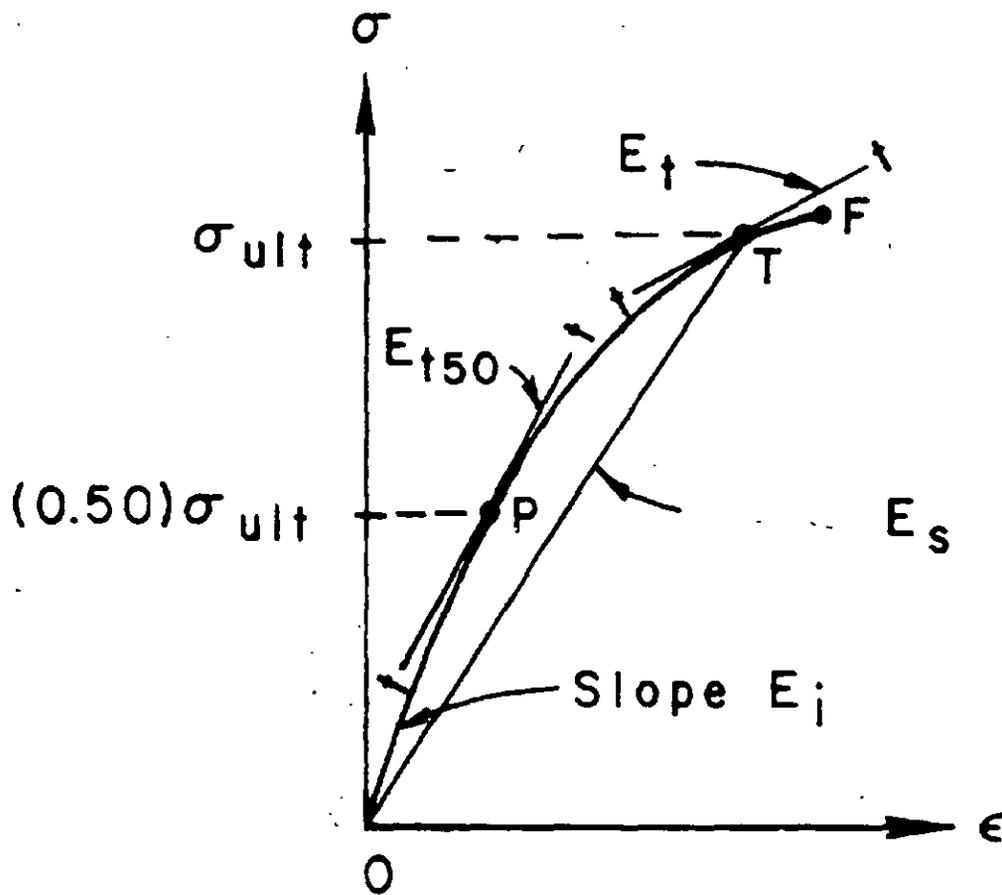


Fig. 7.17 Obtención del Módulo de Deformabilidad Estático



Módulo de deformabilidad E_{t50} en pruebas de Laboratorio en roca intacta

Los factores externos son aquellos que no dependen de la naturaleza de la roca y son:

- 1) Fricción entre platina y superficie de la roca
- 2) Geometría de la probeta
 - 2.1) forma
 - 2.2) relación de esbeltez
 - 2.3) tamaño
- 3) Velocidad de carga
- 4) Temperatura ambiente

Los factores internos que influyen en la resistencia de la roca son:

- 1) Tipo de roca, mineralogía, grado de cementación y textura
- 2) Elasticidad y plasticidad de la roca
- 3) Contenido de agua, porosidad, fisuramiento
- 4) Tamaño de grano y orientación de los cristales minerales.

Clasificación de Deere y Miller

También se basa en la resistencia a la compresión no confinada, - consta de varias clases; de la A a la E, siguiendo una progresión geométrica. La línea escogida entre las clases A y B es de 2250 - kg/cm² la cual es cercana al límite superior de resistencia de las rocas. Ver Tabla 3.9.

Tabla 3.9 **CLASIFICACION INGENIERIL DE LA ROCA INTACTA SOBRE LAS BASES DE SU RESISTENCIA**

Clase	Descripción	Resistencia a la- Compresión Simple kg/cm ²	Ejemplo
A	muy alta	> 2250	Igneas densas y metamórficas no direccionales (densas)
B	alta	1125 - 2250	La mayoría de las rocas ígneas, las metamórficas más resistentes, la mayoría de las sedimentarias densas o macizas, los sedimentos más densos.
C	media	560 - 1125	metamórficas más débiles y las sedimentarias porosas
D	baja	280 - 560	Rocas porosas, friables y meteorizadas
E	muy baja	< 280	Rocas porosas, friables y meteorizadas

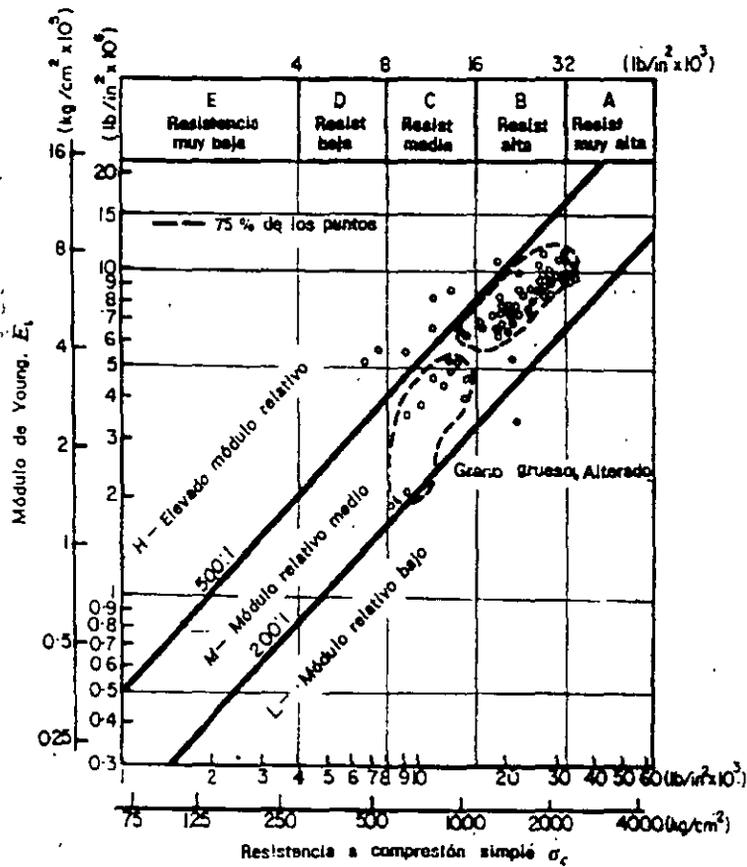
Deer y Miller (1966)

Un segundo criterio de clasificación de Deere y Miller es el Módulo lo relativo, definido como la relación:

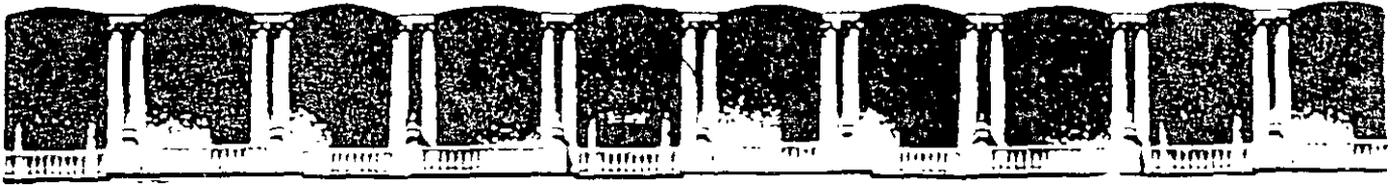
$$\frac{E}{\sigma} = \frac{\text{Módulo de Elasticidad}}{\text{Resistencia a la Compresión Uniaxial.}}$$

CLASIFICACIÓN CON BASE EN EL MÓDULO RELATIVO (E_{t50} / σ_c)

Clase	Descripción	Módulo relativo
H	Elevado	> 500
M	Medio	200 a 500
L	Bajo	< 200



CLASIFICACIÓN DE LA ROCA INTACTA



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

PROPIEDADES DEL MACIZO ROCOSO

**EXPOSITOR: ING. SERGIO R. HERRERA CASTAÑEDA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

PRUEBAS DE CAMPO

PROPIEDADES DEL MACIZO ROCOSO

PERMEABILIDAD

- Pruebas en zanjas
- Ensaye Lugeon
- Ensaye Lefranc
- Trazadores radioactivos

DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Los problema de inestabilidad de taludes rocosos, fallas de cimentaciones, y en algunos casos, de movimientos de roca hacia una excavación subterránea, se deben en gran medida a una insuficiente resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades existentes en la masa rocosa o de la matriz rocosa (roca intacta). Al hacer una excavación o cimentar una estructura se imponen nuevas solicitaciones a la masa rocosa y se desarrollan fuerzas normales y tangenciales en zonas potenciales de falla del macizo rocoso. Una vez identificados los posibles mecanismos de falla y la(s) discontinuidad(es) crítica(s) por donde puede ocurrir el deslizamiento o falla, debe evaluarse si las fuerzas tangenciales (motoras) inducidas son mayores que las fuerzas resistentes de la roca (fuerzas normales, cohesivas y fricciones). Si esto ocurre, entonces la masa rocosa comenzará a deslizarse. Es preciso entonces determinar adecuadamente la magnitud de las fuerzas resistentes, es decir, la resistencia al corte de las discontinuidades geológicas y de la roca intacta para diferentes magnitudes de esfuerzo normal actuante en el plano o zona potencial de falla, de tal forma que éstas cubran el intervalo de presiones que se espera actúe sobre la discontinuidad. Conocida la resistencia al corte será posible entonces evaluar si hay condiciones para que la roca falle y deslice y se podrán tomar las acciones correctivas o preventivas que sean pertinentes en cada caso particular.

Una vez identificada la zona o plano potencial de falla, debe hacerse un detallado levantamiento de las características de la discontinuidad crítica, ya que el espaciamiento entre fracturas, el grado de alteración, el tipo y espesor de relleno, la rugosidad en diferentes sentidos, la presencia de agua, el tamaño y el ángulo de las irregularidades y/o las zonas de contacto roca-roca, tienen una notable influencia en la resistencia al corte.

Los ensayos de resistencia al corte varían de acuerdo a la forma de aplicar la carga lateral al plano de corte y pueden ser de cuatro tipos:

- a. Ensayo aplicando la carga lateral paralela al plano potencial de falla
- b. Ensayo aplicando la carga lateral inclinada respecto al plano de falla
- c. Ensayo aplicando carga radial con cuchillas
- d. Ensayo de torsión

Las figuras 1 a 4 muestran un esquema de cada uno de los ensayos mencionados. Estos ensayos pueden ejecutarse en el interior de un socavón de exploración, o bien en superficie. Cuando se hace en superficie (figura 1) se requiere utilizar marcos de vigas de acero, plataformas de carga y barras ancladas en la roca para poder proporcionar apoyo a los gatos hidráulicos que aplican las cargas a las probetas y les permiten transferir sus reacciones. En

las pruebas realizadas en socavones la transferencia de las reacciones se hace hacia las paredes y clave (figura 2).

El ensaye de corte consiste en labrar un bloque superior de roca de aproximadamente 0.7 x 0.7m de sección transversal y 0.35m de altura (figura 2), sobre la superficie potencial de falla y colocar sobre él los gatos hidráulicos que proporcionaron la carga normal y tangencial. Si el plano potencial de falla es una discontinuidad con relleno arcilloso, se inserta en el relleno una aguja porosa que a su vez se conecta con un transductor de presión para medir las presiones de poro debidas al agua contenida en el relleno. El bloque superior se instrumenta para medir los desplazamientos longitudinales, transversales y la dilatación o movimientos ascendentes.

En una primera etapa del ensaye se aplica carga normal al bloque superior para restituir la carga que tenía originalmente, antes de que se descomprimiera por el labrado. Posteriormente, se mantiene una carga constante, normal al plano potencial de falla y simultáneamente se aplica la carga tangencial en incrementos hasta llegar a la falla. La velocidad de aplicación de la carga tangencial debe ser tal que las presiones de poro generadas durante el proceso de falla sean reducidas. Cuando la carga tangencial se aplica inclinada (aproximadamente 30° con la horizontal) el centro de carga del gato debe pasar por el centro del área del plano potencial de falla para evitar inducir momentos; por otro lado, en el caso de la carga inclinada, conforme la carga tangencial aumenta se adiciona una carga normal, de tal manera que resulta necesario ir disminuyendo la carga aplicada con el gato superior durante la ejecución de la prueba, para mantener constante la carga normal en el plano de falla.

Durante la prueba se construyen gráficas esfuerzo cortante (τ) desplazamiento longitudinal (δ), tal como la que se observa en la figura 5. De las gráficas se obtiene un valor máximo de resistencia al corte (τ_{max}), el cual ocurre para desplazamientos pequeños y un valor residual de la resistencia al corte (δ_{res}) que se presenta después de que ocurre un desplazamiento grande del bloque superior sobre el inferior. En términos generales, el valor máximo del esfuerzo cortante normalmente se debe a la ruptura por corte del material rocoso de las caras de la discontinuidad o del relleno, y el valor residual, se debe a la resistencia por fricción que se desarrolla en conjunto entre el material afallado y las caras de la discontinuidad.

A partir de los valores de τ_{max} y δ_{res} obtenidos para cada esfuerzo normal aplicado, se construyen gráficas esfuerzo normal (σ) esfuerzo cortante (τ) (figura 6) de las que se obtienen las curvas que representan la ley de resistencia al esfuerzo cortante que en caso de ser rectas estará dada por la ecuación general:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

donde:

c = cohesión del material fallado

ϕ = ángulo de fricción interna del material fallado

Que en términos de esfuerzo efectivo será:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi = c + (\sigma - \mu) \tan \phi$$

donde:

μ = presión de poro actuante en el plano de falla

En la tabla 1 se muestran valores de c y ϕ obtenidos para distintas rocas.

Generalmente se recomienda ejecutar tres pruebas de corte como mínimo para poder trazar la ley de resistencia al corte.

El ángulo i de las irregularidades existentes en el plano potencial de falla el cual se mide respecto a la superficie media de la discontinuidad (figura 7), también influye notablemente la resistencia al corte como puede observarse en la figura 7. Para cargas normales bajas (línea OA) la ley de resistencia queda expresada por:

$$\tau = \sigma \tan (\phi_r + i)$$

donde:

ϕ_r = ángulo de fricción residual

Para el diseño de las obras tenemos que predecir la situación más desfavorable posible y la situación de ocurrencia más probable. La más desfavorable estará basada en la resistencia residual ($\tau = \sigma \tan \phi_r$). La condición más favorable se debería diseñar con la resistencia máxima pero existen una serie de factores que pueden afectarla (desplazamientos previos, falla progresiva, grado de alteración, procedimiento inadecuado de prueba, espaciamiento de discontinuidades, presencia de rellenos, ángulo i , etc). Finalmente, la elección de los parámetros de resistencia para uso en diseño es sobre todo una cuestión de juicio ingenieril basado en el conocimiento de los mecanismos de falla que puedan ocurrir y en la experiencia y observación de casos reales y experimentales.

DETERMINACION DE LA DEFORMABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO

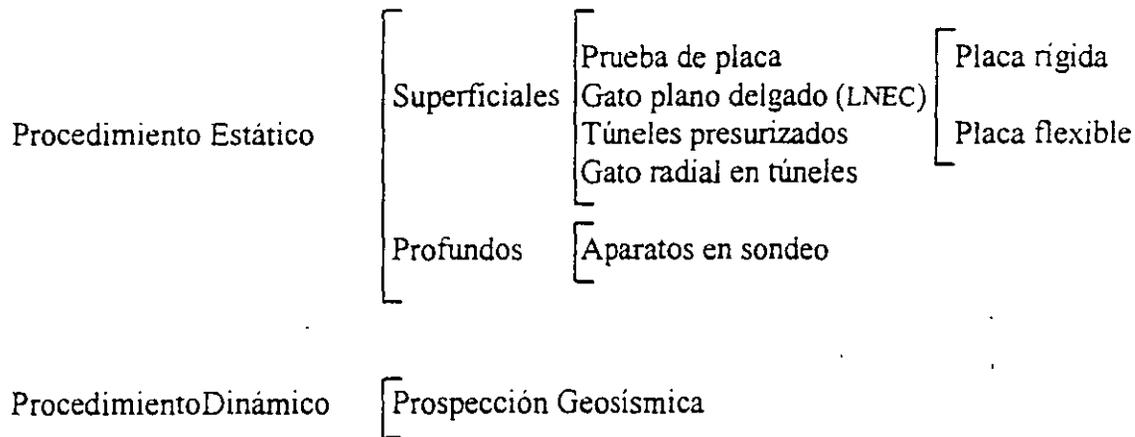
La aplicación de cargas impuestas por las obras ingenieriles a la masa rocosa provocan deformaciones en la misma. La magnitud de las deformaciones será función del nivel de esfuerzos aplicado a la masa rocosa, tiempo en que se apliquen estos esfuerzos, espaciamientos y frecuencia de las discontinuidades, características de las discontinuidades y de la roca intacta, grado de alteración de la roca, anisotropía y heterogeneidad de la masa rocosa, tamaño del área cargada en relación al espaciamiento de las discontinuidades y magnitud y dirección de los esfuerzos residuales en la roca. La deformabilidad de la masa rocosa se expresa mediante el Módulo de Deformabilidad que es la relación del esfuerzo aplicado y su correspondiente deformación unitaria durante la aplicación de una carga al macizo rocoso, incluyendo su comportamiento elástico e inelástico.

Las excavaciones y cimentaciones en roca requieren definir la deformabilidad del macizo rocoso con el propósito de conocer su comportamiento ante cargas y descargas y poder diseñar adecuadamente los revestimientos y/o las estructuras, y establecer el método de construcción a utilizar.

Las pruebas de campo permiten obtener valores más realistas de la deformabilidad de la masa rocosa que los obtenidos mediante ensayos en laboratorio, debido a que involucran a un mayor volumen de roca y en consecuencia a un mayor número de discontinuidades. Los equipos utilizados para las pruebas de campo tienden a afectar volúmenes de roca cada vez mayores y a incrementar la magnitud de los esfuerzos aplicados.

El principio de los ensayos es simple y consiste en aplicar una carga al terreno (reproduciendo las condiciones a las que estará sometido), midiendo simultáneamente las deformaciones inducidas al mismo, mediante aparatos colocados a diferentes profundidades y distancias dentro del volumen de roca afectado por la carga impuesta. Durante el ensayo se registran los esfuerzos aplicados (σ) y las deformaciones (δ) las cuales se dibujan en una gráfica esfuerzo-deformación como la que se muestra en la figura 8. El módulo de deformabilidad elegido puede ser secante, tangente o inicial dependiendo del conocimiento del nivel de esfuerzos al que estará sometida la masa rocosa. En algunos casos (por ejemplo en excavaciones), es necesario conocer el módulo de deformabilidad a la descarga y en otros (por ejemplo en cimentación de maquinaria, ciclos de llenado y vaciado de agua en embalses) se requiere conocer el comportamiento de la roca sometida a ciclos de carga y descarga con diferentes tiempos de permanencia para observar la tendencia de la deformabilidad después de cierto número de ciclos y su comportamiento viscoso.

Las pruebas de deformabilidad pueden ser estáticas o dinámicas según el tiempo que dura la aplicación de carga y/o descarga, y pueden hacerse en superficie o a profundidad. El siguiente esquema muestra los ensayos que se han realizado para evaluar la deformabilidad de la masa rocosa "in situ".



En general, la magnitud del módulo de deformabilidad dinámico es mayor que la obtenida con métodos estáticos de campo. Esto se debe fundamentalmente a que las deformaciones inducidas por la onda que viaja a través del medio son muy pequeñas y se encuentran generalmente dentro del intervalo de comportamiento elástico del medio. En cambio, las cargas estáticas inducen deformaciones altas que rebasan el intervalo de comportamiento elástico del medio deformable.

Los módulos dinámicos y estáticos obtenidos en ensayos de laboratorio y campo presentan en forma general la siguiente tendencia.

$$E_{din.lab} > E_{est.lab} > E_{din.campo} > E_{est.campo}$$

Pruebas Dinámicas

Estas pruebas se realizan emitiendo una fuente de ondas al terreno generada por un impulso, estas ondas viajan a través del medio y regresan (por refracción de las mismas) a la superficie donde son captadas por geófonos. De esta forma es factible conocer el tiempo y la velocidad de llegada de la onda al geófono, el cual capta ondas longitudinales y/o transversales. Los volúmenes de roca involucrados por este tipo de pruebas son grandes y dado que la onda se transmite en rocas de litología y grados de alteración diferentes, así como por diversas discontinuidades, el valor del módulo es un valor promedio muy general y se obtiene mediante las expresiones :

$$E_{din.campo} = \frac{v_L^2 \rho (1 + \nu_d) (1 - 2\nu_d)}{1 - \nu_d}$$

$$E_{\text{din campo}} = 2v_t^2 \rho (1 + \nu_d)$$

donde:

- v_L = velocidad longitudinal de onda
- ρ = densidad de masa del medio
- ν_d = módulo de Poisson dinámico
- v_t = velocidad transversal de onda

El módulo de Poisson puede obtenerse mediante la ecuación:

$$\nu_d = \frac{\frac{1}{2} (v_L / v_t)^2 - 1}{(v_L / v_t)^2 - 1}$$

Estas ecuaciones suponen un medio homogéneo, isótropo y el comportamiento elástico.

Pruebas Estáticas

Pruebas de Placa

Existen 2 tipos de placa que pueden utilizarse para determinar la deformabilidad del medio: la placa rígida y la placa flexible. La primera es una placa de acero de aproximadamente 30cm de diámetro a la cual se aplica carga muerta o carga con gatos hidráulicos para inducir deformaciones al terreno. Esta placa sólo permite medir las deformaciones que se generan en la superficie de apoyo y también en la superficie del terreno, lateralmente a la placa. Las figuras 9, 10 11 y 13 muestran las diferentes formas de ejecutar un ensaye de este tipo. Para una placa infinitamente rígida y considerando al medio rocoso homogéneo, isótropo y elástico, la ecuación siguiente nos permite calcular el módulo de deformabilidad estático:

$$E = \frac{Pa(1 - \nu^2)}{\pi \omega a} \operatorname{sen}^{-1} \left(\frac{a}{r} \right) \quad \text{para } r > a \quad z = 0$$

$$E = \frac{P(1 - \nu^2)}{2\omega_0 a} \quad \text{para } r > a \quad z = 0$$

donde:

- P = presión aplicada a la roca
- a = radio de la placa
- ω = desplazamiento
- ν = módulo de Poisson
- r = punto en donde se mide el desplazamiento
- z = profundidad del punto de medición de desplazamiento

Lo reducido del área de la placa rígida permite aplicar mayores presiones al terreno, sin embargo, el bulbo de influencia de los esfuerzos en el terreno es muy reducido, por lo que se afecta un volumen pequeño.

Por el contrario, la placa flexible aunque permite aplicar menores presiones afecta a un mayor volumen de roca y además esta placa es anular y permite medir deformaciones a profundidad en el centro de la placa, lo que nos da la oportunidad de conocer los desplazamientos máximos generados por la carga aplicada en la zona de influencia de los esfuerzos. Normalmente se colocan deformímetros en el centro de la placa a una profundidad entre 0 y 3 veces el diámetro de la placa. El módulo de deformabilidad se conoce mediante la siguiente ecuación obtenida de la teoría de la elasticidad:

$$E = \frac{P}{\pi \omega_z (a_2^2 - a_1^2)} \{ [(1+\nu)z^2] [(a_1^2+z^2)^{-1/2} - (a_2^2+z^2)^{-1/2}] + [2(1-\nu^2)] [(a_2^2+z^2)^{1/2} - (a_1^2+z^2)^{1/2}] \}$$

donde:

- a_1 = radio menor de la placa
- a_2 = radio mayor de la placa
- ω_z = desplazamiento al centro de la placa
- ν = Módulo de Poisson
- z = profundidad del punto de medición del desplazamiento

Las figuras 14, 15 y 16, muestran los equipos utilizados para realizar estos ensayos y la tabla 2 ilustra los datos completos de los ensayos realizados con los equipos correspondientes. Las presiones máximas que se aplican en estas pruebas de placa son hasta de 200 kg/cm².

La selección de uno u otro tipo de placa dependen del espaciamiento entre las discontinuidades, del espesor de la capa de alteración de la roca y de la heterogeneidad del medio.

El sitio donde se realicen los ensayos debe estar poco alterado, por lo que se recomienda que la medición de desplazamientos superficiales se haga lejos de la placa de carga o a una profundidad abajo de la zona descomprimida. Para apegarse a la hipótesis que impone la teoría elástica de semiinfinito, es necesario que el diámetro del socavón donde se realice la prueba sea por lo menos cuatro veces el diámetro de la placa de carga.

En la figura 17 se muestra una curva esfuerzo-deformación obtenida de una prueba de placa flexible en roca caliza. Puede observarse que el comportamiento no es elástico y se definen dos módulos y un coeficiente. La relación E/Π vale uno en masas rocosas exentas de discontinuidades. El parámetro C_p crece cuando la plasticidad del relleno de fracturas o fallas o la densidad de fracturamiento aumenta.

Gato Plano Delgado (LNEC)

Este método consiste en introducir un gato plano en una ranura de aproximadamente 1.2m de profundidad, 1m de ancho y 7mm de espesor. Las paredes del gato quedan en contacto con las de la ranura y el gato posee 4 deformímetros eléctricos en el cuerpo, que permiten medir la deformación de la roca al ocurrir cambios volumétricos en el mismo. La presión se aplica hidráulicamente. Es factible probar áreas mayores si se utilizan más gatos colocados lateralmente. Se han llegado a probar áreas hasta de 4m² y se han aplicado presiones hasta de 100 kg/cm².

La figura 18 muestra la máquina perforadora utilizada para ranurar la roca y los gatos planos. El módulo de deformación se obtiene de la expresión:

$$E = c \frac{P}{\rho}$$

donde:

P = Presión aplicada

ρ = desplazamiento de la pared en un punto de medición

c = constante que depende del punto donde se midió ρ , del tamaño del gato y su relación con el tamaño de la ranura, así como de su cercanía a la superficie.

Las restricciones a la deformación que imponen los bordes de la ranura y la cercanía a la superficie, son limitantes importantes al método ya que los módulos obtenidos son casi siempre bajos. Los módulos obtenidos a partir de los desplazamientos registrados por los

deformímetros más lejanos a la superficie dan una mayor aproximación al verdadero módulo. Se ha recomendado que la ranura tenga un diámetro de 2 a 3 veces el diámetro del gato para evitar esos problemas de frontera.

Túneles Presurizados

Este método requiere de aislar una cámara en un túnel, colocando tapones en el túnel. Si la roca del túnel en la zona de la cámara es muy permeable requerirá de un aislamiento en las paredes, tal como un recubrimiento de concreto o membranas impermeables flexibles. La cámara se instrumenta colocando deformímetros eléctricos (tipo cuerda vibrante) para medir las divergencias o cambios diametrales y también se colocan extensómetros radiales en la roca a diferentes profundidades. La cámara se llena de agua y se aplica presión hidráulica registrando simultáneamente las deformaciones inducidas.

La figura 19 muestra el esquema del equipo utilizado para proporcionar carga y el arreglo de los deformímetros diametrales.

Para obtener el módulo de deformabilidad en un túnel revestido de concreto simple, de diámetro interior d , y espesor de revestimiento e , se emplea la relación siguiente:

$$E_r = \frac{pd}{\Delta d} - \frac{2e}{d} E_c$$

donde:

- p = Presión interior
- Δd = deformación diametral
- E_r = Módulo de Deformabilidad de la roca
- E_c = Módulo de Elasticidad del concreto
- d = diámetro del túnel

Si no hay revestimiento se utiliza la relación:

$$E_r = (1 + \nu) \frac{pd}{\Delta d}$$

donde:

- ν = Relación de Poisson

La longitud de la cámara debe ser mayor a $5d$ para minimizar los errores provocados por las restricciones que imponen los tapones. Se han ensayado túneles desde 1.5m de diámetro hasta 4.9m y la máxima presión aplicada ha sido de 5 kg/cm^2 . En México fue ensayado el túnel de la Presa Mazatepec, Puebla, de 4m de diámetro, 500m de longitud, revestido y aplicando 6.8 kg/cm^2 . La ventaja de este tipo de ensayos es que pueden medirse deformaciones en varias direcciones, poniendo en evidencia la anisotropía del macizo rocoso y por otro lado, el volumen de roca involucrado es muy grande. La desventaja es que el método es muy costoso. En la figura 20 se muestran valores (curva envolvente) de las deformaciones circunferenciales obtenidas con este método.

Gato Radial en Túneles

Con este método, al igual que el descrito arriba, es posible aplicar carga en toda la periferia del túnel, sólo que en este caso la carga se aplica utilizando varios gatos (almohadillas) metálicos de sección rectangular apoyados en las paredes del túnel y reaccionando contra un marco rígido (de acero o de aluminio) anular como se muestra en la figura 21. Las dimensiones del túnel mostrado en la figura son de 2.7m de diámetro y la longitud ensayada de 2.4m. La carga máxima aplicada fue de 70 kg/cm^2 , equivalente a aproximadamente 1.35 veces la presión que transmitiría el prototipo. La instrumentación se hizo colocando en cada uno de los 8 barrenos radiales de 6m de profundidad ubicados al centro de la zona de prueba, 7 extensómetros eléctricos LVDT capaces de medir el cierre de grietas cercanas a la excavación, generadas por la apertura de la misma, y también el cierre de fracturas preexistentes y las deformaciones elásticas de la roca intacta. Durante la prueba se estudió la deformabilidad de la roca a diferentes niveles de carga y bajo cargas constantes mantenidas durante tiempos hasta de 48 hrs. para conocer el comportamiento viscoso de la roca, las deformaciones residuales y las deformaciones a diferentes distancias de las paredes del túnel. La figura 22 muestra las deformaciones obtenidas en diferentes direcciones circunferenciales (nótese la influencia de la anisotropía del medio en la deformabilidad).

Al igual que los ensayos en túneles presurizados, estas pruebas involucran un volumen de roca muy grande respecto al involucrado en cualquier otro ensaye de deformabilidad (la influencia de los esfuerzos aplicados en el túnel aquí mencionado llegó hasta una distancia radial de 14m) sin embargo, el ensaye es laborioso, muy costoso y sólo factible de hacer en obras cuyo costo sea considerablemente alto.

Aparatos en Sondeos

Estos aparatos permiten evaluar la deformabilidad de la masa rocosa a diferentes profundidades sin requerirse la excavación de galerías de prueba. Los aparatos se introducen en un sondeo y pueden ser de dos tipos: los dilatómetros que se expanden al aplicarles una presión hidrostática interna y presionan a las paredes del barreno deformándolas, y los gatos curvos que cargan la pared del barreno con 2 zapatas rígidas y

curvas, diametralmente opuestas. La interpretación de las pruebas efectuadas con dilatómetros es más sencilla y confiable que la correspondiente a gatos curvos.

La Tabla 3 presenta un resumen de las características de estos aparatos.

La figura 23 muestra un esquema de un dilatómetro Menard en donde se muestran las dos partes principales del mismo: La sonda mediante la que se aplica la presión a la pared del barreno (la sonda es presurizada con gas a presión hasta de 60 kg/cm^2) y el volúmetro mediante el cual se miden los cambios volumétricos que experimenta la sonda. La figura 24 muestra la gráfica presión-deformación volumétrica del terreno mediante la cual es posible calcular el módulo de deformabilidad.

En la figura 25 se muestra un esquema de la sección transversal de un gato Goodman (gato curvo) donde se ilustran las zapatas que aplican la presión al barreno en el interior del aparato. Entre las zapatas se encuentra un transductor de desplazamientos LVDT que mide la deformación de las paredes del barreno. La presión sobre las zapatas se aplica hidráulicamente con aceite. El módulo de deformabilidad se determina mediante la expresión:

$$E = \frac{\Delta Q}{\Delta U_d/d} k$$

donde:

- ΔQ = presión aplicada a las paredes de la perforación
- ΔU_d = desplazamiento diametral de las paredes
- d = diámetro de la perforación
- k = constante función del ángulo β y de la Relación de Poisson

Con los gatos curvos existe el riesgo de generar fracturas de tensión en las paredes donde las zapatas no están en contacto, las grietas se desarrollan en sentido perpendicular al de aplicación de la carga con las zapatas y el valor del módulo disminuye.

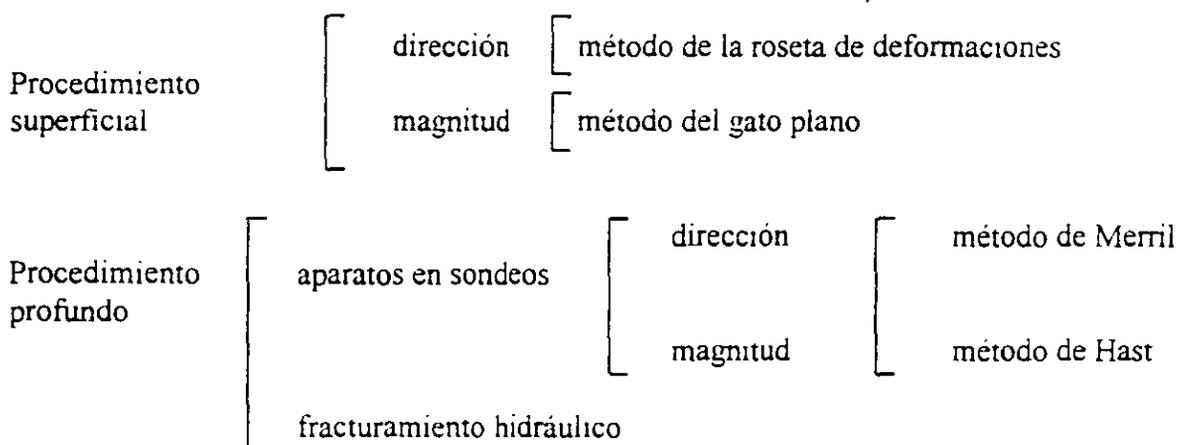
El uso de aparatos en sondeos tiene la ventaja de ser un método que permite conocer el módulo de deformabilidad de la roca en varios puntos de la masa rocosa y a diferentes profundidades lo que a su vez permite incluso realizar estudios estadísticos.

La colocación y manejo de los aparatos durante los ensayos es relativamente sencilla y rápida; sin embargo, su principal desventaja es que afecta a un volumen muy pequeño de roca.

DETERMINACION DE LA MAGNITUD DE LOS ESFUERZOS TECTONICOS RESIDUALES ACTUANTES EN EL MACIZO ROCOSO

La continua actividad de la tierra hace que las masas continentales se encuentren en movimiento permanente. Como una forma de conservación de energía interna, la corteza terrestre se consume en zonas de subducción de placas continentales y se abastece en las zonas o franjas volcánicas, también en los límites o contactos de placas continentales. Esta actividad tectónica (tanto la de empuje entre placas como la volcánica), genera fuerzas actuantes en la corteza terrestre que da lugar a cambios estructurales y litológicos (casos de metamorfismo) y provoca la ruptura de las formaciones preexistentes. Los esfuerzos generados durante esta actividad son almacenados por la roca y sólo son liberados al retirar la roca que confina a esta roca lateralmente. La remoción de la roca confinante puede ser natural (erosión) o artificial (excavación superficial o subterránea). Al excavar la roca en obras civiles o mineras, ocurre en el macizo rocoso una redistribución de esfuerzos y una tendencia de la roca a desplazarse hacia la zona excavada. Si estas deformaciones son restringidas inmediatamente por algún elemento de contención o soporte, la roca empujará con una fuerza sobre el soporte, equivalente a la magnitud de la fuerza tectónica almacenada en la roca. La determinación de la dirección y magnitud de los esfuerzos tectónicos almacenados por el macizo rocoso nos permite diseñar adecuadamente los elementos de soporte requeridos para la estabilización de excavaciones y además comprender como ocurrió el proceso de fracturamiento local o regional y como estos esfuerzos internos afectan la deformabilidad de la masa rocosa.

Los métodos de liberación de esfuerzos utilizados para conocer la dirección y magnitud de los esfuerzos tectónicos en el macizo rocoso son:



Los métodos del procedimiento superficial se llevan al cabo en socavones o galerías de prueba. La excavación de esta galería modifica la distribución de esfuerzos en su contorno y por lo tanto los esfuerzos determinados no son los tectónicos, sino aquellos modificados por la excavación. El procedimiento profundo también tiene esta limitante, sin embargo, el relajamiento es de menor magnitud.

En algunas regiones donde no ha ocurrido actividad tectónica, los esfuerzos en el macizo rocoso únicamente son debidos al peso propio de la roca. En otras (la mayoría), están actuando conjuntamente tanto los esfuerzos tectónicos como los de peso propio. En este último caso, no es válido en estricto rigor que se calculen esfuerzos verticales por peso propio mediante el peso de la columna de roca actuante en un punto, debido a que la presencia de los esfuerzos tectónicos en la masa hace que estos se modifiquen (algunas veces notablemente). En zonas afectadas tectónicamente, se han medido magnitudes de esfuerzos horizontales dos veces mayores a las del esfuerzo vertical.

Método de la Roseta de Deformaciones

El procedimiento de ensaye consiste en colocar pijas en la pared o piso de una excavación, diametralmente opuestas y en 3 direcciones radiales a 60° y se mide la distancia inicial entre pijas para cada dirección. Posteriormente, se abre una ranura circular de mayor diámetro que la distancia entre pijas y se registran las deformaciones inducidas al separarse las pijas debido a la relajación de esfuerzos del bloque que contiene las pijas. La figura 26 muestra con detalle como se ejecuta la prueba. La dirección de las deformaciones principales se conoce construyendo un círculo de Mohr de deformaciones como el mostrado en la figura 27. Es necesario hacer por lo menos tres de estas pruebas para conocer espacialmente la dirección de la deformación principal. A partir de las deformaciones principales es posible calcular la magnitud de los esfuerzos principales suponiendo un medio elástico, isotrópico, homogéneo y semiinfinito con las siguientes ecuaciones.

$$\sigma_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_1 + \nu \epsilon_2)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_2 + \nu \epsilon_1)$$

donde:

E = módulo de elasticidad
 ν = relación de Poisson

- ϵ_1 = deformación principal mayor
- ϵ_2 = deformación principal menor
- σ_1 = esfuerzo principal mayor
- σ_2 = esfuerzo principal menor

El uso de estas ecuaciones requiere de la determinación de los valores de E y ν por lo que no son utilizadas con frecuencia y en su lugar se prefiere hacer la determinación de la magnitud de los esfuerzos principales mediante el método que se describe a continuación.

Método del Gato Plano

El procedimiento de prueba consiste en colocar pijas en la pared o piso de la excavación a ambos lados de una ranura en la cual posteriormente se insertará un gato plano (figura 28). Se mide la distancia entre las pijas antes de perforar la ranura y una vez perforada la ranura y relajados los esfuerzos, se miden las deformaciones ocurridas por la diferencia de distancia entre las pijas de referencia. Posteriormente se introduce el gato en la ranura y se aplica presión al gato hasta que todas las pijas vuelvan a su posición original y en ese momento se mide la presión (presión de cancelación) que será equivalente a la magnitud del esfuerzo actuante en esa dirección. Para conocer la magnitud del esfuerzo principal mayor actuante deberán hacerse por lo menos tres ensayos a diferentes direcciones ya que este método sólo proporciona el valor del esfuerzo normal actuante en el plano de la ranura.

La figura 29 muestra los resultados de una prueba en el proyecto hidroeléctrico La Angostura, Chis.

Aparatos en Sondeos

Método de relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo mediante el registro de deformaciones (Método de Merrill)

Este método permite efectuar mediciones hasta a 6m de profundidad y consiste en ejecutar una perforación de 1 ½" (figura 30a) de diámetro, en la cual se introduce un aparato que permite medir deformaciones en tres direcciones ubicadas en una misma sección transversal (figura 30b), Una vez introducido el aparato en la perforación, se perfora con broca anular un barreno de 6" de diámetro hasta una profundidad mayor a la que se encuentra en el fondo del aparato, de esta forma queda aliviado de esfuerzos un cilindro de roca hueco y se miden las deformaciones en los tres sentidos. Suponiendo que el eje del sondeo coincide con la dirección del esfuerzo principal menor σ_2 , pueden determinarse las

magnitudes y direcciones de los esfuerzos principales σ_1 y σ_2 que actúan en un plano normal al eje del sondeo, mediante las ecuaciones:

$$\varepsilon_a = \frac{1}{E} \{(\sigma_1 + \sigma_2) + [2(\sigma_1 - \sigma_2)(1 - \nu^2) \cos 2\phi] - \nu\sigma_3\}$$

$$\varepsilon_b = \frac{1}{E} \{(\sigma_1 + \sigma_2) + [2(\sigma_1 - \sigma_2)(1 - \nu^2) \cos(\phi + \alpha)] - \nu\sigma_3\}$$

$$\varepsilon_c = \frac{1}{E} \{(\sigma_1 + \sigma_2) + [2(\sigma_1 - \sigma_2)(1 - \nu^2) \cos^2(\phi + 2\alpha)] - \nu\sigma_3\}$$

donde :

E = módulo de deformabilidad de la roca

ν = relación de Poisson

ϕ = ángulo que forma el eje de medición $a - a'$ con la dirección del esfuerzo principal mayor

α = ángulo formado por la dirección $b - b'$ con la dirección $a - a'$

Los valores de σ_1 , σ_2 y ϕ determinados, se expresan en función de σ_3 . Al efectuar tres mediciones semejantes a lo largo de tres sondeos inclinados entre sí, es posible determinar la magnitud y dirección de los tres esfuerzos principales. Nuevamente la necesidad de determinar E y ν limita el alcance de este método.

Método de relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo en el cual se ha instalado un medidor de esfuerzos (Método de Hast)

En este método se sigue el mismo procedimiento que el utilizado en el método anterior, sólo que el medidor de esfuerzos introducido en este caso es de gran rigidez en lugar del aparato medidor de desplazamiento que es de muy baja rigidez. En un caso general en que la rigidez del medidor no se considera infinita, los esfuerzos principales actuantes en la roca y en un plano normal al eje del sondeo puede calcularse con la ecuación:

$$\sigma_1 = \frac{k(x+2) + x_0}{2k(x+1)} S_1 - \frac{x_0 - 2 - k(x-2)}{2k(x-1)} S_2$$

$$\sigma_1 = \frac{x_0 - 2 - k(x+2)}{2k(x+1)} S_1 + \frac{k(x-2) + x_0}{2k(x+1)} S_2$$

donde:

$$S_1 = \frac{1}{2} \{ \sigma^1 + \sigma^{11} + \sigma^{111} + \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma^1 - \sigma^{11})^2 + (\sigma^1 - \sigma^{111})^2 + (\sigma^{111} - \sigma^1)^2]} \}$$

$$S_2 = \frac{1}{2} \{ \sigma^1 + \sigma^{11} + \sigma^{111} - \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma^1 - \sigma^{11})^2 + (\sigma^1 - \sigma^{111})^2 + (\sigma^{111} - \sigma^1)^2]} \}$$

$$k = \frac{G_0}{G} \quad x = 3 - 4\nu \quad x_0 = 3 - 4\nu_0$$

siendo :

- G_0 = módulo de rigidez del dispositivo de medición
- ν_0 = relación de Poisson del dispositivo de medición
- σ^1, σ^{11} y σ^{111} = esfuerzos normales medidos según tres direcciones diámetro que forman ángulos de 63° entre sí
- G = módulo de rigidez de la roca
- ν = relación de Poisson de la roca

En el caso en que $\nu_0 = \nu = 0.25$, las expresiones anteriores se simplifican a:

$$\sigma_1 = \frac{2k+1}{3k} S_1 \quad \sigma_2 = \frac{2k+1}{3k} S_2$$

El factor correctivo $\frac{2k+1}{3k}$ es poco sensible a las variaciones de la relación de rigideces k

Si $k > 5$, el factor correctivo tiende a 0.66 y por lo tanto los esfuerzos registrados con un medidor muy rígido se relacionan directamente con los esfuerzos internos de la roca, casi independientemente del módulo de deformabilidad de la misma. Esta es la gran ventaja de estos medidores que pueden estar constituidos por celdas metálicas con propiedades magnetostrictivas (Hast) o por inclusiones de vidrio con propiedades fotoelásticas

(Roberts). Este método parece ser el que más ventajas ofrece sobre los mencionados anteriormente.

Fracturamiento Hidráulico

Esta técnica originalmente utilizada por los petroleros para estimular la producción de pozos, consiste en inyectar una suspensión de arena, aditivos y agua en un tramo previamente sellado del pozo e incrementar la presión hasta producir la apertura de las fracturas de la masa rocosa en el contorno del pozo. La fractura creada es normal a la dirección del esfuerzo principal menor actuante y la presión necesaria para lograr la propagación de esta fractura es igual al esfuerzo principal actuante.

Este burdo método ha permitido determinar a gran escala la dirección y magnitud del esfuerzo principal menor actuante en algunos campos petrolíferos. Del mismo modo, es posible introducir fracturamiento hidráulico mediante ensayos de permeabilidad tipo Lugeon en rocas.

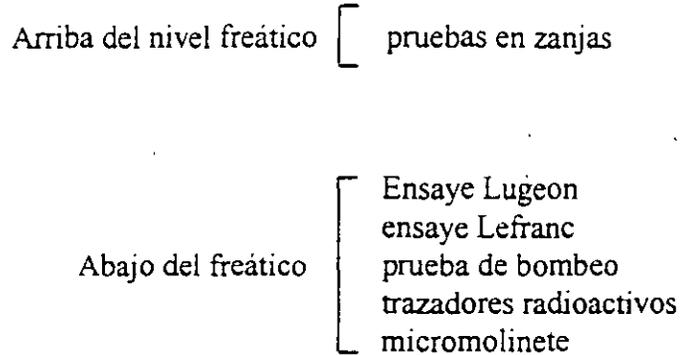
DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO

La permeabilidad de un macizo rocoso está fundamentalmente regida por sus discontinuidades, debido a que la permeabilidad intrínseca de la roca intacta es muy reducida en la mayoría de los casos. En rocas no fisuradas, la permeabilidad está en función de su porosidad absoluta y dependiendo de su grado de alteración o alterabilidad la permeabilidad podrá ir creciendo con el tiempo conforme el fluido intemperiza y erosiona a la roca. En rocas fisuradas está en función del número de familias de fracturas y del espaciamiento y dirección de las fracturas respecto al flujo, así como de la abertura, rugosidad y tipo de material que rellena a las fisuras. En rocas cársticas es función del número de conductos, de su diámetro, rugosidad y trayectoria. En todos los casos la permeabilidad también dependerá de las características del fluido (tipo, viscosidad, temperatura, etc) que circula a través del macizo rocoso y de la presión o carga hidráulica actuando en el fluido.

La estimación de la permeabilidad en masas rocosas se hace aún considerando a la masa homogénea y la ocurrencia de un flujo laminar a través de la misma, lo que en la mayoría de los casos está alejado de la realidad; sin embargo, esta idealización obedece a la dificultad de expresar matemáticamente el complejo mecanismo de flujo en un medio discontinuo.

El conocimiento de la permeabilidad del medio nos permite estimar los volúmenes de filtraciones esperados hacia las excavaciones, tanto superficiales como subterráneas, las posibles fugas de agua a través de la cimentación de una presa, volúmenes de extracción de petróleo, etc.

Las pruebas más comúnmente usadas para conocer la permeabilidad en rocas son:



En este tema sólo se ven con detalle los ensayos Lugeon y Lefranc que son los de mayor uso.

Ensaye Lugeon

Este ensaye normalmente se realiza en medios saturados (abajo del nivel de aguas freáticas) pero es factible ejecutarlo en medios no saturados o parcialmente saturados con la condición de que se sature localmente el medio y se pueda establecer el flujo. El ensaye se realiza haciendo primero una perforación en roca (de preferencia en diámetro NX) e introduciendo tubería en la perforación con un empaque al fondo que puede ser de copas de cuero (rocas sanas), mecánico de hule (rocas poco a medianamente fisuradas), o neumático (rocas muy fracturadas y/o blandas), el cual permitirá aislar el tramo de prueba. Los empaques pueden ser dobles si el ensaye se hace del fondo de la perforación hacia la superficie, o sencillo si se procede de la superficie al fondo. La longitud del tramo de prueba es variable dependiendo de las características del terreno; sin embargo, longitudes de 3 a 5m son usuales. Una vez fijo el obturador en el tramo de prueba, se inyecta agua al terreno y se mide el gasto de agua en litros por minuto y por metro lineal de perforación hasta una presión máxima aplicada de 10 Kg/cm^2 . La unidad de medición de la permeabilidad se denomina unidad Lugeon y cada unidad Lugeon representa un consumo de un litro por minuto y por metro, bajo 10 kg/cm^2 de presión efectiva. La figura 31 muestra un diagrama donde se observa el equipo utilizado y la forma de calcular la presión efectiva. En términos del coeficiente de permeabilidad, k utilizado para suelos homogéneos, isotropos y para flujo en régimen laminar, una unidad Lugeon equivale a $k = 10^{-7} \text{ m/seg}$. Un mismo valor de unidades Lugeon puede obtenerse debido a una fisura grande o a un número grande de fisuras finas y las características de estas fisuras sólo pueden conocerse si se varia la longitud del tramo de prueba.

Para conocer el comportamiento de las fracturas y sus características es necesario variar las presiones de prueba. La secuencia que se sigue es la de incrementos de presión a 1, 2, 4, 6, 8 y 10 kg/cm² y luego decrementos a 8, 6, 4, 2, 1 kg/cm². En cada incremento o decremento se inyecta agua durante 10 minutos al terreno y se miden gastos y presiones efectivas que se grafican obteniendo curvas como las mostradas en la figura 32. La forma de las curvas es muy variable y rara vez es lineal. Estas curvas no permiten detectar si un aumento súbito de gasto a una determinada presión se debe a un destaponamiento y arrastre de material de relleno de una fisura o bien a la ruptura de la roca al rebasar las presiones el límite elástico (fracturamiento hidráulico), por lo que es necesario dibujar una gráfica doblemente logarítmica introduciendo valores del gasto y de la presión elevada a la cuarta potencia (figura 33), en las cuales un quiebre en la línea recta dibujada indica la ruptura de la roca.

Ensaye Lefranc

Este ensaye se realiza en rocas muy fracturadas ubicadas abajo del nivel freático, o en rocas cuyas partículas están debilmente cementadas. Se utiliza frecuentemente para medir la permeabilidad de depósitos aluviales. Las presiones que se aplican con este método son bajas y normalmente no mayores de 0.5 kg/cm². La prueba consiste en inyectar agua en el terreno saturado convirtiendo al pozo en un permeámetro de carga constante (si el terreno es permeable $k > 10^{-4}$ cm/seg) o bien en inyectar o extraer agua con carga variable si el terreno es poco permeable. En la figura 34 se muestra el dispositivo de ensaye de la prueba Lefranc de carga constante.

Manteniendo la carga constante y conocido el gasto Q y la sobrecarga ΔH , puede calcularse la permeabilidad k del medio mediante la expresión:

$$Q = c k (\Delta H)$$

$$\text{siendo} \quad k = \frac{Q}{c(\Delta H)}$$

c es un coeficiente que depende de la geometría del área de infiltración. Si esta es cilíndrica de longitud L y radio r , entonces:

$$c = \frac{4\pi}{\frac{1}{2L} \log \frac{L}{r}}$$

DEFORMABILIDAD DE MACIZOS ROCOSOS

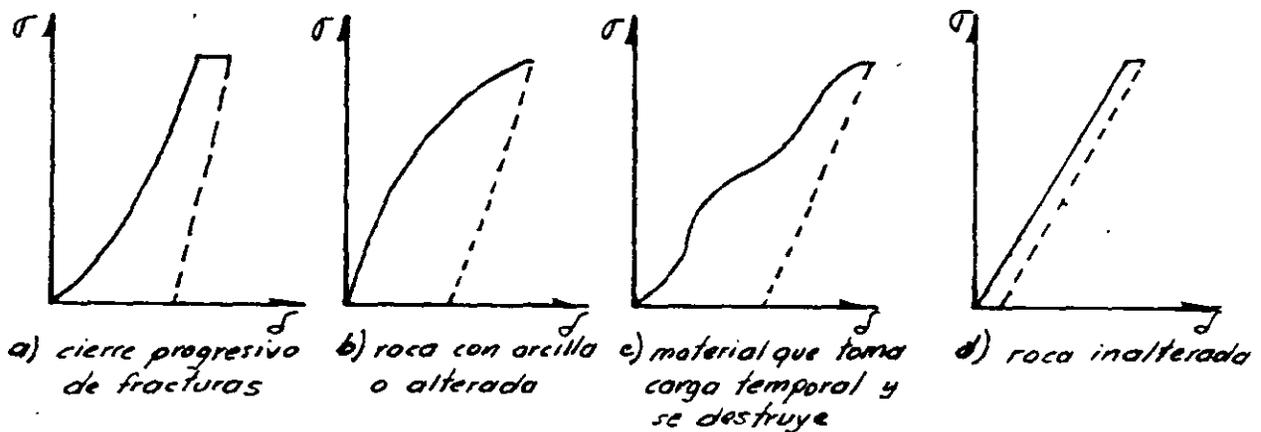
La deformabilidad de la roca in situ se puede determinar usando métodos de tipo estático y dinámico, por lo que se pueden obtener dos tipos de módulos: el estático de deformación E_E y el dinámico E_D .

Métodos Estáticos

- Pruebas de placa flexible y rígida
- Pruebas en barrenos
- Pruebas en galerías
- Pruebas con gato plano.

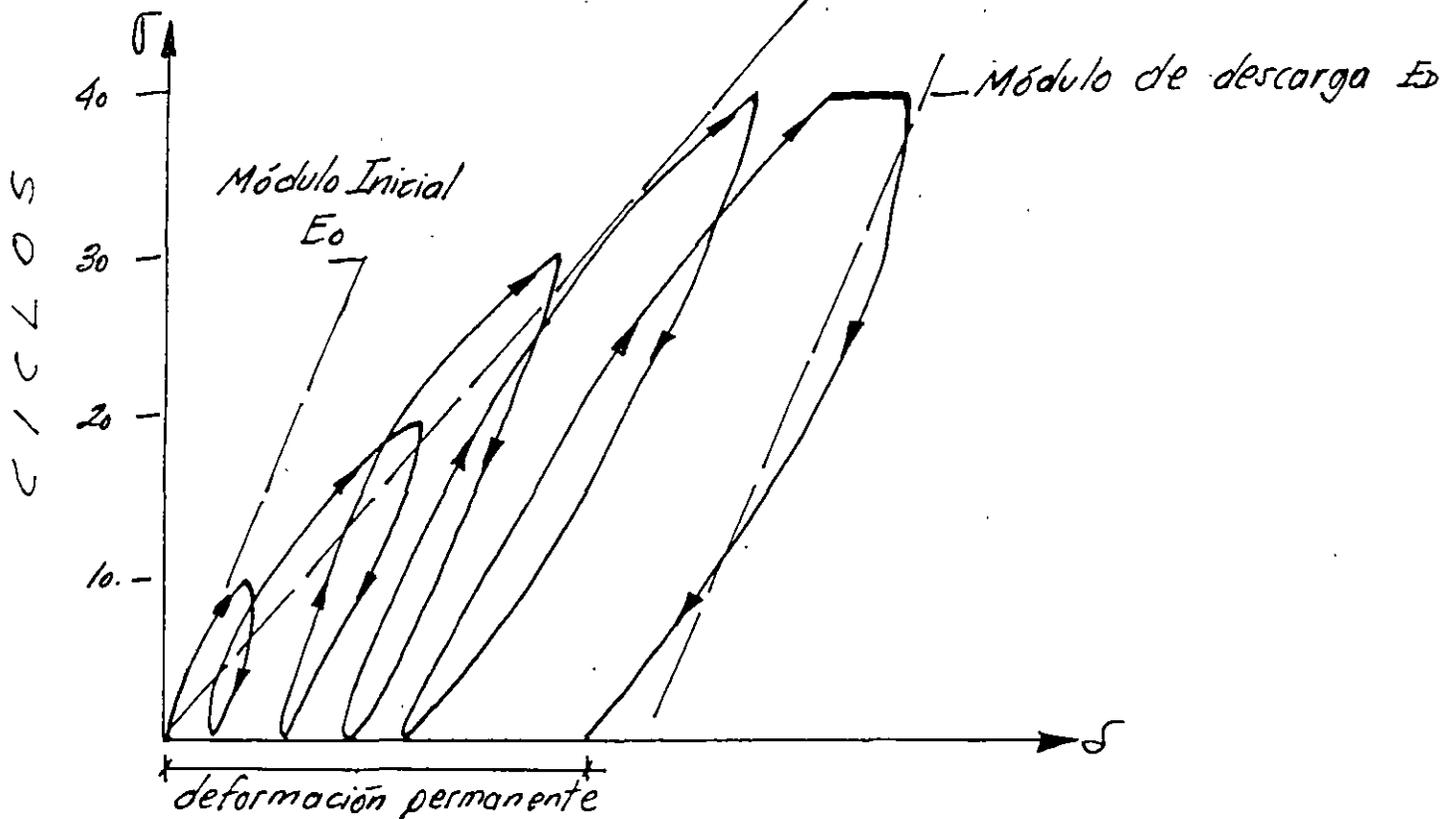
Métodos Dinámicos:

- Refracción sísmica y microsísmica
- Método sísmico aplicando técnicas:
 - Cross-hole
 - Down-hole
 - Up-hole



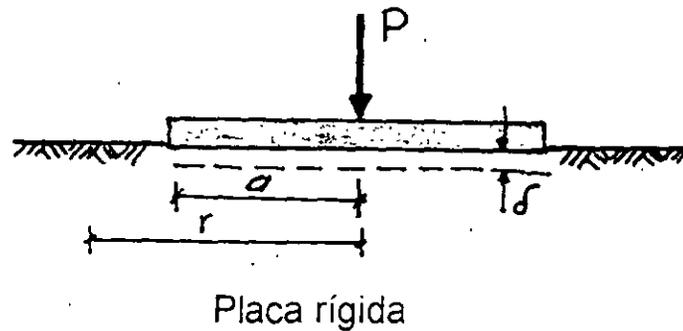
Curvas típicas de deformabilidad para diferentes condiciones del terreno

Interpretación



- Se calcula E para cada ciclo con lo cual se conoce el comportamiento a profundidad.
- El 1er. ciclo generalmente muestra un E bajo debido a la relajación de la pared por el uso de explosivos (galerías) y el cierre de las fisuras mayores.
- Los ciclos subsiguientes tienen un E mayor, cuando no ocurre esto, existe un material débil a profundidad.
- Usando varios diámetros de placa se puede tener una investigación a diferentes profundidades.
- La dirección de las discontinuidades influye en el valor de E
- Debe efectuarse un levantamiento de las fisuras después de la prueba (RQD, No. fisuras / m, etc.).
- Calcular la relación $K = \frac{E_{descarga}}{E_{carga}}$ para conocer el grado de intemperismo, arcillo-sidad o de fisuración del macizo rocoso.

En la prueba de placa rígida se emplea una placa de acero de aproximadamente 30 a 50 cm de diámetro a la cual se aplica una carga, mediante gatos hidráulicos para inducir deformaciones al terreno. Esta placa permite medir solo las deformaciones que se generan en la superficie de apoyo y también en la superficie del terreno lateralmente a la placa.



Para una placa infinitamente rígida y considerando al medio rocoso homogéneo, isótropo y elástico, las ecuaciones que permiten calcular el módulo de deformabilidad estático son:

$$E_E = P (1-\mu^2) / (2\delta a), \text{ para } r < a$$

$$E_E = P \{(1-\mu^2) / (\delta \pi a)\} (\text{arc sen } a/r), \text{ para } r > a$$

Donde: P es la carga aplicada

a es el radio de la placa

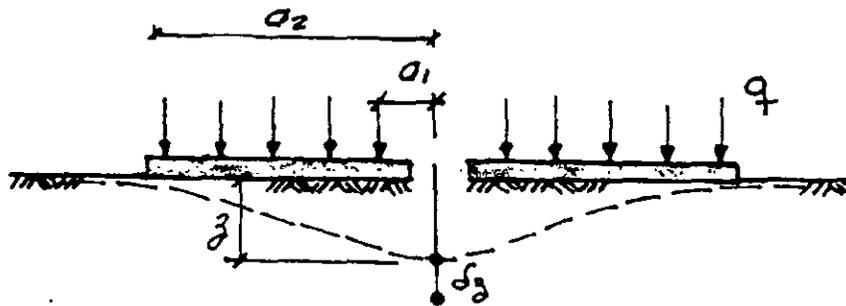
δ desplazamiento producido por la carga

μ es la relación de Poisson

r es la distancia al punto donde se mide el desplazamiento

La prueba de **placa flexible**, aunque solo permite aplicar presiones de contacto bajas, involucra un volumen mayor de roca. Además, esta prueba es de tipo anular y ello permite medir los desplazamientos medidos al centro de la placa, y da la oportunidad de conocer los valores máximos generados por la carga en la zona de influencia de los esfuerzos.

En la prueba se emplean micrómetros colocados al centro de la placa a una profundidad que varía desde la superficie hasta 3 veces el diámetro de la placa.



Prueba de placa flexible

El módulo de deformabilidad se calcula por medio de la ecuación:

$$E_E = q / (\delta_z \pi (a_2^2 - a_1^2) \{ [(1 + \mu) z^2] [(a_1^2 + z^2)^{-1/2} - (a_2^2 + z^2)^{-1/2}] + [2(1 - \mu^2)] [(a_2^2 + z^2)^{1/2} - (a_1^2 + z^2)^{1/2}] \})$$

Donde :

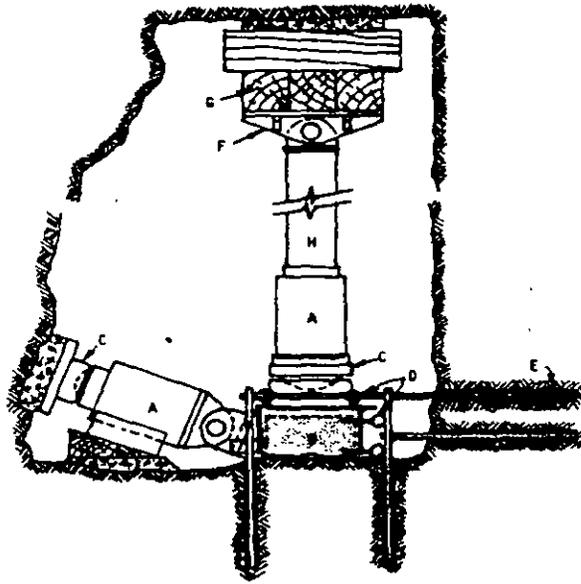
a_1 es el radio interior de la placa

a_2 es el radio exterior de la placa

d es el desplazamiento producido por la carga medido al centro de la placa

μ es la relación de Poisson

z es la profundidad del punto de medición



Equipo de prueba de corte-directo

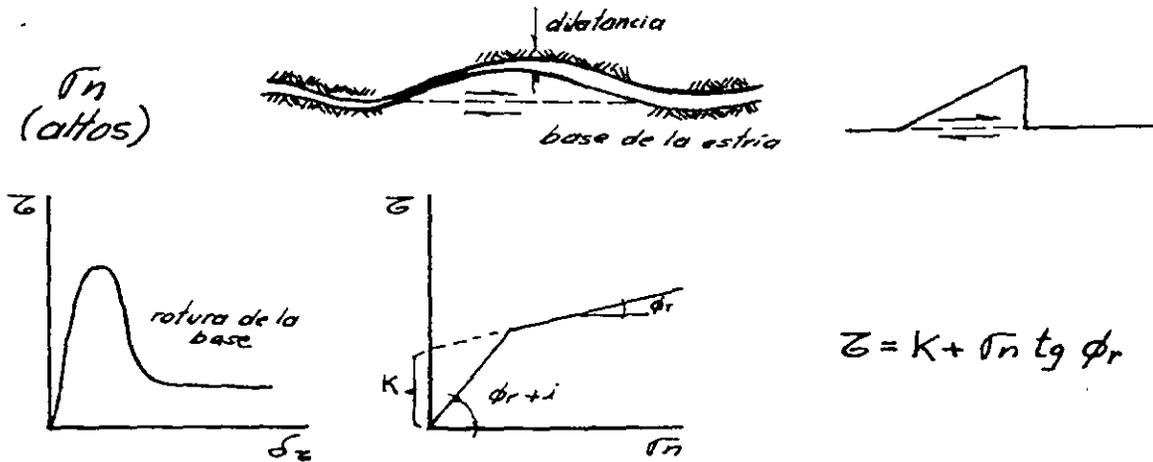
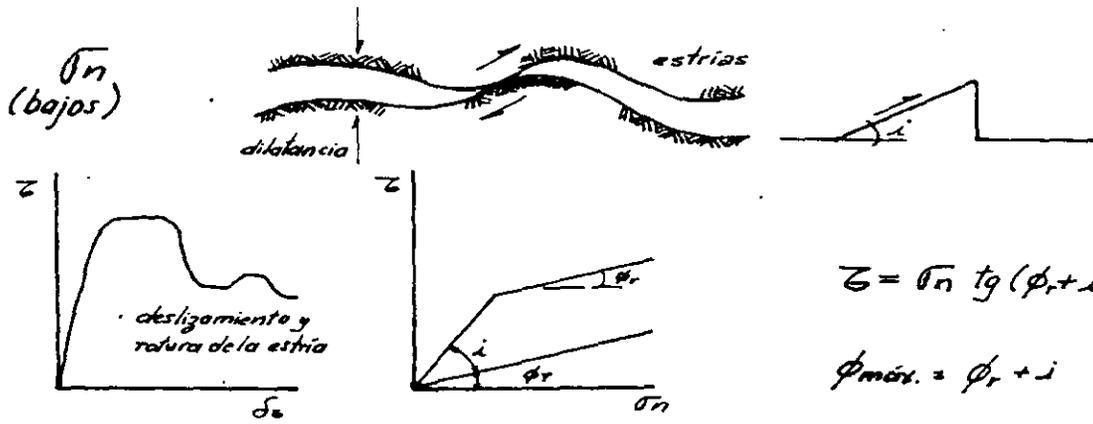


TABLE III - SHEAR STRENGTH OF FILLED DISCONTINUITIES

Rock	Description	Peak strength		Residual strength		Tested by
		c'kg/cm ²	φ°	c'kg/cm ²	φ°	
Basalt	Clayey basaltic breccia, wide variation from clay to basalt content.	2.4	42			Ruiz, Camargo Midea and Nieble ¹⁰⁹ .
Bentonite	Bentonite seam in chalk	0.15	7.5			Link ¹¹⁰
	Thin layers	0.9-1.2	12-17			Sinclair and Brooker ¹¹¹
	Triaxial tests	0.6-1.0	9-13			
Bentonitic shale	Triaxial tests	0-2.7	8.5-29			Sinclair and Brooker ¹¹¹
	Direct shear tests			0.3	8.5	
Clays	Over-consolidated, slips, joints and minor shears	0-1.8	12-18.5	0-0.03	10.5-16	Skempton and Petley ¹¹²
Clay shale	Triaxial tests	0.6	32			Sinclair and Brooker ¹¹¹
Clay shale	Stratification surfaces			0	19-25	Leussink and Muller-Kirch- enbauer ¹¹³
Coal measure rocks	Clay mylonite seams, 1.0 to 2.5cm thick	0.11-	16	0	11-11.5	Stimpson and Walton ¹¹⁴
		0.13				
Dolomite	Altered shale bed, approximately 15 cm thick.	0.41	14.5	0.22	17	Pigot and Mackenzie ¹¹⁵
Diorite, granodiorite and porphyry	Clay gouge (2% clay, Pl = 17%)	0	26.5			Brawner ¹¹⁶
Granite	Clay filled faults	0-1.0	24-45			Rocha ¹⁰⁵
	Weakened with sandy-loam fault filling	0.5	40			Nose ¹¹⁷
	Tectonic shear zone, schistose and broken granites, disintegrated rock and gouge.	2.42	42			Evdokimov and Sapozhnik ¹¹⁸
Greywacke	1-2mm clay in bedding planes			0	21	Drozdz ¹¹⁹
Limestone	6mm clay layer			0	13	Krsmanovic et al ¹²⁰
	1-2cm clay fillings	1.0	13-14			Krsmanovic & Popovic ¹²¹
	<1mm clay fillings	0.5-2.0	17-21			
Limestone, marl and lignites	Interbedded lignite layers	0.8	38			Salas and Uriel ¹²²
	Lignite/marl contact	1.0	10			
Limestone	Marlaceous joints, 2cm thick	0	25	0	15-24	Bernaix ¹²³
Lignite	Layer between lignite and underlying clay	0.14-0.3	15-17.5			Schultze ¹²⁴
Montmorillonite clay	8 cm seams of bentonite (montmorillonite) clay in chalk.	3.6	14	0.8	11	Eurenius ¹²⁵
		0.16-0.2	17.5-11.5			Underwood ¹²⁶
Schists, quartzites and siliceous schists.	10-15cm thick clay filling	0.3-0.8	32			Serafim and Guerreiro ¹²⁷
	Stratification with thin clay	6.1-7.4	41			
	Stratification with thick clay	3.6	31			
Slates	Finely laminated and altered	0.5	33			Coates, McRorie and Stubbins ¹²⁸
Quartz/kaolin/pyrolusite	Remoulded triaxial tests	0.42-0.9	36-38			

ESFUERZOS EN MASAS ROCOSAS

- 1) Esfuerzos gravitacionales
- 2) Esfuerzos tectónicos
- 3) Esfuerzos residuales
- 4) Esfuerzos térmicos
- 5) Esfuerzos inducidos

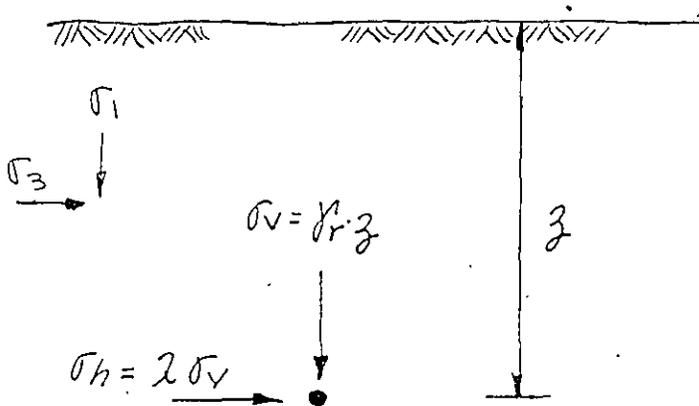
Métodos para determinación
y medición del estado de
esfuerzos

- a) relajación (overcoring)
- b) compensación (gato plano)
- c) inducción de fracturamiento
(fracturamiento hidráulico)

ESTADO DE ESFUERZOS NATURALES

Esfuerzos en un punto

Litostático



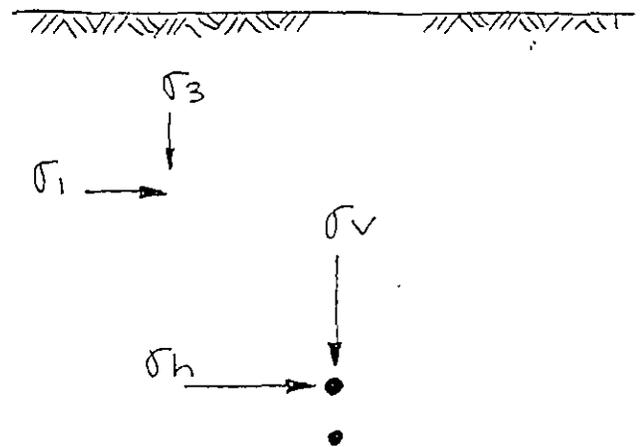
$$\lambda = \frac{\mu}{(1 - \mu)} = K_0$$

para μ (relación de Poisson) = 0.25

$$\lambda = \frac{1}{3} = 0.33$$

$$\therefore \sigma_h = 0.33 \sigma_v$$

Tectónico
ó residuales



$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} > 1 \text{ ó}$$

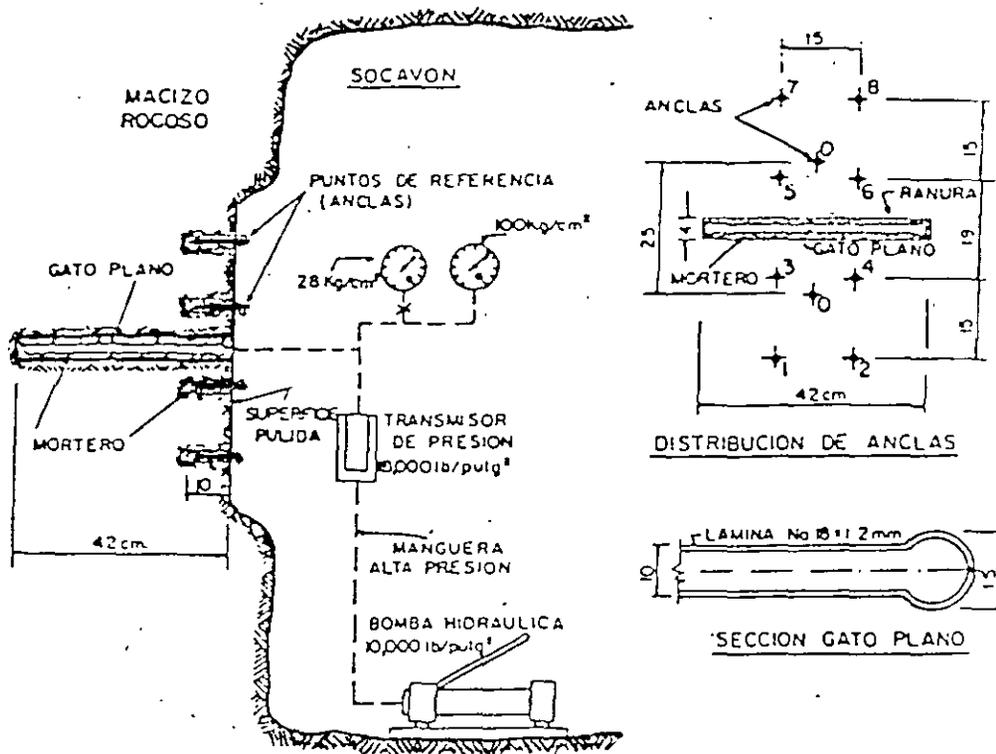
También se tiene la siguiente clasificación

de esfuerzos naturales:

UNIAXIAL (superficial)

BIAXIAL (intermedia)

HIDROSTATICO (profunda)



ESQUEMA, PRUEBA DE "GATO PLANO"
 DETERMINACION DE ESFUERZOS INTERNOS EN ROCA
 METODO DE LIBERACION DE ESFUERZOS

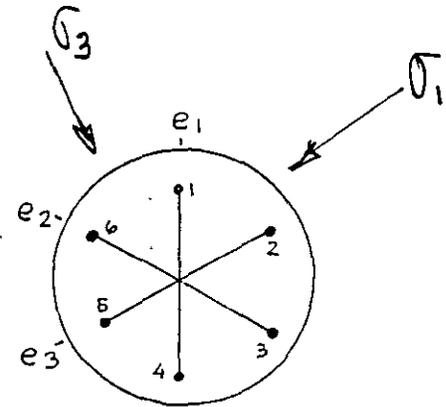
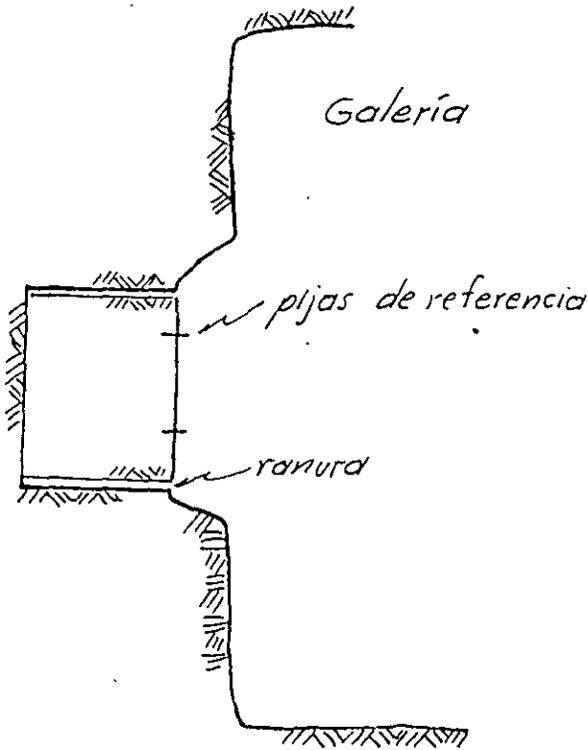
EJECUCION DE LA PRUEBA

- 1.- Pulido superficie de la roca
- 2.- Colocación de "puntos de referencia" (anclas), fijándolos a la roca usando mortero con aditivo estabilizador de volumen.
- 3.- Medición inicial de la separación entre los puntos de referencia, con medidor mecánico tipo Whittemore, de carátula, con separación mínima de 00005
- 4.- Barrenación de la ranura de 42x42x4 cm
- 5.- Proceso de deformación de la roca inducida por rotura de la continuidad de la misma al efectuar la ranura (liberación de esfuerzos que produce deformaciones perpendiculares al plano de la ranura)
- 6.- Medición de estas deformaciones, tomando lecturas inmediatamente después de ranurar (que son del orden del 90% de la deformación total), y durante un período de tiempo entre 1y3 días después de haber hecho la ranura.
- 7.- Inserción del "gato plano" cuadrado en la ranura, ahogándolo en mortero con aditivo estabilizador de volumen, con resistencia de 50Kg/cm² a los 7 días.
- 8.- Tiempo de fraguado del mortero 3 días.
- 9.- Aplicación de presión hidráulica hasta que los "puntos de referencia" regresen a su posición inicial, obteniéndose la "presión de cancelación" que es el valor del esfuerzo interno de la roca en dirección perpendicular al plano de la ranura.

FIG 7.30 Esquema prueba de gato plano

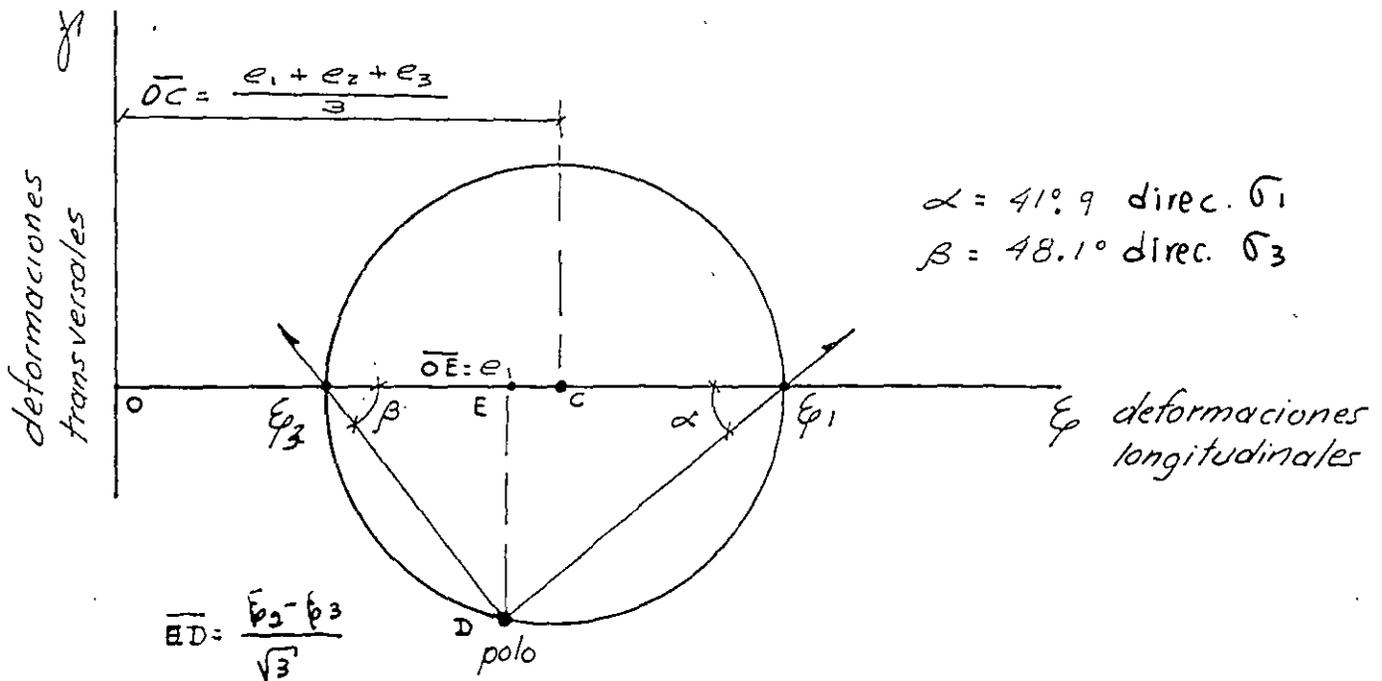
ESTADO DE ESFUERZOS

ROSETA DE DEFORMACIONES (dirección)



prisma cilíndrico y
pijas de referencia

	dirección	def. unit. long (μ)
p. ej.	$e_1 =$	5.39
	$e_2 =$	7.39
	$e_3 =$	4.06



$\alpha = 41.9^\circ$ direc. σ_1
 $\beta = 48.1^\circ$ direc. σ_3

CIRCULO DE MOHR DE LAS DEFORMACIONES

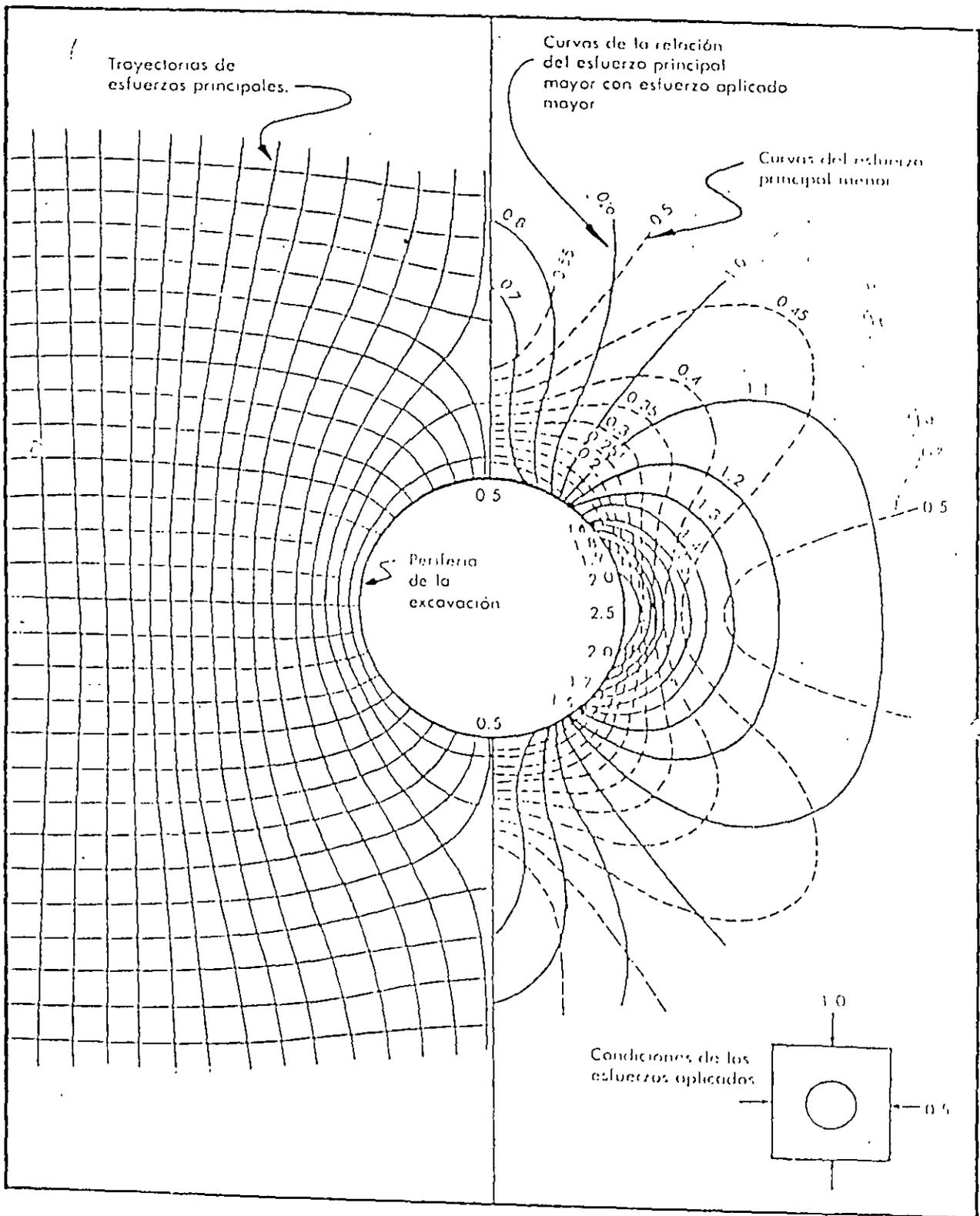
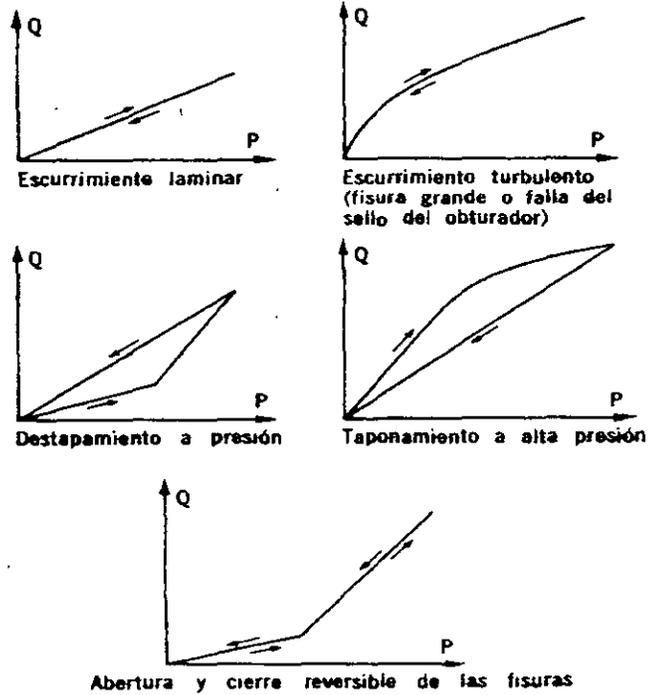


Figura 47. Configuración de los esfuerzos principales y trayectorias del esfuerzo principal en el material que circunda un orificio circular en un cuerpo elástico comprimido. Como se señala en el diagrama incorporado, la relación de los esfuerzos aplicados $k = 0.5$. Las líneas continuas configuran los esfuerzos principales mayores y las líneas punteadas configuran los esfuerzos principales menores. Los valores de las curvas son la relación entre los esfuerzos principales y el más grande de los dos esfuerzos aplicados.

Prueba tipo Lugeon

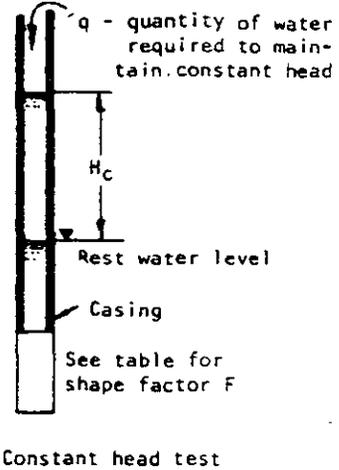
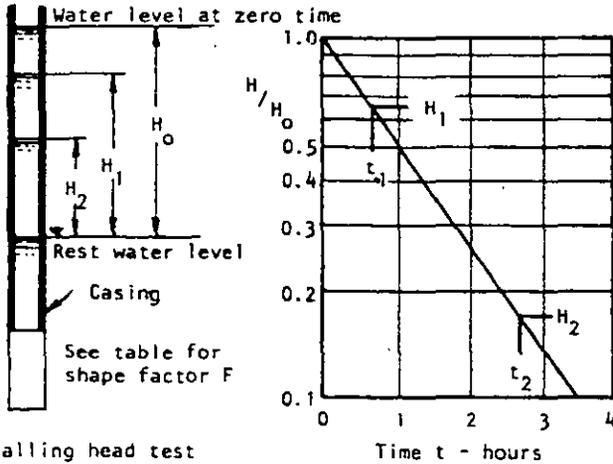


Gráficas gasto – presión en pruebas tipo Lugeon

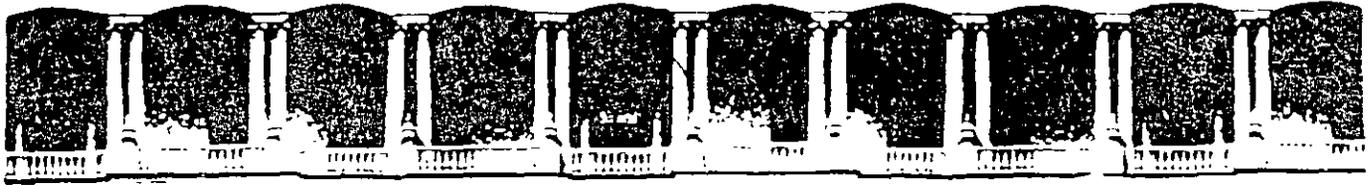
Se emplean para conocer la permeabilidad de una formación constituida por roca compacta fracturada. La unidad de medición es el Lugeon que es igual a la filtración de 1 litro por minuto por metro de perforación a la presión de 10 kg/cm^2

$$1 \text{ Lugeon} = 1 \text{ (litro / min / m) a la presión de } 10 \text{ kg/cm}^2$$

Prueba tipo Lefranc



End conditions	Shape factor F
<p>Casing flush with end of borehole in soil or rock of uniform permeability. Inside diameter of casing is d cms.</p>	$F = 2.75d$
<p>Casing flush with boundary between impermeable and permeable strata. Inside diameter of casing is d cms.</p>	$F = 2.0d$
<p>Borehole extended a distance L beyond the end of the casing. Borehole diameter is D.</p>	$F = \frac{2\pi L}{\text{Log}_e (2L/D)}$ <p>for $L > 4D$</p>
<p>Borehole extended a distance L beyond the end of the casing in a stratified soil or rock mass with different horizontal and vertical permeabilities.</p>	<p>For determination of k_h:</p> $F = \frac{2\pi L}{\text{Log}_e (2m L/D)}$ <p>where $m = (k_h/k_v)^{1/2}$, $L > 4D$</p>
<p>Borehole extended a distance L beyond the end of the casing which is flush with an impermeable boundary.</p>	$F = \frac{2\pi L}{\text{Log}_e (4L/D)}$ <p>for $L > 4D$</p>



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

CLASIFICACIONES GEOMECANICAS PARA TUNELES

**EXPOSITOR: ING. SERGIO R. HERRERA CASTAÑEDA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

Tabla

CLASIFICACIONES DE LA ROCA

Clasificación	Propósito General	Propósito Especial
ROCA INTACTA	Geológicas * ()	Bergh-Christensen y Selmer-Olsen
	Coates * (1964)	- resistencia a la voladura (1970)
	Deer y Miller * (1966)	Selmer-Olsen y Blindheim
	Underwood * (1967)	- Perforación (1970)
	Gamble * (1971)	
	Franklin et al * (1971)	
	Stapledon * ()	
MACIZO ROCOSO	U S B M * (1962)	Terzaghi-Túneles *(1946)
	John (1967)	Lauffer-Túneles (1958)
	Onodera (1970)	Bieniawski-Túneles *(1974)
	Iida et al (1970)	Barton et al-Túneles *(1975)
	Muller y Hoffman (1970)	Kruse et al-diseño de revestimiento
	Deer y Miller RQD * (1966)	de túneles (1968)
	Hansagi-Factor de	Ege-Túneles en rocas graníticas *(1968)
	Fisuración * ()	Albert y Duvall-Minas (1967)
		Goodman y Duncan-Taludes en rocas (1971)

* Consideradas en el texto

Tabla 3.11

Elementos de Clasificación Propiedades del macizo rocoso (Bases)			AUTORES						
			TERZAGHI 1946	RABCEVICZ 1957 LAUFFER 1958	DEER 1970	BIENIAWSKI 1973	BARTON ETAL 1974	LOUIS 1974	BULICHEV 1977
DATOS SOBRE EL MACIZO RÓCOSO	Juntas	1. Presencia de juntas 2. Número de sistemas de juntas 3. Densidad de juntas 4. Calidad de roca (R.Q.D) 5. Orientación de juntas 6. Rugosidad de juntas 7. Ancho de abertura, relleno, intemperismo	*	*	*	*	*	*	*
	Propiedades Mecánicas	8. Compresión uniaxial 9. Compresión uniaxial y carga puntual 10. Índice de compresión general				*	*	*	*
	Estado de Esfuerzo	11. Esfuerzos iniciales 12. Esfuerzos secundarios debidos a la excavación 13. Esfuerzos de hinchamiento	*				*	*	*
	Agua Subterránea	14. Permeabilidad 15. Flujo de agua subterránea 16. Presión de agua subterránea				*	*	*	*
Datos sobre la Obra	17. Tipo y propósito 18. Forma y dimensiones de la sección transversal 19. Tiempo de soporte 20. Tramo no sustentado (soportado)	*	*	*		*		*	
APLICACIONES	21. Estimación de la estabilidad de la excavación 22. Predicción de tramos sin soporte 23. Predicción del tipo de soporte 24. Selección de técnica de excavación 25. Selección de soporte permanente	*	*	*	*	*	*	*	

Clasificación de Terzaghi

Terzaghi (1946), clasifica a los macizos rocosos en nueve categorías y en cada una de éstas, asocia un término "carga de roca" (H_p) que está en función del ancho (B) y altura (H_t) del túnel. El término indica la altura de la masa de roca que tiende a gravitar del techo del túnel. La descripción de estos términos es la siguiente

- a. Roca dura e intacta. No contiene ninguna discontinuidad, por el uso de explosivos se le pueden ocasionar daños a la roca y producir desprendimientos de lajas. También, es frecuente el desprendimiento de la roca en lajas delgadas y de manera súbita (popping rock), debido a que la roca está sometida a un intenso estado de deformación elástica.
- b. Roca estratificada. Consiste en estratos individuales de roca con poca o ninguna resistencia a separarse entre éstos. El estrato puede o no tener debilidades debidas a fracturas transversales. Es frecuente el desprendimiento en forma de lajas.
- c. Moderadamente fracturada. El macizo rocoso contiene juntas y grietas pero los bloques entre las juntas están localmente unidas o íntimamente interconectadas, de manera que las paredes no requieren soporte lateral.
- d. Bloques y grietas. El macizo rocoso está constituido por fragmentos de roca inalterada los cuales están completamente separados uno de otro o imperfectamente interconectados; las paredes pueden requerir de algún tipo de soporte temporal.

- e. Roca fragmentada. Inalterada y tiene las características de un material triturado sin cribar. Si la mayor parte o todos los fragmentos son menores que la arena fina y no han sido cementados, bajo condiciones del nivel freático se presentan corrientes de arena que se precipitan dentro de la excavación.
- f. Roca alterada y que fluye hacia la excavación. La roca trata de obturar el túnel sin un notable cambio de volúmen, es necesario para este fenómeno que exista un alto porcentaje de partículas de minerales micáceos o minerales arcillosos con baja capacidad de expansión.
- g. Roca expansiva. La roca trata de obturar la excavación principalmente por efecto de la expansión. La capacidad de expansión está limitada a las rocas que contienen minerales arcillosos, como la montmorillonita.

Aunado a lo anterior, Terzaghi indica que no hay fronteras bien definidas entre cada condición de la roca, de manera que estos términos pueden variar en un margen muy grande. En la Tabla 3.16 se presenta un resumen de las condiciones anteriores y la "carga de roca" correspondiente (Hp)

Cabe agregar que esta clasificación sólo anticipa una forma burda acerca del conocimiento del macizo rocoso y los efectos que se pueden esperar del terreno circundante a la excavación y, una apreciación de los requerimientos del soporte temporal. Por otra parte, aunque considera la presencia de las discontinuidades, no toma en cuenta su posición relativa a la excavación, ni sus condiciones de presencia de agua o relleno. Los nuevos métodos de túneleo y los avances en el diseño del soporte temporal tienden a hacerla obsoleta.

Tabla 3.16

Condiciones de la roca	Carga de Roca (Hp)	Observaciones
a. Dura e intacta	Cero	Soporte ligero sólo si se presenta <u>lajeamiento</u> o <u>estallido</u> de la roca por altos esfuerzos en el macizo rocoso
b. Dura, estratificada o esquistosa	0.0 - 0.50 B	Soporte ligero
c. Masiva moderadamente fracturada	0.0 - 0.25 B	La carga puede variar erráticamente de un punto a otro
d. Bloques y grietas (condición moderada)	0.25B - 0.35(B+Ht)	No hay esfuerzo lateral
e. Bloques y grietas (abundantes)	(0.35-1.10) (B+Ht)	Presión lateral nula ó escasa
f. Completamente fragmentada pero químicamente intacta.	1.10 (B+Ht)	Considerable presión lateral. El ablandamiento por abajo del piso del túnel debido al nivel freático requiere de soporte continuo para la parte inferior de los marcos o marcos circulares
g. Roca alterada y que fluye moderadamente	1.10 - 2.10 (B+Ht)	Alta presión lateral, se recomiendan marcos circulares
h. Roca alterada y que fluye considerablemente	2.10 - 4.50 (B+Ht)	
i. Roca expansiva	Más de 8 m y sin relación con (B+Ht)	Se requieren marcos circulares

Terzaghi (1946)

B = Ancho del túnel (m)

Ht = Altura del túnel (m)

Hp = Carga de roca encima del techo del túnel (m)

Table 6.4. Terzaghi's rock load classification as modified by Deere et al., 1970

Fracture spacing (cm)	ROD (%)	Rock condition	Rock load, H_p		Remarks
			Initial	Final	
50	98	1. Hard and intact	0	0	Generally no side pressure. Erratic load changes from point to point.
		2. Hard stratified or schistose	0	0.25B	
	95	3. Massive, moderately jointed	0	0.5B	
			0	0.25B to 0.35C	
20	75	4. Moderately blocky and seamy	0	0.35C to 1.1C	Little or no side pressure
	50	5. Very blocky, seamy and shattered		1.1C	Considerable side pressure. If seepage, continuous support
10	25	6. Completely crushed		1.1C	Dense Side pressure $P_h = 0.3\gamma(0.5H_t + H_p)$ Loose
	10			1.1C	
Weak and coherent	2	7. Gravel and sand	0.54C to 1.2C	0.62C to 1.38C	Heavy side pressure Continuous support required
			0.94C to 1.2C	1.08C to 1.38C	
	8. Squeezing, moderate depth		1.1C to 2.1C		
		9. Squeezing, great depth		2.1C to 4.5C	Use circular support. In extreme cases: yielding support
		10. Swelling		up to 250ft.	

Notes:

1. For rock classes 4, 5, 6, 7, when above ground water level, reduce loads by 50%.
2. B is tunnel width, C = B + H_t = width + height of tunnel
3. γ = density of medium.

Clasificación de Bieniawski

En 1976 Bieniawski, Z.T. publicó su clasificación de macizos rocosos llamada Clasificación Geomecánica o Sistema RMR (Rock Mass Rating). Desde ese año y hasta 1989 el sistema a sido continuamente modificado conforme nuevos casos se han analizado, cambiando los valores de los parámetros que emplea.

Los parámetros son los siguientes:

1. Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta
2. Índice de calidad de la roca, RQD.
3. Espaciamiento de las discontinuidades.
4. Condiciones de las discontinuidades.
5. Condiciones del agua en el subsuelo
6. Orientación de las discontinuidades

Clasificación de Barton

En 1974 Barton et al., del Instituto Geotécnico Noruego publicó el sistema de clasificación de macizos rocosos para su aplicación en obras subterráneas denominado Índice de Calidad Q, (Tunnelling Quality Index).

El valor numérico del índice Q varía en escala logarítmica desde 0.001 hasta un máximo de 1000. El valor de Q depende de los siguientes parámetros:

1. Índice de calidad de la roca, RQD
2. Número de sistemas de fracturamiento, Jn
3. Rugosidad de las fracturas, Jr
4. Alteración de las juntas, Ja
5. Condiciones del agua, Jw
6. Estado de esfuerzos, SRF

Q se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q = (RQD/Jn) \times (Jr/Ja) \times (Jw/SRF)$$

Clasificación de Bieniawski (1974-1979)

Está basada en cinco parámetros derivados de las características - del macizo rocoso y un sexto parámetro para aplicaciones específicas a excavaciones subterráneas, cimentaciones o minería; estos ⁶ parámetros son los siguientes:

- a. Resistencia de la roca
- b. R.Q.D.
- c. Condiciones de flujo de agua subterránea
- d. Espaciamiento de las discontinuidades
- e. Características de las discontinuidades
- f. Orientación de las discontinuidades

A cada parámetro le corresponde una calificación parcial de manera que al ser sumados se determina una calificación global (de 0 a 100) o RMR (Rock Mass Rating) del macizo rocoso. A continuación se describen brevemente cada uno de los parámetros y los rangos para asignar la calificación:

Resistencia de la roca. Se evalúa usando pruebas de compresión simple en laboratorio; las cuales se efectúan sobre núcleos de roca previamente preparados y obtenidos de la exploración con barrenos de diámetro NX, cuya relación de esbetez es mayor de 2.5. Otra forma de obtener la resistencia de la roca es mediante la prueba de carga puntual (I_s) que se relaciona directamente con la resistencia a la compresión simple.

Tabla 3.17

Resistencia a la Compresión Simple (Kg/cm ²)	Indice de Carga Puntual (Kg/cm ²)	Calificación
> 2000	81	15
1000 - 2000	40 - 81	12
500 - 1000	20 - 40	7
250 - 500	10 - 20	4
100 - 250	-	2
30 - 100	-	1
< 30	-	0

R.Q.D. El valor del índice de calidad de roca se relaciona con una calificación para esta clasificación RMR (Ver Tabla 3.18)

Tabla 3.18

R. Q. D. (%)	Calificación
91 - 100	20
76 - 90	17
51 - 75	13
25 - 50	8
< 25	3

Condición del flujo de agua. El flujo de agua tiene una gran influencia en el comportamiento de un macizo rocoso durante las excavaciones subterráneas, de manera que se considera en RMR en la forma que se presenta en la Tabla 3.19

Tabla 3.19

Gasto por cada 10 m de longitud del túnel (litros/minuto)	Presión de agua dividida entre el esfuerzo princ. mayor	Condición General	Calificación
Ninguno	0	seco	10
25	0.0 - 0.2	húmedo	7
25 - 125	0.2 - 0.5	presión moderada	4
125	0.5	problemas severos por el agua	0

Espaciamiento de las discontinuidades. Estos datos son obtenidos de los levantamientos geológicos, debido a que en la simple observación de los testigos de roca producto de las perforaciones con máquina rotaria, es difícil evaluar y distinguir las diferentes familias de fracturas. Ver Tabla 3.20.

Tabla 3.20

Espaciamiento	Calificación
> 3	30
1 - 3	25
0.3 - 1	20
0.005 - 0.3	10
< - 0.005	5

Características de las discontinuidades. En este parámetro se incluye la abertura, persistencia o continuidad; una fractura se considera continua si su longitud es mayor que el diámetro del túnel; además, es necesario describir y tomar en cuenta el material de relleno de las discontinuidades. (Tabla 3.21)

Tabla 3.21

Descripción	Calificación
Superficies muy rugosas de extensión limitada; superficies de roca dura.	25
Superficies ligeramente rugosas; abertura menor a 1 mm; superficies de roca dura.	20
Superficies ligeramente rugosas; abertura menor a 1 mm; superficies de roca blanda.	12
Superficies lisas, o rellenos de salbanda de 1 a 5 mm de espesor, o abiertas de 1 a 5 mm.	6
Discontinuidades abiertas rellenas con más de 5 mm de salbanda, o abiertas más de 5 mm.	0

Orientación de las discontinuidades. La posición de una discontinuidad con respecto a la obra puede tener una influencia notable - en cuanto al comportamiento del macizo rocoso. Bieniawski recomienda ajustar la suma de los primeros cinco parámetros con el sexto valor que dependerá de la influencia de la orientación de las discontinuidades. Es necesario relacionar las Tablas 3.22 y 3.23 para determinar la calificación

Tabla 3.22

RUMBO PERPENDICULAR AL EJE DEL TUNEL				RUMBO PARALELO AL EJE DEL TUNEL	
A Favor del Echado		En Contra del Echado			
echado	echado	echado	echado	echado	echado
45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°
Muy favorable	favorable	regular	desfavorable	muy desfavorable	regular

echado de 0°-20°: desfavorable sin tomar en cuenta el rumbo.

Tabla 3.23

Influencia de la Orientación con la Obra	CALIFICACIONES PARA :		
	Túneles	Cimentaciones	Taludes
muy favorable	0	0	0
favorable	-2	-2	-5
regular	-5	-7	-25
desfavorable	-10	-15	-50
muy desfavorable	-12	-25	-60

Finalmente, para la clasificación de Bieniawski, se suman los valores de cada uno de los seis parámetros, es decir, RMR determina la clase y calidad del macizo rocoso de acuerdo a la Tabla 3.24.

Tabla 3.24 CLASIFICACION GEOMECANICA

Clase	Descripción	R.M.R.
I	roca muy buena	81 - 100
II	roca buena	61 - 80
III	roca regular	41 - 60
IV	roca mala	21 - 40
V	roca muy mala	0 - 20

Las aplicaciones de la Clasificación Geomecánica de Bieniawski están relacionadas en el tiempo en el cual puede ocurrir un derrumbe en un tramo o claro sin soporte; además, relaciona la clase de la masa de roca y un soporte de tipo temporal para túneles de 5m a 12m de ancho. En la Tabla 3.25 se presenta una guía para la elección del soporte temporal en túneles poco profundos y de 5m a 12m de diámetro o ancho.

Por otra parte, en base a casos prácticos se ha demostrado que el RMR puede ser correlacionado con el módulo de deformación de la roca (E), donde la relación es:

$$E = 2(RMR) - 100; \text{ para valores superiores a } 55 \text{ (RMR)}$$

El resultado indica que en las clases de roca I, II y III los valores de módulos de deformabilidad decrecen al aumentar el número de la clase, es decir, (E) es mayor en la clase I que en la clase III

Tabla 3.25

SOPORTE TEMPORAL (TUNELES POCO PROFUNDOS)

Clase	DIFERENTES SISTEMAS DE SOPORTE PARA EXCAVACIONES CON METODO CONVENCIONAL		
	ANCLAS*	CONCRETO LANZADO	MARCOS METALICOS
I	En general no requiere soporte		
II	Espacio entre anclas de 1.5 a 2.0 m en ocasiones malla metálica	Concreto lanzado 50 mm en el techo	No es económico
III	Espacio entre anclas de 1.0 a 1.5 m, además malla metálica y, si es necesario, 30 mm de concreto lanzado en el techo.	Concreto lanzado de 100 mm de espesor en la clave y 50 mm en las paredes, en ocasiones malla metálica y anclas donde sea necesario	Marcos ligeros con separación de 1.5 a 2.0 m.
IV	Espacio entre anclas de 0.5 a 1.0 m, malla metálica y de 30 a 50 mm de concreto lanzado en clave y paredes	Concreto lanzado de 150 mm en la clave y 100 mm en las paredes con malla metálica y anclas espaciadas entre 3 y 1.5 m.	
V	No es recomendable	Concreto lanzado de 200 mm en la clave y 150 mm en las paredes, con malla de alambre, anclas y marcos ligeros	Marcos pesados separados 0.7 m, concreto lanzado de 75 mm y colocado lo más pronto posible

* Anclas de 20 mm de diámetro, cubiertas con resina, largo igual a media vez el ancho del túnel.

Para la utilización de la tabla, es necesario elegir el sistema de soporte principal y de ahí hacer las combinaciones pertinentes según sea el caso. Como se puede observar, el concreto lanzado es el más ampliamente utilizado.

En la Tabla 3.26, se observa que algunos valores no coinciden con los de las tablas anteriores, puesto que en los de ésta, el Sr. - Bieniawski ajustó los valores según sus consideraciones posteriores.

TABLA 3.26

PARAMETRO		RANGOS DE VALORES							
1	RESISTENCIA MPa (Roca intacta).	Indice de carga puntual	10	4ª 10	2ª 4	1ª 2	--		
		Resistencia a la compresión simple	250	100ª 250	50ª 100	25ª 50	5ª 25	1ª 5	1
	valor	15	12	7	4	2	1	0	
2	R. Q. D. %	90ª 100	75ª 90	50ª 75	25ª 50	25			
	valor	20	17	13	8	3			
3	Espaciamiento (discontinuidades)	2 m	0.6ª 2 m	20ª 60 cm	6ª 20 cm	6 cm			
	valor	20	15	10	8	5			
4	Condición de las discontinuidades	my rugosas, - no continuas, - sin separación, pared inalterada	ligeramente rugosas, separación 1 mm, pared con alteración ligera.	ligeramente rugosa, separación 1 mm, - alteración alta.	superficies - pulidas, o salbanda 5 mm o separación continua de 1ª 5 mm.	Salbanda suave 5 mm o separación continua 5 mm.			
		valor	30	25	20	10	0		
5	Agua Subterránea	flujo en 10 m de longitud de túnel	ninguno	10 L/min	10ª 25 L/min.	25ª 125 L/min.	125		
		*	0	0.0ª 0.1	0.0ª 0.2	0.0ª 0.5	0.5		
	Condiciones generales	completamente seco	húmedo	goteos	escurrimiento	flujo			
	valor	15	10	7	4	0			
SIGNIFICADO DE LAS CLASES DEL MACIZO ROCOSO									
Núm. de clase		I	II	III	IV	V			
Autosostente tiempo y espacio.		10 años 15 m	6 meses 8 m	1 semana 5 m	10 horas 2.5 m	30 minutos 1 m			
Cohesión de macizo rocoso		400 kPa	300ª 400 kPa	200ª 300 kPa	100ª 200 kPa	100 kPa			
Angulo de Fricción M. R.		45º	35º 45º	25ºª 35º	15ºª 25º	15º			

* Relación. Presión de agua en las juntas y Esfuerzo principal mayor.

Clasificación de Barton, Lien y Lunde (1974)

El método Q es una descripción numérica de la calidad del macizo rocoso con respecto a la estabilidad de un túnel. El valor de Q está definido por una función (función Q) que consiste de seis parámetros, los cuales pueden ser estimados de la cartografía de observaciones "in situ" o de núcleos de perforación. El método es utilizado internacionalmente para la descripción general de la calidad del macizo rocoso, y como una guía para estimar los requerimientos de soporte temporal en un túnel, Fredrik Loset (1983)

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

Donde:

- RQD = descripción de la calidad de la roca
- J_n número de sistemas de discontinuidades
- J_r número de rugosidad de las juntas
- J_a número de alteración y relleno de las juntas
- J_w factor de reducción por la condición de agua en las discontinuidades
- SRF factor de reducción por esfuerzos

El número de Q varía en el rango de 0.001 (para rocas excepcionalmente pobres) a 1000 (para roca excepcionalmente buena)

RQD

En la función Q el valor del RQD es utilizado solo como una medida del espaciamiento de las discontinuidades. El RQD tiene valores de 0 a 100, en la función Q el valor más bajo que se utiliza es de 10.

J_n

	<u>Valor</u>
a. masiva, pocas discontinuidades	0.5 a 1.0
b. un sistema de discontinuidades	2
c. un sistema más distribución aleatoria	3
d. dos sistemas de discontinuidades	4
e. dos sistemas más distribución aleatoria	6

f. tres sistemas de discontinuidades	9
g. tres sistemas más distribución aleatoria	12
h. cuatro o más sistemas, distribución aleatoria, intensamente fracturada, fragmentada, etc	15
i. roca fragmentada, granular tipo suelo	20

En las intersecciones de excavaciones subterráneas el valor de J_n se deberá multiplicar por tres y en el caso de los protales, se multiplicará por dos; con esto se disminuye el valor del cociente RQD/J_n que representa al macizo rocoso como unidad y es la medida relativa del tamaño del bloque.

<u>J_r</u>	<u>Valor</u>
A. Cuando existe contacto roca con roca en las juntas y	
B. Cuando existe este contacto con menos de 10 cm de desplazamiento de cortante	
a. juntas discontinuas	4.0
b. asperas y onduladas	3.0
c. tersas y onduladas	2.0
d. lustrosas y onduladas	1.5
e. asperas y planas	1.5
f. tersas y planas	1.0
g. lustrosas y planas	0.5
C. Cuando no hay contacto roca con roca al existir desplazamiento de cortante	
h. rellenos de arcilla, limos, arenas o gravas	1.0

Se suma 1.0 cuando el espaciamiento medio de las discontinuidades importantes es mayor de 3 m.

Comunmente es utilizado el valor del sistema de juntas, significando la debilidad del macizo rocoso.

<u>Ja</u>	<u>Valor</u>
A. Cuando existe contacto roca y roca en las juntas	
a. juntas limpias o con rellenos impermeables y resistentes como cuarzo y epidota	0.75
b. juntas con ligera oxidación superficial	1.0
c. paredes ligeramente alteradas. Relleno de materiales que no pierden resistencia al deformarse como roca desintegrada y partículas de arena sin arcilla	2.0
d. paredes recubiertas o con rellenos arcillo arenosos que no pierden resistencia con la deformación	3.0
e. rellenos de minerales que pierden resistencia al deformarse como caolinita, mica, talco, yeso, grafito, etc. y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Estos rellenos son discontinuos y con espesor de dos milímetros	4.0
B. Cuando existe contacto entre roca y roca - en las juntas y menos de 10 cm de cortante	
f. relleno de partículas arenosas o roca desintegrada sin arcilla	4.0
g. rellenos continuos con espesor menor de 5 mm, formados por arcilla fuertemente consolidada la cual no pierde resistencia al deformarse	6.0
h. relleno continuo con espesor menor de 5 mm formado por arcilla de consolidación media a baja la cual pierde resistencia al deformarse	8.0
i. rellenos con espesor de 5 mm, formado por arcilla de alta plasticidad. El valor depende del porcentaje de partículas de arcilla expansiva, de la factibilidad de entrar en contacto con el agua, etc.	8.0 a 8.2

Valor

C. Cuando no hay contacto con la roca al existir desplazamiento de cortante	
k. Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcilla (véase la descripción de la arcilla de g,h,i, respectivamente)	6.0, 8.0 ó 8.0 a 12,0
n. Zonas o bandas de limo o arena arcillosa con pequeñas cantidad de arcilla (no pierde resistencia al deformarse)	5.0
o. Zonas o bandas de arcilla continuas y de espesor considerable (vease la descripción de la arcilla de los puntos g,h,i, respectivamente)	10.0, 13.0 ó 13.0 a 20.0

En la función Q la debilidad o sistemas de juntas menos favorables son las que generalmente se consideran. El cociente J_r/J_a representa el comportamiento del macizo rocoso sin tomar en cuenta la orientación de las discontinuidades; es decir, es una aproximación del esfuerzo cortante en el macizo rocoso.

<u>J_w</u>	Presión Hidrostática apróx. (kg/cm ²)	<u>Valor</u>
a. Ambiente seco o flujo reducido, por ejemplo 5 L/min. localmente	< 1.0	1.0
b. Flujo o presión medianos, lavado ocasional del relleno de las juntas	1.0 a 2.5	0.66
c. Flujo o presión grandes en roca competente con juntas limpias	2.5 a 10.0	0.50
d. Flujo o presión grandes, lavado considerable del relleno de las juntas	2.5 a 10.0	0.33
e. Flujo excepcionalmente grande o agua a presión durante las voladuras la cual disminuye con el tiempo	> 10.0	0.2 a 0.1
f. Flujo excepcionalmente grande o presión constante sin disminuir en forma perceptible	> 10.0	0.1 a 0.05

Nota: Los valores para los puntos c. a f. están burdamente estimados. El valor de J_w deberá aumentarse si se tiene la medida del drenaje instalado. Los problemas especiales que causa la formación de hielo en el interior de las grietas, no están considerados.

S R FValor

A. Existencia de zonas de debilidad que interceptan la excavación y pueden ocasionar que se formen zonas de material suelto al excavar el túnel.

a. Numerosas zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente o roca muy suelta a cualquier profundidad

10.0

b. Numerosas zonas de debilidad aisladas conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente a una profundidad de 50m o menor

5.0

c. Igual a 2 pero a una profundidad mayor de 50m

2.5

d. Numerosas zonas de cortante o cizalladas en roca competente sin arcilla o roca suelta a cualquier profundidad

7.5

e. Zonas cizalladas aisladas, en roca competente sin arcilla a una profundidad de 50m o menor

5.0

f. Igual a 5 pero a una profundidad mayor de 50m

2.5

g. Roca suelta con discontinuidades abiertas, roca intensamente fracturada

5.0

B. Roca competente, problemas de esfuerzos en roca

Valor

h. Esfuerzos reducidos cerca de la superficie del terreno

D

> 200

> 13

2.5

i. Esfuerzos medianos

200 a 10

13 a 0.66

1.00

j. Esfuerzos grandes en estructura bien interconectada.

10 a 5

0.66 a 0.33

0.5 a 2

k. Ocurrencia de estallidos leves en roca masiva

5 a 2.5

0.33 a 0.16

5 a 10

l. Ocurrencia de estallidos importantes en roca masiva

< 2.5

< 0.16

10 a 20

	<u>Valor</u>
C. Extrusión de la roca incompetente bajo la acción de grandes esfuerzos	
m. Extrusión leve	5 a 10
n. Extrusión importante	10 a 20
D. Expansión de la roca debido a la presencia de agua y esfuerzos	
o. Expansión leve	5 a 10
p. Expansión importante	10 a 15

Nota 1. Reducir en a. el valor de SRF del 25 al 50% si las zonas importantes de cizalla tienen influencia en la excavación sin ser interceptadas por ésta.

Nota 2. σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor y R_c y R_t son la resistencia a la compresión y tensión de la roca, respectivamente. En esfuerzos fuertemente anisotrópicos, cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, deben reducirse R_c y R_t al 80% ($0.8 R_c$ y $0.8 R_t$) y, cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, se deberán reducir R_c y R_t a 60%.

Nota 3. En el punto h. se sugiere aumentar el valor de SRF de 2.5 a 5.0 cuando la profundidad del túnel sea menor de su claro

En el cociente formado por J_w/SRF están consideradas las fuerzas activas que actúan en la excavación de un túnel.

Estimación de los requerimientos de soporte por el método Q

El valor Q describe la condición de estabilidad del macizo rocoso. Por consiguiente cada valor dará una aproximación para el soporte que se requiere. El diseño de soporte depende de las dimensiones de la excavación; la dimensión utilizada (claro o diámetro cuando se analiza la estabilidad del techo y altura cuando se analizan las paredes) se modifica dividiendo su valor entre el factor ESR-

(de sus siglas en inglés Excavation Support Ratio) que depende del propósito o finalidad de la obra, la presencia de maquinaria, personal, etc. En la Tabla 3.27 se presentan los valores del factor ESR obtenidos del análisis de los casos reales (200) en que se basa el método Q, los cuales respaldan la selección del valor ESR para cada tipo de obra.

Tabla 3.27 RELACION SOPORTE-EXCAVACION (E S R)

TIPO DE EXCAVACION	E.S.R.	CASOS
A. Excavaciones temporales mineras, etc	3 - 5	2
B. Pozos verticales: 1) sección circular	2.5	0
2) sección cuadrangular	2.0	0
C. Excavaciones mineras permanentes, túneles para hidroeléctricas (excepto para altas presiones) túneles pilotos, derivaciones y portales para grandes excavaciones, etc).	1.6	83
D. Almacenes, plantas de tratamiento de aguas, carreteras pequeñas y túneles ferroviarios, túneles de acceso, galerías cilíndricas.	1.3	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 ferrocarril, fábricas, etc.	0.8	2

Para la selección del soporte se presenta el procedimiento de un caso particular:

- a. De las características del macizo rocoso, se selecciona el valor de participación de los seis parámetros mencionados.
- b. Se substituyen los valores en la función Q para obtener el valor Q.
- c. Se estima el valor de ESR según la Tabla 3.27.
- d. Se calcula el cociente de la dimensión efectiva entre ESR.
- e. Con el valor Q y el cociente determinado en d. se define un punto en la gráfica de la Figura 3.3, y se relaciona con la Tabla 3.28 que muestra la clasificación de calidad Q.
- f. Con el número de la sección de la gráfica siguiente se define el soporte entre 38 categorías.

Tabla 3.28

Valor	Q
< 0.01	excepcionalmente pobre
0.01 - 0.1	extremadamente pobre
0.1 - 1.0	muy pobre
1.0 - 4.0	pobre
4.0 - 10.0	regular
10.0 - 40.0	buena
40.0 - 100.0	muy buena
100.0 - 400.0	extremadamente buena
> 400.0	excepcionalmente buena

Barton et al (1975)

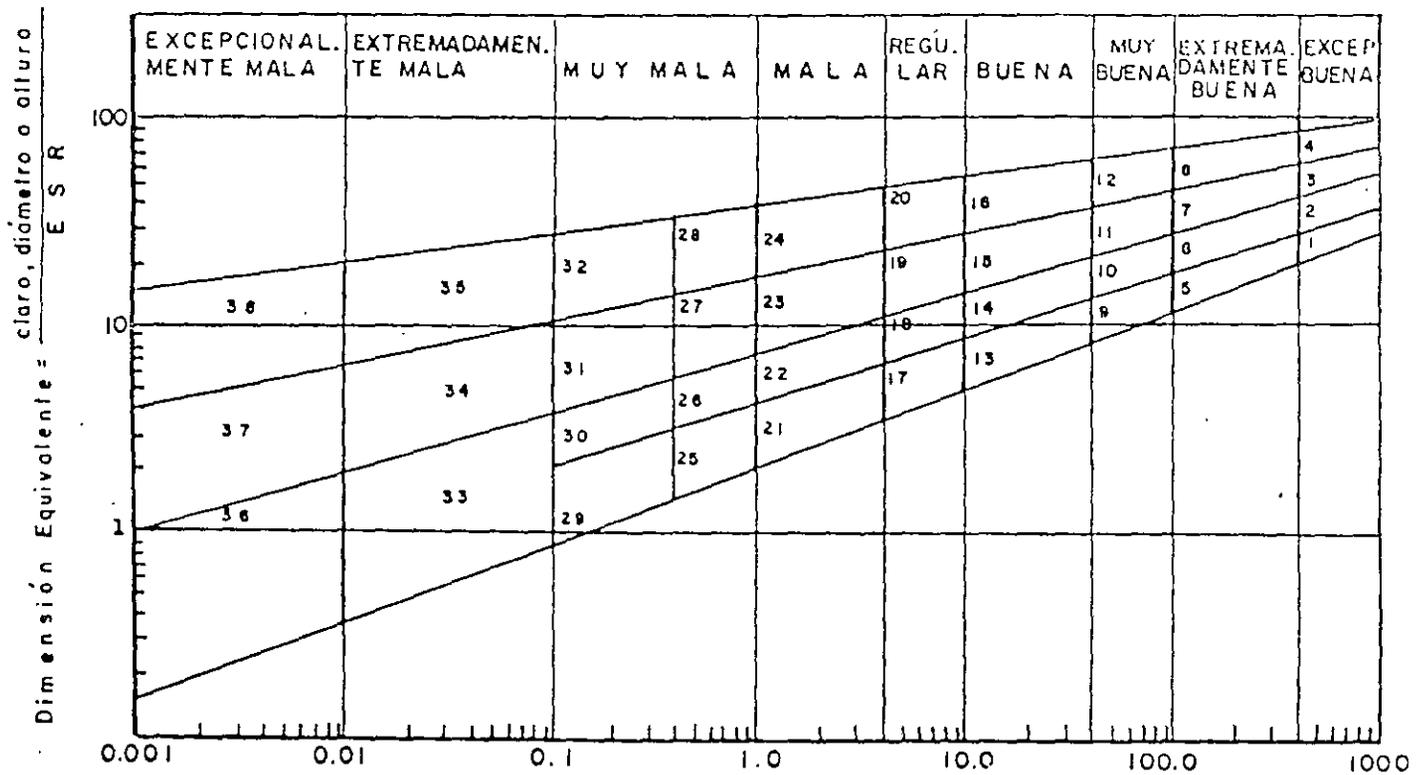


Fig. 3.3 Calidad del macizo rocoso $Q = \left(\frac{RQD}{dn}\right) \cdot \left(\frac{J_r}{da}\right) \cdot \left(\frac{J_w}{SRF}\right)$

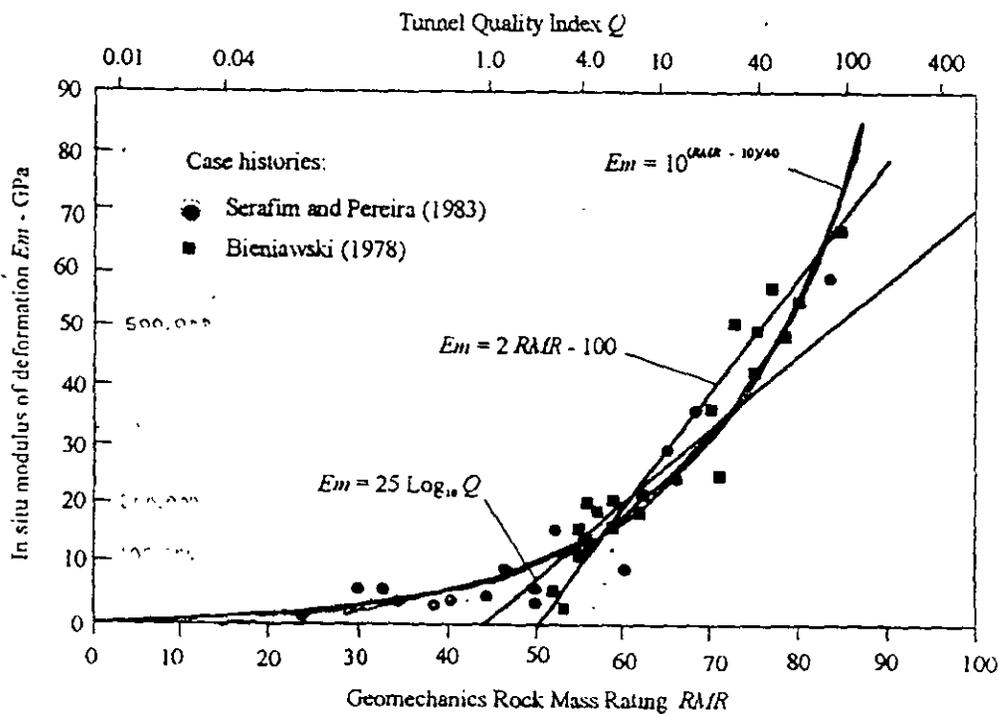
Resistencia al esfuerzo cortante

La clasificación de Bieniawski (1989), propone valores para el ángulo de fricción del macizo rocoso, con base en el valor RMR del terreno:

CLASE	RMR	Angulo de fricción
I	100 - 81	> 45°
II	80 - 61	35° - 45°
III	60 - 41	25° - 35°
IV	40 - 21	15° - 25°
V	< 21	< 15°

Deformabilidad

Predicción del módulo de deformabilidad a partir de clasificaciones de masas rocosas





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

DISEÑO DE TUNELES

**EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

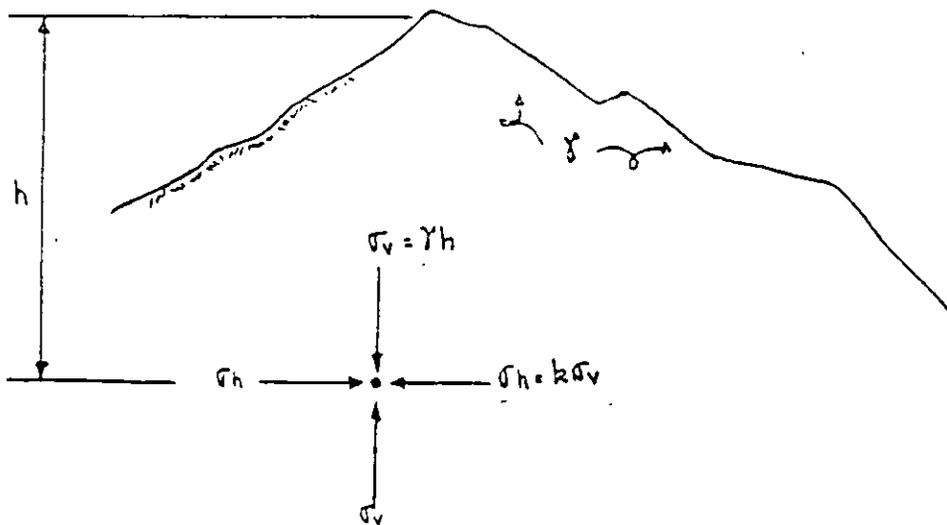
DISEÑO DE TUNELES

1.- ESTADO NATURAL DE ESFUERZOS

Se conoce como "estado natural de esfuerzos" o "esfuerzos residuales" a los esfuerzos existentes en la corteza terrestre previamente a cualquier excavación.

1.1.- Estado de esfuerzos interno en un macizo rocoso. Hipótesis de Heim.

El geólogo Suizo Heim en 1878 observó en los grandes túneles trans-alpinos que la roca estaba fuertemente esforzada en todas las direcciones. Supuso que la componente de esfuerzos verticales σ_v estaba relacionada directamente proporcional al peso de la cobertura de roca, pero que adicionalmente había una componente de esfuerzo horizontal σ_h que probablemente tenía una magnitud similar al de la componente vertical.



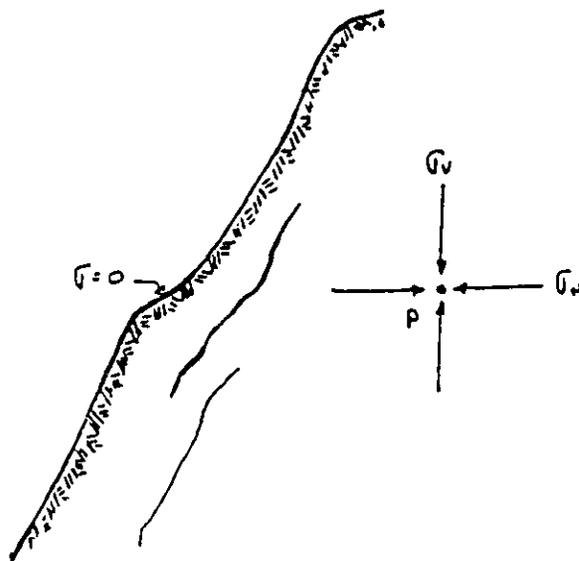
Una hipótesis similar había sido propuesta por el experto en túneles Alemán Rzhia en 1874.

1.2.- Relajación de esfuerzos superficiales en una masa de roca.

En un cañón profundo el estado natural tridimensional de esfuerzos debe encontrarse a una gran profundidad (generalmente a profundidades ≥ 350 m.) mientras que en dirección normal a la superficie no hay esfuerzos por lo menos en los primeros 50 m.

Se observa que este paso de estado de esfuerzos tridimensional a bidimensional ocasiona fisuras y fracturas paralelas a la superficie del cañón que se les conoce como "foliación".

Son fracturas por relajación de esfuerzos ocasionadas por la falta de confinamiento o de soporte lateral que dan lugar a fracturas perpendiculares al esfuerzo principal menor. Los cambios de temperatura también producen ese fracturamiento.



Relajación de esfuerzos superficiales

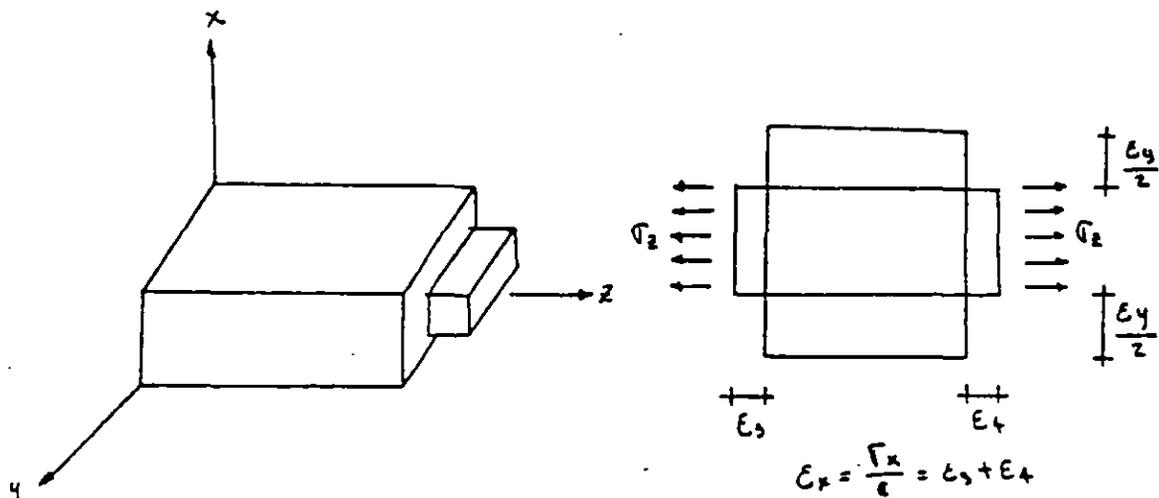
Se deberá poner atención a este fenómeno cuando se apoye la cimentación de una presa en una ladera de estas características en la cual la roca tendría que consolidarse con inyecciones de cemento y anclas postensadas.

1.3.- Módulo elástico efectivo y relación de Poisson efectiva en un macizo rocoso.

Teoría de Terzaghi

Hemos supuesto que k es la relación entre los esfuerzos de -- campo horizontal a vertical; $k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ Terzaghi en 1952 relacionó esta k con la relación de Poisson como sigue:

Ley de Hooke.



La teoría clásica de la elasticidad está restringida a materiales sólidos con las siguientes propiedades elásticas idealizadas:

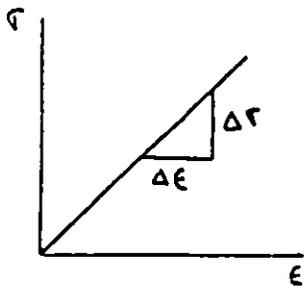
- 1.- Linearidad entre esfuerzos y deformaciones. Ley de Hooke.

Si un cuerpo está sujeto a un esfuerzo, entonces la deformación en la dirección del esfuerzo es directamente proporcional al esfuerzo aplicado.

- 2.- Homogeneidad.- El material de un cuerpo está uniformemente distribuido a través de todo su volumen y las pro-

propiedades elásticas del material son las mismas en todos los puntos del cuerpo.

- 3.- Isotropía.- Las propiedades elásticas del material son las mismas en todas las direcciones.
- 4.- Perfectamente elástico.- Al dejar de actuar las fuerzas deformantes, el tamaño y forma del cuerpo regresan precisamente a su estado original.



$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} ;$$

E = Variación de la deformación con respecto al esfuerzo que actúa en un cuerpo determinado.

E = Módulo de elasticidad.

ϵ = Deformación unitaria.

σ = Esfuerzo principal.

1.4.- Relaciones esfuerzo: deformación.

Suponiendo un paralelepípedo rectangular con sus lados paralelos a los ejes coordenados, actuando sobre él un esfuerzo normal σ_x uniformemente distribuido sobre dos caras opuestas.

La magnitud de la deformación normal ϵ_x está dada por

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$$

esta extensión del cuerpo es acompañada por una contracción lateral en las direcciones. y y z

esto es: $\epsilon_y = -\nu \frac{\sigma_x}{E}$, y $\epsilon_z = -\nu \frac{\sigma_x}{E}$

donde ν es una constante conocida como relación de Poisson.

La relación de Poisson para muchos de los materiales varía entre 0.15 y 0.35 y a menudo se supone igual a 0.25.

Si al ^a paralelepípedo rectangular se le sujeta a la acción simultánea de esfuerzos normales σ_x, σ_y y σ_z uniformemente distribuidas sobre sus caras, las deformaciones normales por el principio de superposición de causas y efectos son las siguientes:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z)]; \quad \epsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z)]; \quad \epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu (\sigma_y + \sigma_x)]$$

1.5.- Estado plano de esfuerzos.

Si suponemos que en un plano horizontal los esfuerzos son simétricos, $\sigma_y = \sigma_z$ y que no hay desplazamientos en una dirección horizontal, $\epsilon_z = 0$

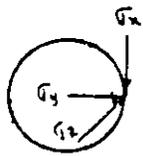
tenemos:

$$0 = \sigma_z - \nu \sigma_y - \nu \sigma_x$$

$$\text{como } \sigma_y = \sigma_z$$

$$0 = \sigma_y - \nu \sigma_y - \nu \sigma_x$$

$$0 = \sigma_y (1 - \nu) - \nu \sigma_x$$



$$\therefore \underline{\sigma_z = \sigma_y = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right) \sigma_x} \quad \text{y} \quad k = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right)$$

$$\nu = 0.25 \Rightarrow k = \frac{1}{2}$$

Para valores de ν entre $\frac{1}{3}$ y $\frac{1}{2}$; $\sigma_z = \sigma_y = \frac{\sigma_x}{4}$ a $\frac{\sigma_x}{2}$ o sea $k=0.25$ a 0.5 con $k=0.3$ como el valor más probable..

para un estado plano de esfuerzos con $\sigma_y, \sigma_z = 0$ tenemos:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu \sigma_z) \quad \text{y} \quad \epsilon_z = 0 = \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu \sigma_x)$$

Para $\sigma_z = \nu \sigma_x$ y $k = \nu$ tendríamos

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu^2 \sigma_x) = \frac{1}{E} \sigma_x (1 - \nu^2) \quad \text{y} \quad E = \frac{\sigma_x}{\epsilon_x} (1 - \nu^2)$$

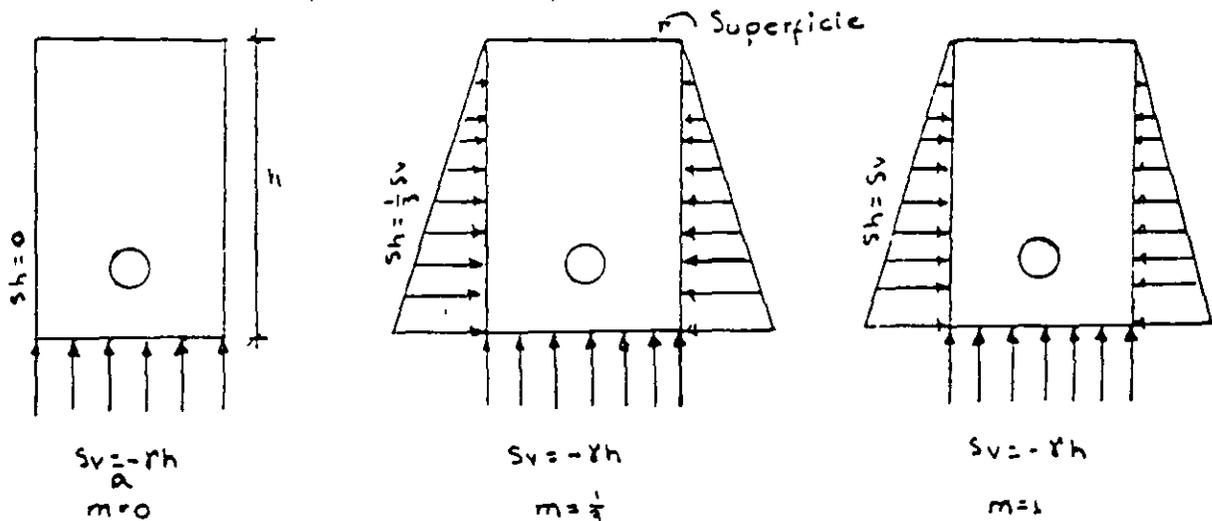
La relación $(\frac{\nu}{1-\nu})$ de Terzaghi con valores usuales de ν para la roca entre 0.3 a 0.25 y 0.2 es contradictoria a las mediciones actuales realizadas en galerías profundas. Los resultados de mediciones favorecen la hipótesis de Heim; $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ y $K=1$ con $K=1$ se requiere que $\nu=0.5$ el cual no existen en las mediciones de la roca. Se presenta una paradoja obvia conocida como "paradoja de Terzaghi".

1.6.- Esfuerzos de campo.

Hemos visto que los esfuerzos de campo dependen de las condiciones de confinamiento del material y del comportamiento -- elástico de la roca, así como, de la magnitud de los esfuerzos de la corteza terrestre.

De esta manera, los esfuerzos alrededor de un túnel pueden compararse con los esfuerzos alrededor de un agujero en una placa siempre y cuando se cumpla (1) que la abertura sea larga en comparación con su sección transversal y (2) que la -- distribución de esfuerzos a lo largo de la abertura sea uniforme e independiente de su longitud.

Así el problema de un túnel se reduce a un problema de deformación plana y puede ser resuelto considerando un agujero en una placa ancha sujeta a un estado bidireccional de esfuerzos actuando en el plano de la placa.



Unidireccional

Restricción Lateral

Hidrostático

Suposición de tres estado³ de esfuerzo de campo.

También deberán considerarse geometrías simples como: círculos, elipses, óvalos o rectángulos con esquinas redondeadas.

Los esfuerzos verticales se considerarán iguales a γh equivalentes al peso de la cobertura de roca en donde γ = peso volumétrico de la roca y h = la profundidad vertical del túnel.

Por lo tanto: S_v = Componente del esfuerzo vertical.

S_h = Componente del esfuerzo de compresión horizontal.

y m = Constante que depende del estado de esfuerzos de campo.

-El estado de esfuerzos para $m=0$ puede ocurrir a poca profundidad y/o cerca de superficies verticales libres.

-El estado de esfuerzos representado por $m=\frac{1}{3}$ puede ocurrir para un amplio intervalo de profundidades.

El estado de esfuerzos para $m=1$ puede ocurrir a gran profundidad o en macizos con rocas semiviscosas o plásticas (rocas suaves o blandas).

2.- ESFUERZOS EN LA VECINDAD DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

Los esfuerzos que se generan en la vecindad de excavaciones --- subterráneas, por ejemplo túneles largos profundos son semejantes a los que se producen alrededor de un agujero en una placa infinita. Solamente unas cuantas secciones transversales pueden ser analizadas teóricamente; sin embargo por medio de fotoelasticidad o análisis de esfuerzos, aberturas con cualquier -- forma de sección transversal pueden ser estudiadas.

Considerando una placa infinita de espesor t con un agujero circular de radio a con centro en el origen y sujeta a esfuerzos de tensión S_x y S_y . Para una distancia larga desde el agujero, las componentes polares de esfuerzos serán aquellas resultantes solamente de la aplicación de esfuerzos:

2.1.- ESFUERZOS EN UNA PLACA CON UN AGUJERO CIRCULAR

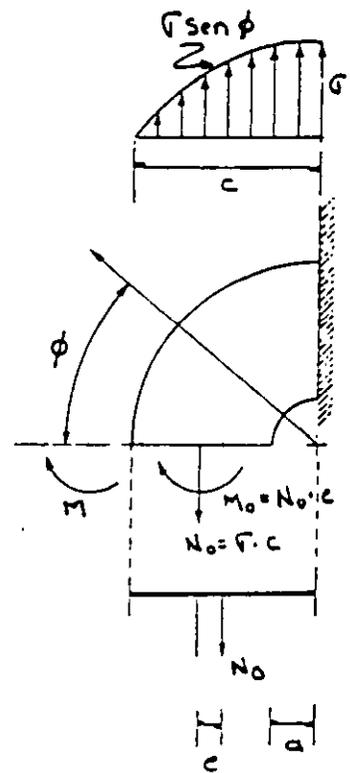
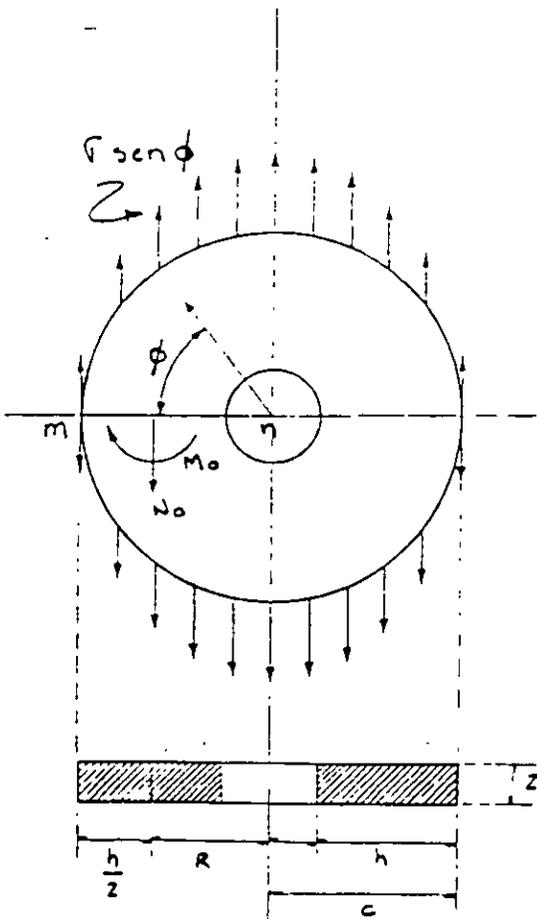
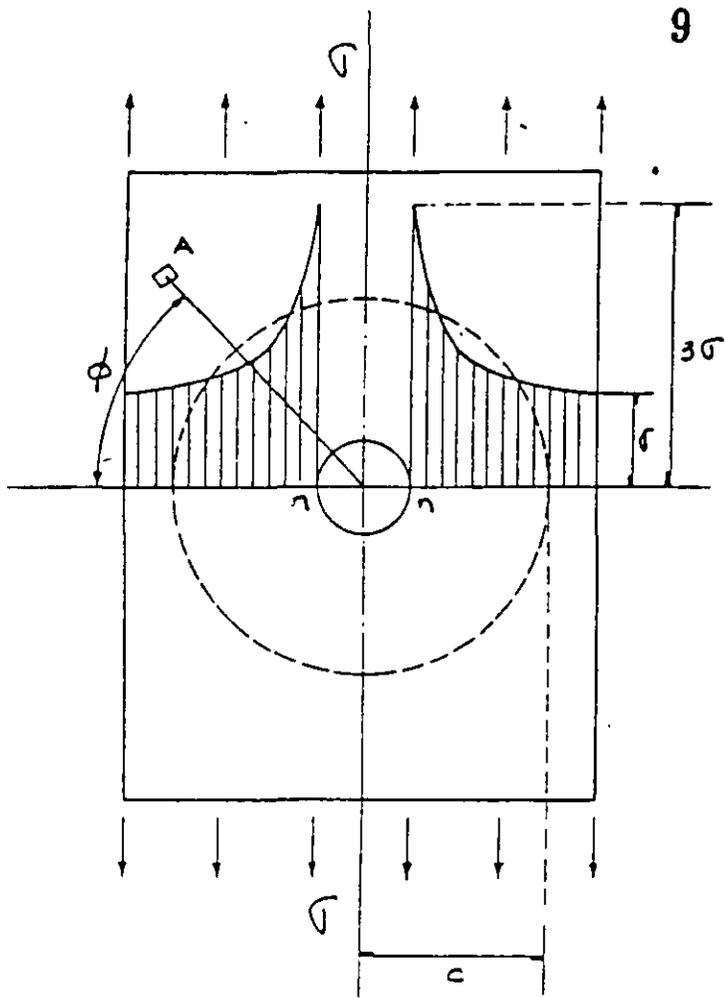
Si en una placa sometida a un esfuerzo de tensión uniforme se practica un agujero circular pequeño (diámetro del agujero 5 veces menor que el ancho de la placa) se produce en los puntos $n-n$ una gran concentración de esfuerzos. La teoría exacta desarrollada por Kirsh en 1898 muestra que el esfuerzo de tensión en estos puntos es igual a 3σ . Se ve también que esta concentración de esfuerzos es muy local y esta limitada a la vecindad del agujero. Si trazamos una circunferencia concéntrica con el agujero y de radio c relativamente grande, -- puede suponerse que el estado de esfuerzos en esta circunferencia no queda afectado por la presencia del agujero.

Consideramos por tanto un anillo circular separado de la placa por una superficie cilíndrica circular de radio c . En cada punto de la superficie exterior de este anillo aplicaremos esfuerzos dirigidos verticalmente y de valor $\sigma \sin \phi$ es decir, -- iguales al esfuerzo correspondiente en el área elemental A de la placa.

Por lo tanto, los esfuerzos en el interior del anillo serán -- aproximadamente los mismos que en el trazo de la placa limitado por el círculo de radio c .

De esta manera el problema de la distribución de esfuerzos en las proximidades del agujero queda reducido al de calcular -- esa distribución en un anillo circular de sección rectangular sollicitado por fuerzas verticales conocidas de intensidad distribuidas en forma continua sobre su contorno exterior.

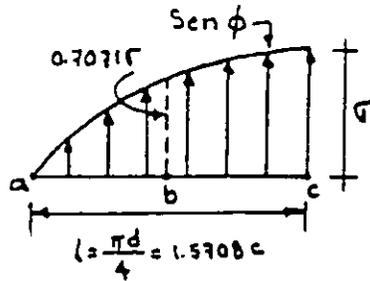
28-A



9

Este problema puede resolverse considerando un cuadrante de anillo en el cual los esfuerzos ligados a la sección m-n pueden reducirse a una fuerza de tensión longitudinal N_0 aplicada en el centro de gravedad de la sección y a un par flector M_0 .

La fuerza longitudinal de tensión se determina por las condiciones de la estática, y es: $N_0 = \sigma \cdot c$



Integral Numérica de los esfuerzos

$$R_a = \frac{h}{24} (7a + 6b - c)$$

$$R_b = \frac{h}{12} (a + 10b + c)$$

$$R_c = \frac{h}{24} (7c + 6b - a)$$

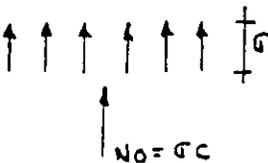
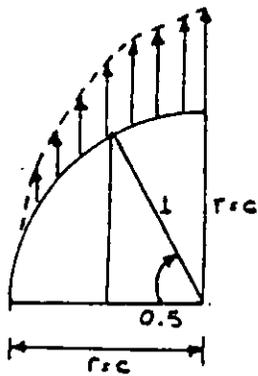
$$R_a = (7 \times 0 + 6 \times 0.7071 - 1) \frac{h}{24} = 1.6213 \frac{h}{12} \times \sigma$$

$$R_b = (0 + 10 \times 0.7071 + 1) \frac{h}{12} = 8.0710 \frac{h}{12} \times \sigma$$

$$R_c = (7 \times 1 + 6 \times 0.7071 - 0) \frac{h}{24} = 5.6213 \frac{h}{12} \times \sigma$$

$$15.3136 \frac{h}{12} \times \sigma$$

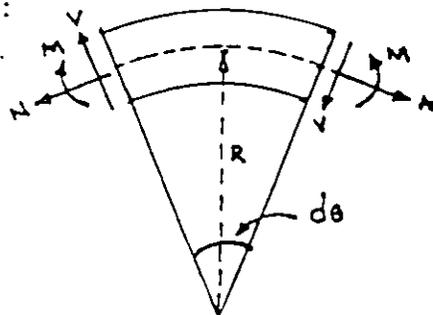
$$\Sigma = \frac{15.3136 \frac{1.5708c}{2}}{12} \sigma \quad \therefore \Sigma = \sigma \cdot c = N_0$$



El momento M_0 es estáticamente indeterminado (porque no conocemos c) y se puede calcular por el teorema del trabajo mínimo -- utilizando la expresión de la energía de la deformación total -- de barras curvas para anillos gruesos, como sigue:

$$U = \int_0^s \left(\frac{M^2}{2AEeR} + \frac{N^2}{2AE} - \frac{MN}{AeR} + \frac{\alpha V^2}{2AG} \right) ds$$

Anillo grueso:



En esta expresión la fuerza longitudinal y el momento - flector para la sección general del anillo caracterizada por el ángulo ϕ son:

$$N = \sigma c \cos^2 \phi \quad y$$

$$M = M_0 + f c (1 - \cos \phi) \left[\frac{c}{2} (1 - \cos \phi) + \frac{h}{2} \cos \phi \right] -$$

$$\underbrace{\sigma c \left(c - \frac{h}{2} \right)}_R (1 - \cos \phi)$$

donde h es la altura de la sección rectangular

La ecuación para el cálculo de M_0 es:

$$\frac{du}{dM_0} = \int_0^{\pi/2} \frac{M d\phi}{AEc} - \int_0^{\pi/2} \frac{NR d\phi}{AE} = 0$$

donde: $ds = R d\phi$

Después de integrar se tiene:

$$M_0 = \frac{2\sigma c^2}{\pi} \left[1 - \frac{3}{8}\pi - \frac{h}{2c} \left(1 - \frac{1}{4}\pi \right) + \frac{e\pi}{4c} + \frac{R}{2c} (\pi - 2) \right]$$

en donde R = radio de la línea media y e la distancia a la línea neutra desde el Centro de Gravedad de la sección.

El esfuerzo en el punto n de la sección $m-n$ del anillo consta de dos partes: 1° el esfuerzo de tensión producido por la fuerza longitudinal N_0 e igual a:

$$\sigma_1 = \frac{N_0}{k} = \frac{\sigma c}{R} \quad (d)$$

y 2° el esfuerzo en el punto de flexión producido por Mo cuyo valor es:

$$\sigma_2 = \frac{M_0 h_1}{A e a} = \frac{M_0 \left(\frac{h}{2} - e\right)}{A e a} = \frac{M_0}{2 e a} \left(1 - \frac{2e}{h}\right) \quad (e)$$

en donde a = radio del agujero.

La distancia e se calcula por la ecuación para diversos valores de la relación $\frac{c}{a}$ y después σ_1 y σ_2 se determinan por las ecuaciones (d) y (e). El esfuerzo máximo es: $\sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_2$

La distancia e se calcula por la ecuación $r = \frac{h}{\log \frac{c}{a}}$

Resultados:

c/a	3	4	5	6	8	10
$\frac{2e}{h}$	0.1796	0.2238	0.2574	0.2838	0.3239	0.3536
$\frac{\sigma_1}{\sigma}$	1.50	1.33	1.25	1.20	1.14	1.11
$\frac{\sigma_2}{\sigma}$	2.33	1.93	1.83	1.83	1.95	2.19
$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma}$	3.83	3.26	3.08	3.03	3.09	3.30

Comparando los números de la última línea de la tabla anterior con la solución exacta para un agujero pequeño $\sigma_{\max} = 3\sigma$; se vé que para $5 < \frac{c}{a} < 8$, los resultados del cálculo aproximadamente están de completo acuerdo con la solución exacta. --- Cuando $\frac{c}{a} < 5$ el agujero no puede considerarse muy pequeño, -- por lo que tiene una influencia apreciable en la distribución de esfuerzos sobre la circunferencia de radio c y la hipótesis establecida sobre la sollicitación en el borde exterior -- del anillo no es suficientemente exacta. La discrepancia con la teoría exacta para $\frac{c}{a} > 8$ se debe a la exactitud insuficiente de la teoría elemental de piezas curvas cuando el radio interior es muy pequeño comparado con el exterior.

Para un punto cualquiera de la sección m-n a una distancia r del centro del agujero, el esfuerzo normal es:

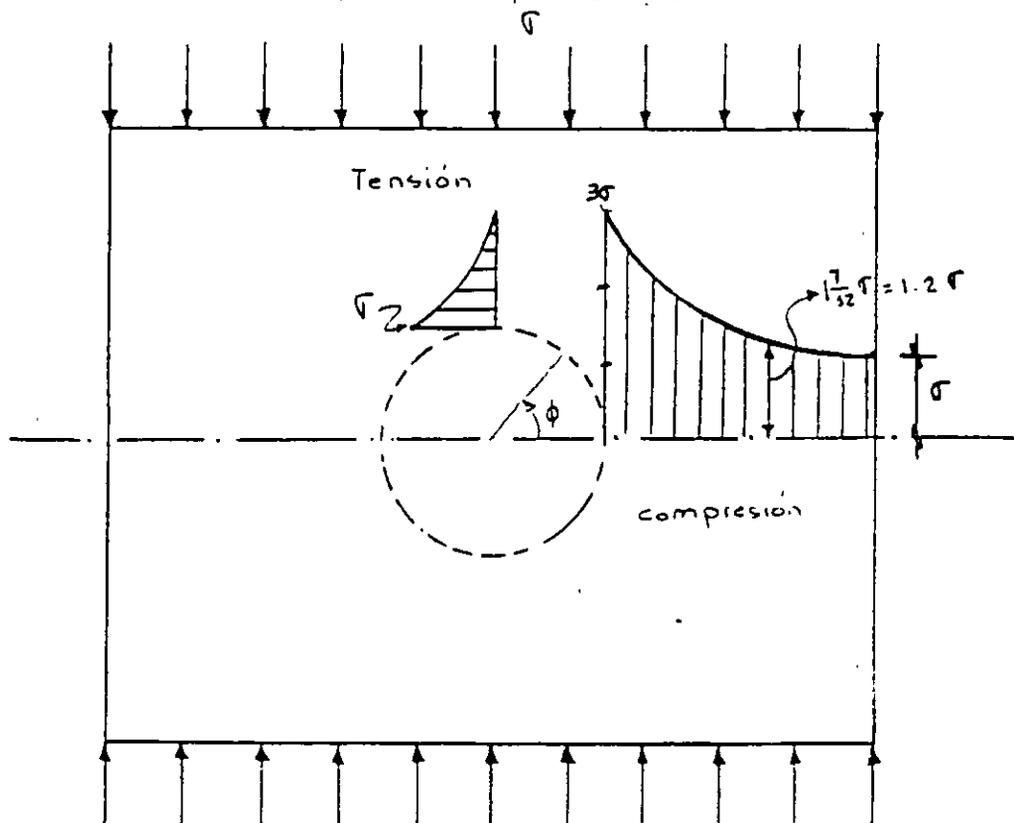
$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma}{2 + \frac{a^2}{r^2} + \frac{a^4}{r^4}}$$

donde σ es el esfuerzo de tensión uniforme aplicado en los extremos de la placa.

Esta distribución de esfuerzos se presenta en la figura de abajo y se ve que la concentración de esfuerzos está muy concentrada en los puntos n. El esfuerzo disminuye rápidamente a medida que r aumenta, y para un punto situado a una distancia del borde del agujero igual al radio del mismo, es decir, $r=2a$ se tiene un esfuerzo normal $\sigma_{\theta} = 1.75 \sigma$

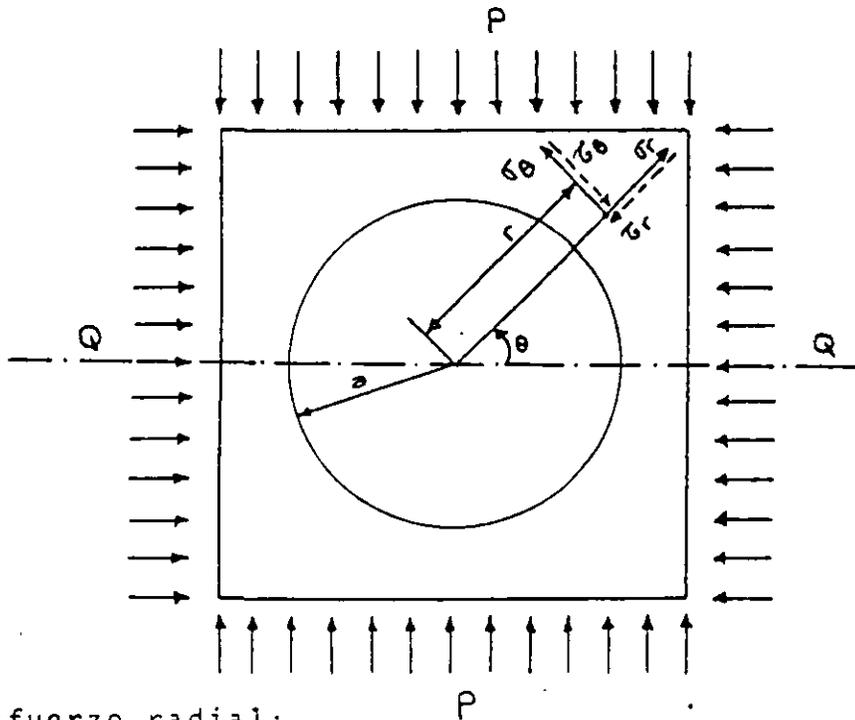
También disminuye rápidamente el esfuerzo al crecer ϕ y para $\phi = \frac{\pi}{2}$ el esfuerzo normal en el borde del agujero es de compresión e igual a σ o sea $\sigma_{\theta} = \sigma$

Si los esfuerzos externos fueran de compresión tendríamos un esfuerzo tangencial de tensión σ_{ϕ} para $\phi = \frac{\pi}{2}$ y un esfuerzo de compresión $\sigma_{\phi} = \sigma$ para los puntos n.



Considerando una placa con una perforación en el centro que se supone de material homogéneo, elástico e isótropo, Kirsh determinó los esfuerzos normales, tangenciales y cortantes en cualquier punto de la placa.

Se supone que las fuerzas externas P y Q corresponden -- con las transmitidas por la cobertura de roca.



Esfuerzo radial:

$$\sigma_r = \frac{P+Q}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{Q-P}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta$$

Esfuerzo tangencial:

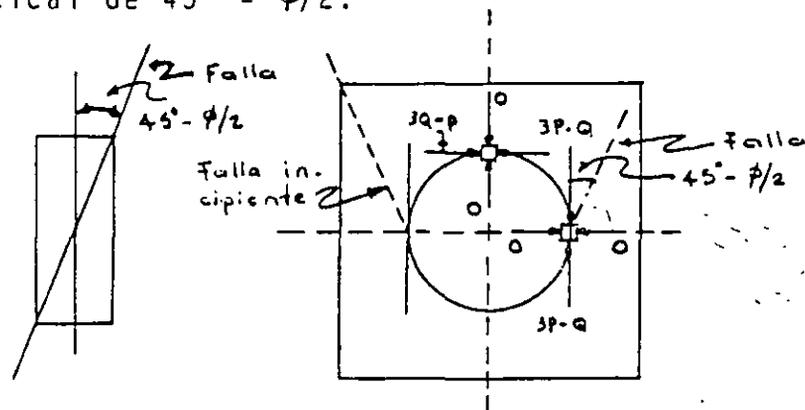
$$\sigma_\theta = \frac{P+Q}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{Q-P}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta$$

Esfuerzo cortante:

$$\tau_{\theta} = -\frac{Q-P}{2} \left(1 - \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta$$

Se observa que los esfuerzos en la placa no dependen de E y ν

Para el caso $r=a$, $\theta=0^\circ$ y $P > Q$ y tomamos un elemento de roca, el confinamiento horizontal es cero, de manera que si $(3p-Q) > R_c$ (Resistencia en compresión simple de la roca), entonces se presentarán fracturas con un ángulo de inclinación respecto a la vertical de $45^\circ - \phi/2$.



Para el caso $r=a$, $\theta=90^\circ$ y $P > Q$ y tomamos un elemento cuyo confinamiento vertical es cero, de manera que $(3Q-P)$ es negativo se tendrán esfuerzos de tensión en la clave y la roca puede fallar por tensión en caso de que ese esfuerzo de tensión resultara mayor que la resistencia a tensión de la roca.

Resumiendo:

Si $(3P-Q) > R_c$ } Es la 1ª condición para que se presenten fracturas por compresión en el diámetro horizontal del túnel y fracturas de tensión en la bóveda del túnel.
 y $(3Q-P) < 0$ }

Si $P > \frac{R_c+Q}{3}$ } Es la 2ª condición para que exista tensión en la clave del túnel.
 y $P > 3Q$ }

o sea que $P > \frac{R_c+Q}{3} > 3Q$. . . $R_c > 8Q$

Si $R_c > 8Q$ significa que no se tendrán problemas de falla de la roca ni por compresión ni por tensión.

Para una distribución de presiones externas de tipo hidrostático, o sea $P=Q$; la cual se presenta en túneles con gran cobertura, estudiados por Heim, Suiza 1878, los esfuerzos normales y tangenciales pueden determinarse utilizando las expresiones de Lamé para conductos de pared gruesa sujetos a presión externa P .

$$\sigma_r = P \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right)$$

Formulas de Lamé.

$$\sigma_\theta = P \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right)$$

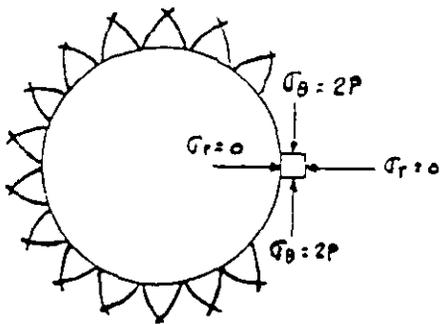
$$\tau_{\theta r} = 0$$

Para $a=r$: $\sigma_\theta = 2P$ y $\sigma_r = 0$; en toda la periferia del túnel.

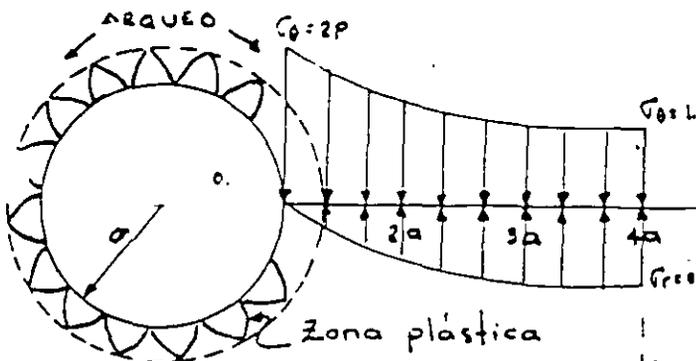
Para $r=4a$: $\sigma_\theta = P \left(1 + \frac{a^2}{16a^2} \right) = 1.06P$ y

$$\sigma_r = P \left(1 - \frac{a^2}{16a^2} \right) = 0.94P$$

De acuerdo con esta hipótesis la distribución de esfuerzos en el túnel será:



2 familias de fallas que delimitan los bloques fallados: cuando $2P > R_c$ se presenta el fenómeno de roca explosiva ya que el bloque queda suelto y es expulsado (rock-burst). La explosión de estos bloques libera mucha energía.



El comportamiento de la roca es elástico si $2P < R_c$, pero si el material se fractura el comportamiento de la roca en la periferia del túnel es plástico, formándose un anillo de material fracturado de propiedades mecánicas muy bajas, de manera que los esfuerzos se "arquean" o "puentean" librando la zona fracturada apoyándose en la roca más

Variación del esfuerzo tangencial para el caso $Q = \frac{P}{3}$

Para: $\theta = 0^\circ$ y $r = a$; $\tau_\theta = 2.67 P$

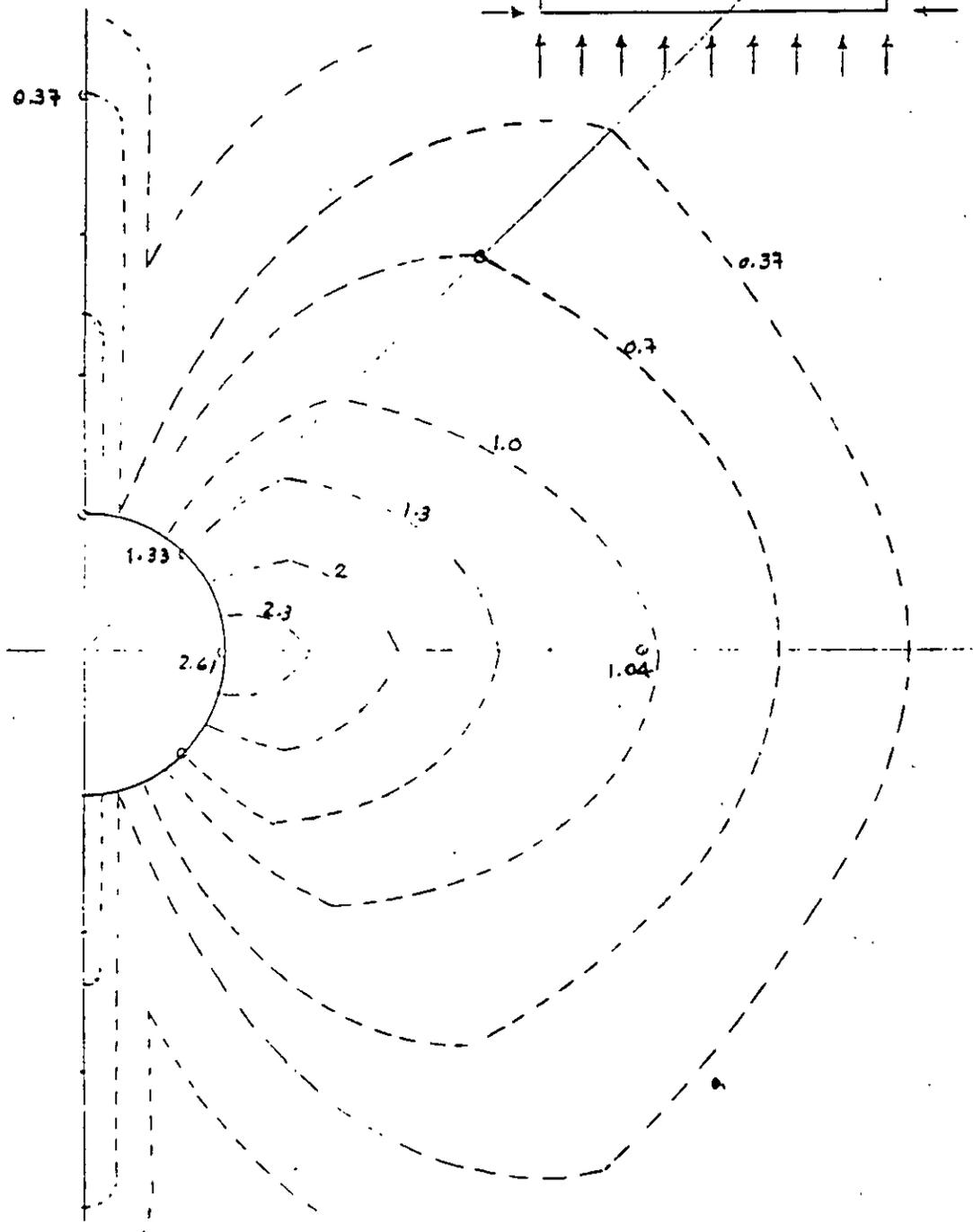
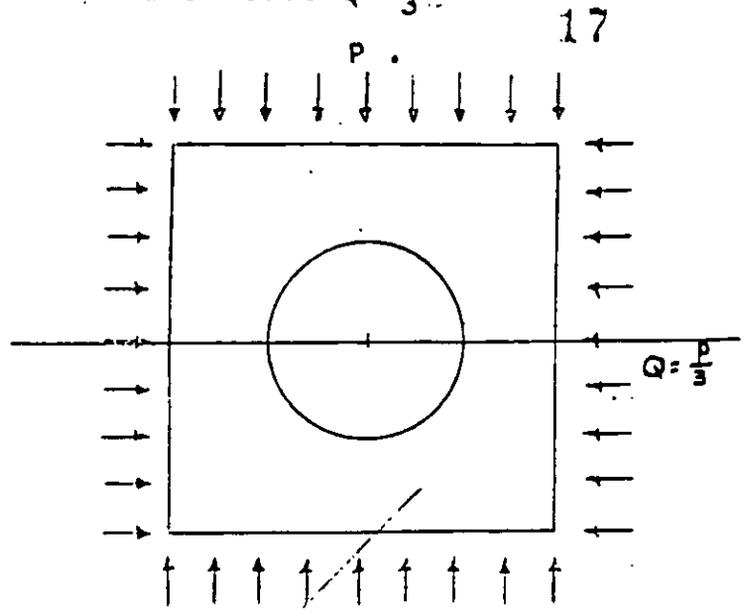
$\theta = 0^\circ$ y $r = 4a$; $\tau_\theta = 1.04 P$

$\theta = 90^\circ$ y $r = a$; $\tau_\theta = 0$

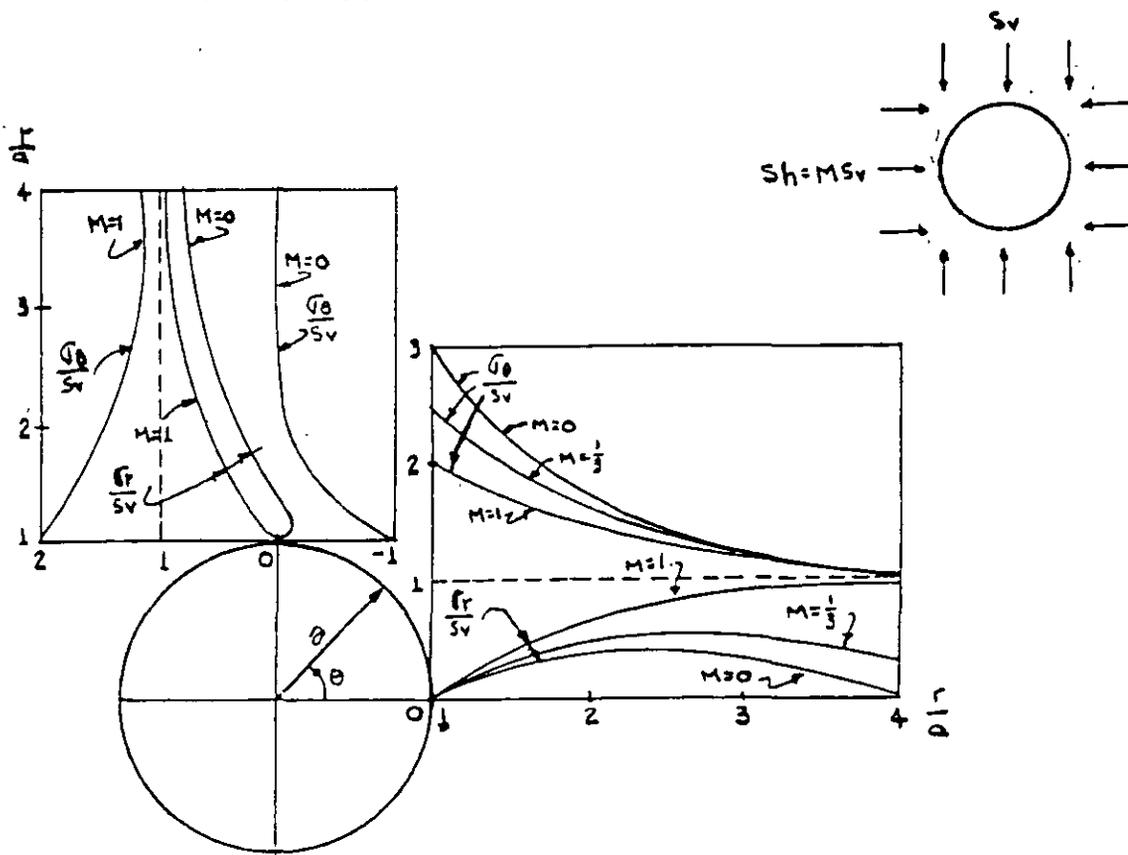
$\theta = 90^\circ$ y $r = 4a$; $\tau_\theta = 0.37 P$

$\theta = 45^\circ$ y $r = a$; $\tau_\theta = 1.33 P$

$\theta = 45^\circ$ y $r = 4a$; $\tau_\theta = 0.71 P$

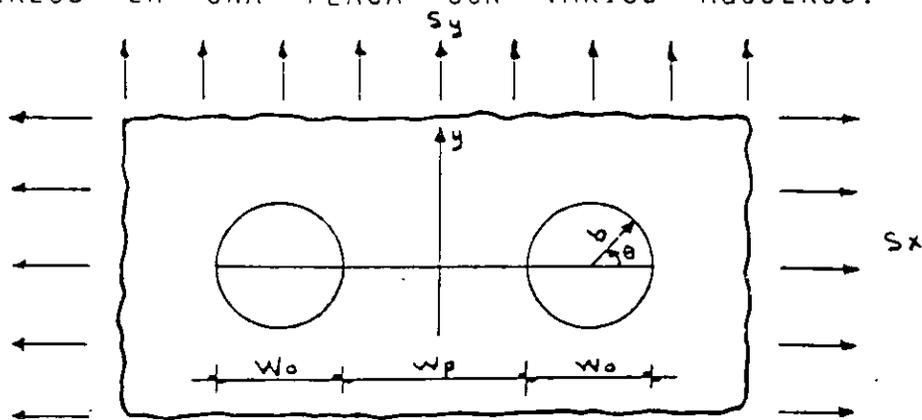


CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN UN AGUJERO CIRCULAR PARA UN ESTADO BIAxIAL DE ESFUERZOS DE CAMPO



Las concentraciones de esfuerzos con signo positivo significa que son del mismo signo que los esfuerzos exteriores aplicados. Cuando las concentraciones de esfuerzos tienen signo negativo significa que son de signo contrario a los esfuerzos exteriores aplicados.

ESFUERZOS EN UNA PLACA CON VARIOS AGUJEROS.



(18)

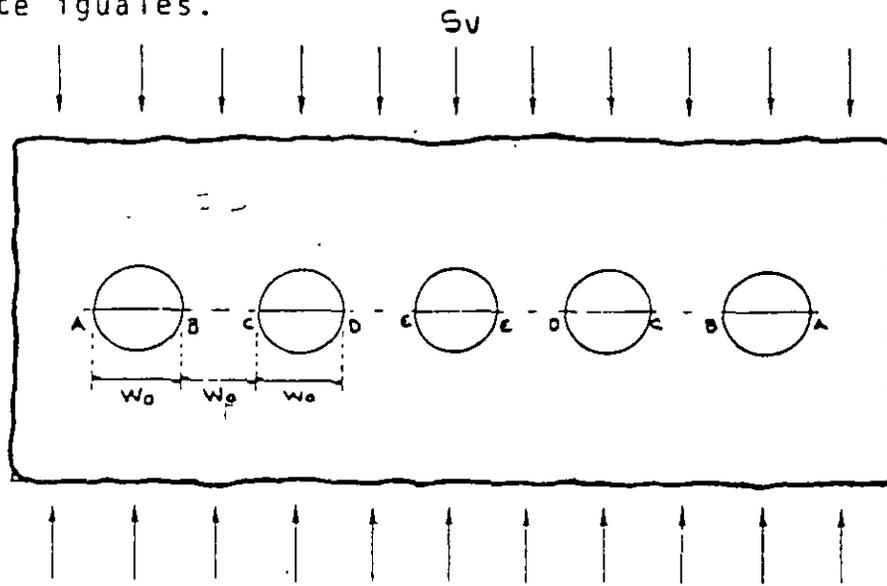
Caso:	$S_x = S_y$		$S_y \neq 0 ; S_x = 0$		$S_y = 0 ; S_x \neq 0$
Esfuerzo	$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$		$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$		$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$
$\frac{W_p}{W_o}$	$\theta = 0^\circ$	$\theta = \pi$	$\theta = 0^\circ$	$\theta = \pi$	$\theta = \pm \frac{\pi}{2}$
0	2.894	0.000	3.859	0.000	2.569
0.5	2.255	2.887	3.151	3.264	2.623
1.0	2.158	2.411	3.066	3.020	2.703
2.0	2.080	2.155	3.020	2.992	2.825
4.0	2.033	2.049	3.004	2.997	2.927
7.0	2.014	2.018	3.001	2.999	2.970
10.0	2.000	2.000	3.000	3.000	3.000

La concentración de esfuerzos para el caso de dos agujeros alineados es considerablemente menor que el resultante de un número infinito de agujeros alineados.

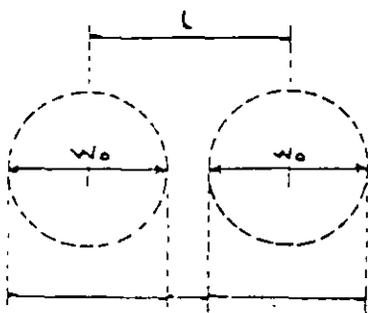
Los esfuerzos en el pilar aumentan a infinito cuando el ancho del pilar disminuye. Por lo tanto, relaciones W_p / W_o pequeñas deberán evitarse en excavaciones subterráneas. (Resultados de Ling Chih-Bing "On the stresses in a plate containing two circular holes" Journal Applied Physics, January 1948.

ESFUERZOS EN UNA PLACA CON CINCO AGUJEROS

La distribución de esfuerzos en la periferie de 5 agujeros circulares con igual espaciamiento fue estudiado por Duvall para varias relaciones W_0/W_p . Las máximas concentraciones de esfuerzos ocurren para los puntos A, B, C, D y E. Obsérvese que las concentraciones de esfuerzos en D y E son prácticamente iguales.



$\frac{W_0}{W_p}$	A	B	C	D	E
1.07	3.29	3.29	3.29	3.29	3.29
2.21	3.63	3.72	3.99	4.03	4.03
2.96	3.53	4.08	4.22	4.39	4.39
4.35	3.96	5.12	5.22	5.28	5.28

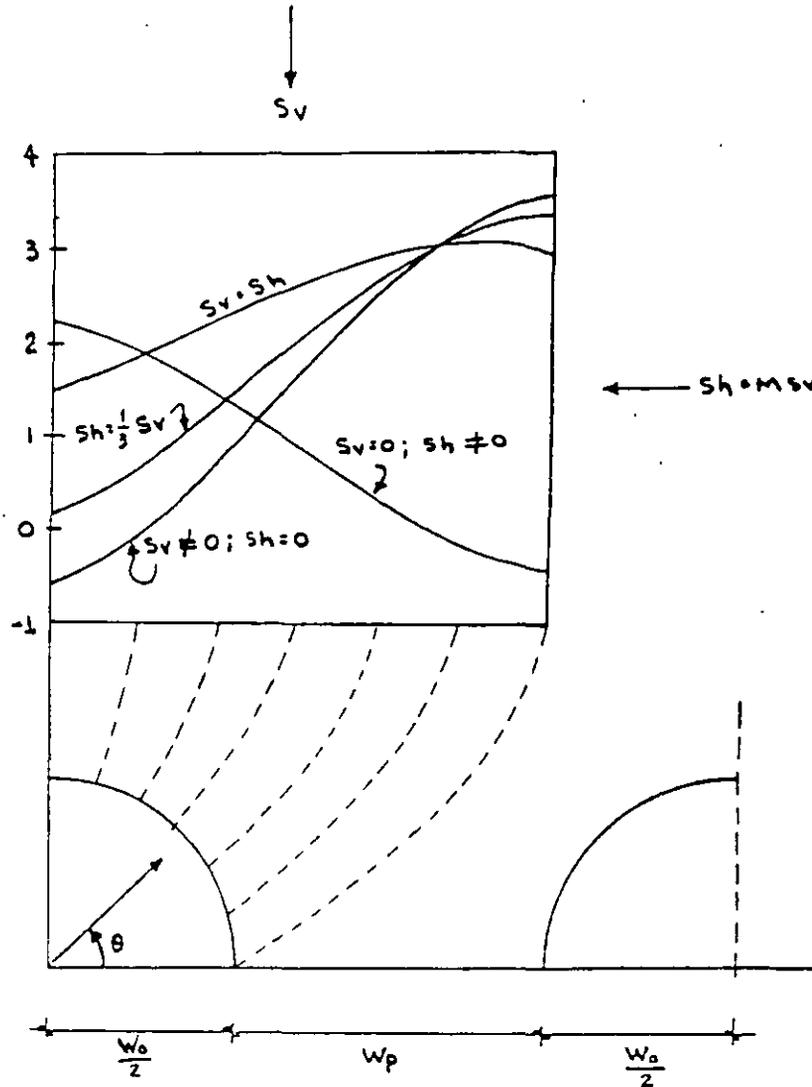


Si $W_p = \frac{W_0}{4}$ $l = W_0 + \frac{W_0}{4} = \frac{5}{4} W_0$
 La relación de áreas $\frac{l}{W_p} = \frac{L}{W_p} = \frac{\frac{5 W_0}{4}}{\frac{W_0}{4}} = \frac{20}{4} = 5$

Por lo tanto el esfuerzo en W_p es por lo menos 5 veces mayor que S_v .

CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN DOS AGUJEROS CIRCULARES

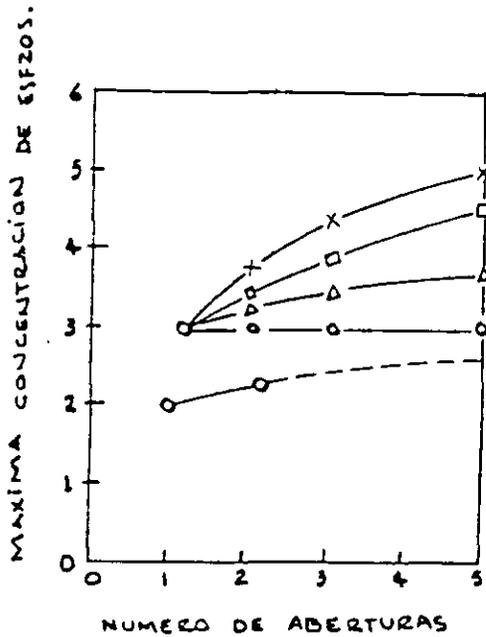
$W_o/W_p = 1$



Para cada uno de los esfuerzos de campo analizados, la concentración de esfuerzos de compresión crítica para $\theta=0^\circ$ es mayor para el caso de varios agujeros que para un solo agujero, la mayor diferencia ocurre para esfuerzos de campo de tipo hidrostático ($S_h = S_v$).

Una concentración crítica de esfuerzos de tensión ocurre solamente para $\theta=90^\circ$ para el caso de esfuerzos de campo uniaxial ($S_x=0$ y $S_y \neq 0$):

CONCENTRACIONES MAXIMAS DE ESFUERZOS PARA VARIAS -
RELACIONES ANCHO DE ABERTURA A ANCHO DE PILAR RELA
CIONADAS TAMBIEN CON EL NUMERO DE ABERTURAS.



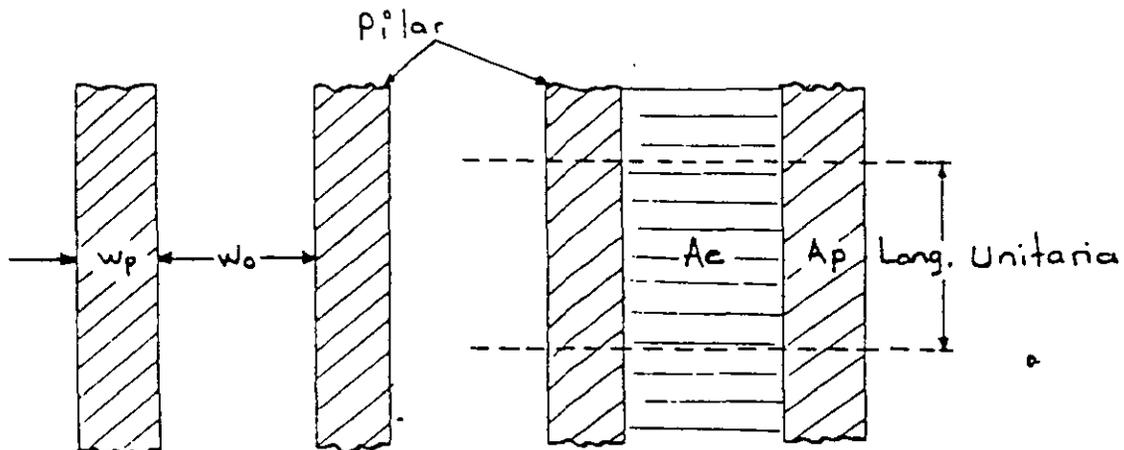
LEYENDA

$\frac{w_o}{w_p}$	SIMBOLO
1	o
2	Δ
3	□
5	x

Obsérvese que cuando el número de aberturas tiende a infinito el valor de la máxima concentración de esfuerzos es solo 15% mayor que para el caso de presión hidrostática ($S_v = S_h$).

DISEÑO DE PILARES

Cuando la longitud de los pilares es grande comparada contra el ancho de la abertura entre los mismos, se considera entonces un estado de esfuerzos de campo bidimensional.



Para un número infinito de pilares con ancho W_p separados por aberturas con ancho W_o , el "esfuerzo promedio en el pilar" \bar{S}_p , se obtiene suponiendo que un pilar soporta uniformemente sobre su plano medio el peso de la roca existentes sobre el pilar mas la mitad de la abertura de cada lado del pilar.

$$\bar{S}_p = \frac{W_p + W_o}{W_p} S_v$$

o sea: $\bar{S}_p \cdot A_p = S_v (A_e + A_p) \therefore \bar{S}_p = S_v \frac{A_t}{A_p}$

en donde: \bar{S}_p = esfuerzo promedio en el pilar

A_e = área excavada

A_p = área del pilar

$A_t = A_e + A_p$ = área total

Esto significa que el esfuerzo promedio en un pilar para un sistema de aberturas puede obtenerse a partir del área del pilar y el área total dentro de los límites minables.

Para un sistema de aberturas paralelas separadas por N pilares donde el ancho de la abertura es W_o , el ancho del pilar es W_p y la longitud de las aberturas y pilares es L_p , el área excavada esta dada por:

$$A_e = L_p \cdot W_o \cdot N$$

y el área del pilar esta dada por: $A_p = L_p \cdot W_p \cdot N$ de donde el esfuerzo promedio en el pilar es:

$$S_p = S_v \frac{W_p + W_o}{W_p} = \frac{A_t}{A_p} S_v$$

La relación de extracción R_a se define como la relación entre el área excavada y el área total:

$$R_a = \frac{A_e}{A_t} = \frac{A_t - A_p}{A_t} = 1 - \frac{A_p}{A_t} ; \frac{A_t}{A_p} = \frac{1}{1 - R_a}$$

El esfuerzo promedio en los pilares puede determinarse a partir de la relación de extracción Ra; desde $S_p = S_v \frac{A_t}{A_p}$.

$$S_p = S_v \left(\frac{1}{1 - R_a} \right) \dots\dots\dots(a) \quad S_p = S_v \frac{1}{1 - 0.6633} = \underline{\underline{3.0 \times S_v}}$$

O bien:

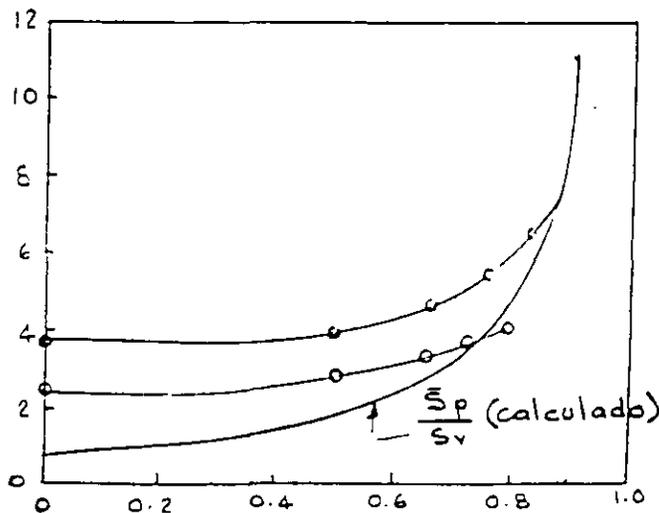
$$R_a = 1 - \frac{S_v}{S_p} \dots\dots\dots(b)$$

Para relaciones de extracción mayores de 75% el esfuerzo promedio en el pilar y la máxima concentración de esfuerzos son iguales, de aquí que la ecuación (b) puede ser reescrita como una ecuación de diseño para pilares sustituyendo $\frac{S_p}{S_v}$ por $\frac{C_p}{F_s \cdot S_v}$; donde $\frac{C_p}{F_s}$ es la carga de seguridad del pilar.

esto es: $R_a = 1 - \frac{S_v}{C_p} \times F_s$

Si la relación de extracción es menor de 75% el esfuerzo promedio y la máxima concentración de esfuerzos en el pilar $\frac{S_p}{S_v}$ puede ser sustituida en (a) por: $\frac{\sigma_{\theta \text{ máx}}}{S_v}$ y $\frac{\sigma_{\theta \text{ máx}}}{S_v}$ deberá sustituirse por $\frac{C_p}{S_v} \times F_s$ para dar la ecuación (b).

El valor de $\frac{\sigma_{\theta \text{ máx}}}{S_v}$ para cualquier relación de extracción puede obtenerse de la gráfica siguiente:



● Cinco óvalos $\frac{H_0}{W_0} = 0.5$

○ Cinco círculos

Relación de extracción Ra.

Ra	W ₀ /W _D	W _D /W ₀
0.3	W ₀ =W _D	W _D =W ₀
0.5	W ₀ =2W _D	W _D = $\frac{1}{2}$ W ₀
0.67	W ₀ =4W _D	W _D = $\frac{1}{4}$ W ₀
0.71	W ₀ =5W _D	W _D = $\frac{1}{5}$ W ₀

RESISTENCIA EN COMPRESION DE PILARES

La resistencia en compresión de pilares se determina a partir de la resistencia en compresión simple de especímenes de laboratorio corrigiéndose por esbeltez.

Se utiliza para ello la siguiente expresión que es válida para relaciones de esbeltez $(\frac{h}{d})$ desde 0.25 a 4.0 ;

$$C_s = C_1 [0.778 + 0.222 (\frac{d}{h})] \text{-----} (b)$$

en donde: C_1 = Resistencia en compresión simple para especímenes con $\frac{d}{h} = 1$

C_s = Resistencia en compresión simple de especímenes con $\frac{d}{h} \neq 1$

d = Diámetro del espécimen

h = Altura del espécimen

La resistencia en compresión de un pilar en roca masiva elástica puede calcularse con la misma expresión substituyendo d y h por H_p y W_p :

$$C_p = C_1 [0.778 + 0.222 (\frac{W_p}{H_p})] \text{-----} (b)$$

en donde W_p = Ancho del pilar

H_p = Altura del pilar

El resultado así obtenido deberá estar del lado conservador tomando en cuenta los siguientes aspectos.

- 1.- La resistencia en compresión de un espécimen de sección transversal $W \times L$ y $W < L$ como la del pilar es mayor que la de un espécimen de sección circular con diámetro W .

- 2.- Si las superficies del pilar son cóncavas en caso de que estén formados por aberturas circulares, la resistencia del pilar pudiera ser algo mayor que la resistencia de pilares con paredes rectas.
- 3.- El extremo empotrado de un pilar formado en roca continua pudiera ser mayor que las restricciones laterales que se tienen en una prueba normal de compresión simple.
- 4.- La ecuación (b) no da un aumento tan grande en la resistencia del pilar para diferentes relaciones de W_p/H_p como las dadas por otras fórmulas P.ej. si $C_p = C_c \left(\frac{W_p}{H_p}\right)^{\frac{1}{2}}$ -- donde C_c es igual a la resistencia en compresión de un espécimen cúbico; para un pilar con relación $W_p/H_p = 4$. el incremento en la resistencia para un pilar cúbico pudiera ser el doble mientras que con la expresión (b) resulta de 1.66 veces.

NOTAS

- (1) Habrá que tomar en cuenta para considerar el "ancho efectivo de un pilar" el efecto del fracturamiento producido por los explosivos. Se ha observado y medido que la roca fracturada alcanza hasta 1 m. desde la superficie del pilar.

En el caso de explotación de minerales conviene utilizar voladuras de precorte para preservar la sanidad de la roca y el costo adicional de la voladura por aumento de barrenación y explosivos se compensa con un aumento de explotación de mineral.

En la explotación de minerales usualmente las metas se encaminan a una obtención de mineral tan alta como sea posible y que sea compatible con la seguridad.

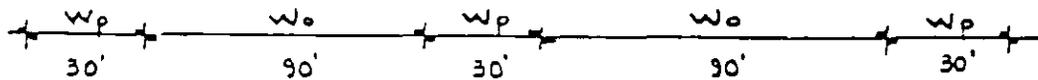
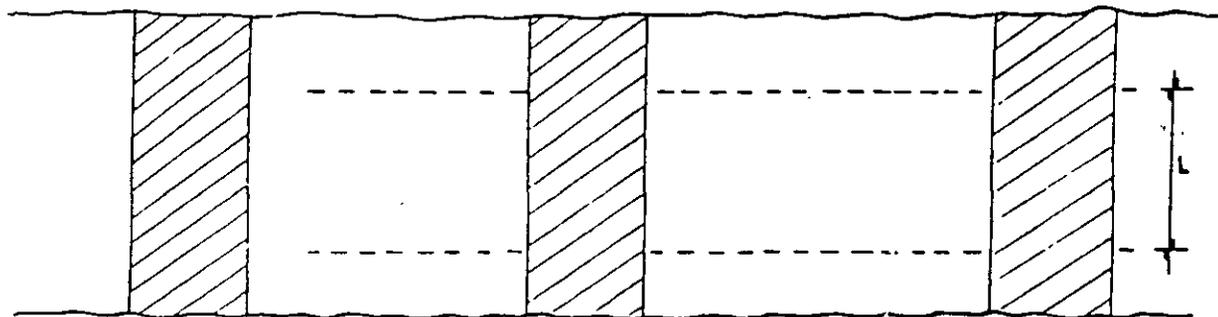
Un sistema de explotación a base de "pilares continuos" pudiera no ser la mejor manera de alcanzar el objetivo anterior.

Por ejemplo: considerando un depósito en forma de un estra

to de 15' de espesor; a causa del fracturamiento de los explosivos el espesor efectivo del pilar pudiera ser de 9'.

Sin embargo, si la relación altura-ancho ($\frac{H_0}{W_p}$) decrece a $\frac{1}{2}$ haciendo $W_p=30'$; para una relación de extracción de 75% (valor nominal para mineo en roca dura) el ancho del salón deberá tener 90', un claro que pudiera ser minado solamente en roca excepcionalmente competente.

por otro lado, si se utilizara un arreglo tridimensional de pilares, la relación de extracción de 75% pudiera alcanzarse en el mismo depósito con salones y cruceros con ancho de solo 30'.



$$Ra = 1 - \frac{A_p}{A_t} ; Ra = 1 - \frac{30 \cdot L}{(90+30) L} = 1 - 0.25 = 0.75$$

Arreglo tridimensional de pilares.

Mientras que en los pilares contínuos la relación longitud a -- ancho del pilar es muy grande, en un arreglo tridimensional de pilares esta relación es de 1 o algo mayor de 1.

El estudio matemático tridimensional de estos pilares es complejo y hay poca información de modelos fotoelásticos tridimensionales. Sin embargo, haciendo ciertas suppsiciones este caso tridimensional puede aproximarse a los resultados teóricos y ex perimentales del caso bidimensional de pilares contínuos y una ecuación de diseño puede establecerse.--

Las suposiciones son las siguientes: (1) en un arreglo tridimen sional de pilares, los pilares soportan la carga total de cover tura de roca uniformemente en su sección transversal y el es--- fuerzo promedio en el pilar puede ser calculado por la ecuación $\bar{S}_p = S_v \frac{A_t}{A_p}$ siempre y cuando haya por lo menos 4 pilares en un sa lón, con los pilares extremos algo menos esforzados que los pi lares centrales, (2). La relación de extracción debe ser algo mayor de 75%, valor que es consistente con la práctica minera. En este caso la concentración de esfuerzos promedio en el pilar puede determinarse por la expresión $\bar{S}_p = S_v \left(\frac{1}{1-Ra} \right)$.

siestas condiciones se satisfacen, el esfuerzo promedio en el - pilar y la ecuación de diseño para pilares contínuos son satis- factorias para el diseño de pilares con arreglo tridimensional como sigue:

$$S_p = S_r \left(\frac{1}{1-Ra} \right) \quad \text{y} \quad Ra = 1 - \frac{F_s \times S_v}{C_p}$$

en donde para este caso C_D es la resistencia en compresión del pilar corregida por esbeltez con la mínima dimensión de la sección transversal como ancho del pilar.

Para un sistema de arreglo aleatorio de pilares y de forma --- irregular, el área de los pilares A_p y el área excavada A_e puede evaluarse por integración gráfica del área total minada.

Para un sistema de pilares con forma regular y con los arreglos que se muestran en la siguiente figura, el área minada -- total puede considerarse compuesta por N elementos idénticos de área $(W_o + W_p) (L_p + W_p)$, esto es:

$$A_t = N(W_o + W_p) (L_p + W_p)$$

el área total de pilares es:

$$A_p = N(W_p \cdot L_p)$$

Por lo tanto el área excavada será:

$$A_e = N[(W_o + W_p) (L_p + W_p) - W_p \cdot L_p]$$

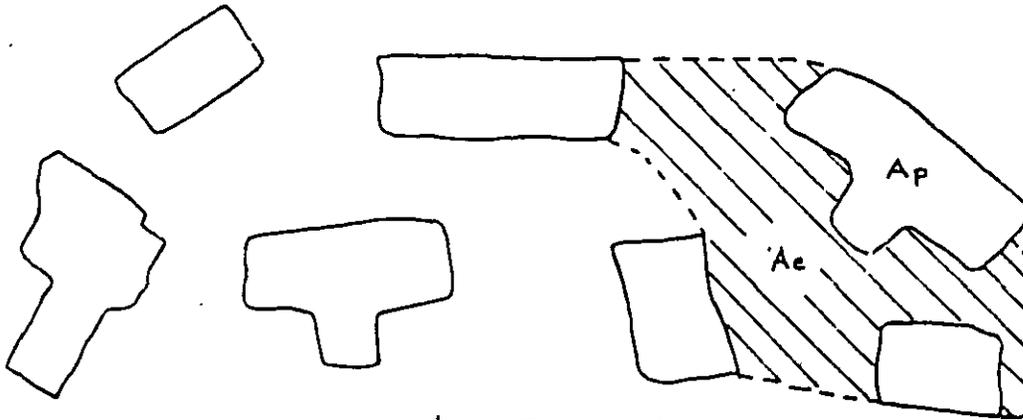
y la relación de extracción:

$$R_a = \frac{A_e}{A_t} = 1 - \frac{W_p \cdot L_p}{(W_o + W_p) (L_p + W_p)} = 1 - \frac{A_p}{A_t}$$

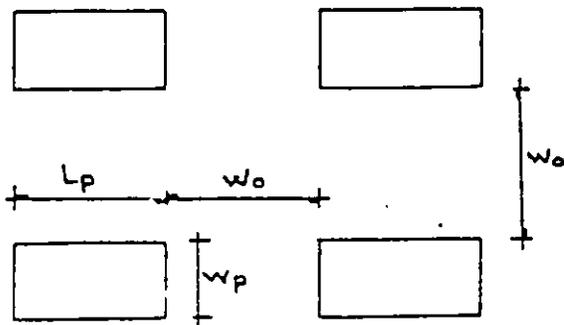
Verificando la expresión para un sistema de pilares con $W_p = W_o = L_p$ se tiene:

$$R_a = 1 - \frac{W_p^2}{4W_p^2} = 0.75$$

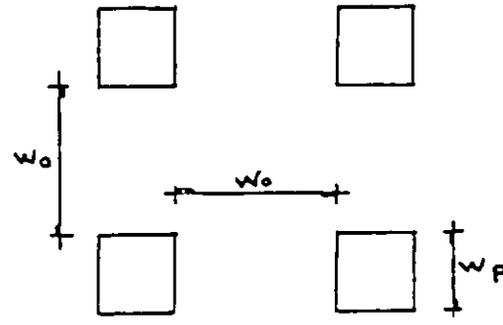
ARREGLO TRIDIMENSIONAL DE PILARES



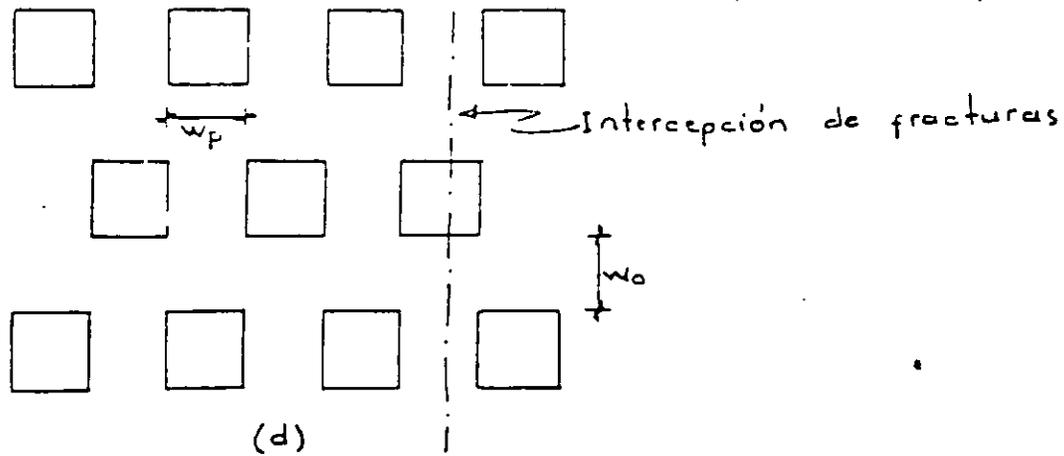
(a) Arreglo Irregular



(b) Pilares rectangulares regularmente espaciados



(c) Pilares cuadrados regularmente espaciados



(d)

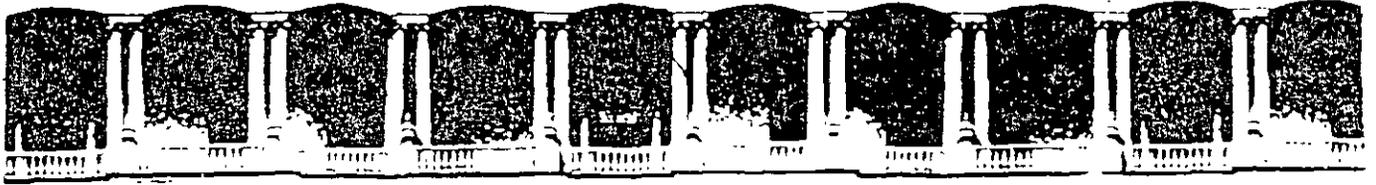
Pilares cuadrados, regularmente espaciados con $W_o = W_p$.

DISEÑO DE MÚLTIPLES ABERTURAS EN ROCA COMPETENTE

CONCLUSIONES

Las principales conclusiones pertinentes sobre el diseño de pilares continuos son:

- 1.- La máxima concentración de esfuerzos que se desarrolla sobre las paredes de los pilares de una serie de aberturas horizontales paralelas son dependientes básicamente de la componente vertical de esfuerzos externos.
- 2.- La máxima concentración de esfuerzos de tensión que se desarrolla en el techo y piso de un sistema de múltiples aberturas en un campo de esfuerzo uniaxial, decrece con la aplicación de un esfuerzo horizontal que generalmente es de compresión con $S_h = \frac{1}{3} S_v$.
- 3.- Para 5 ó mas aberturas en roca elástica la máxima concentración de esfuerzos de compresión son iguales con excepción -- de las orillas de los agujeros extremos, en las cuales la -- concentración de esfuerzos es menor.
- 4.- En la mayor parte de las operaciones de mineo en las cuales $m = \frac{1}{3}$ el problema de diseño de múltiples aberturas se reduce al diseño de pilares de soporte estables.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

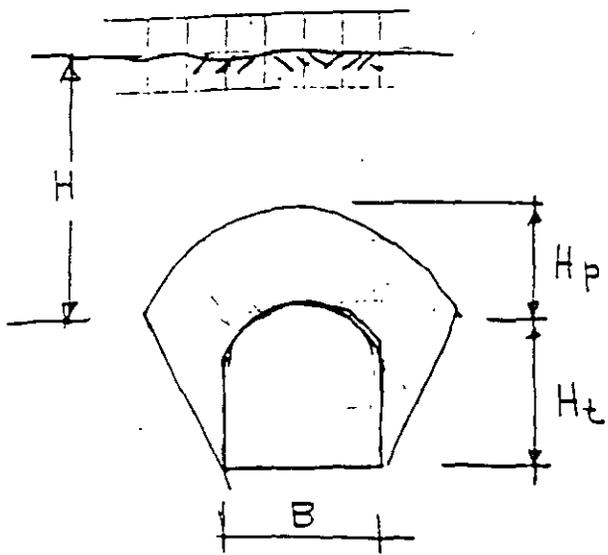
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

CARGA DE ROCA (CRITERIO DE TERZAGUI)

**EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

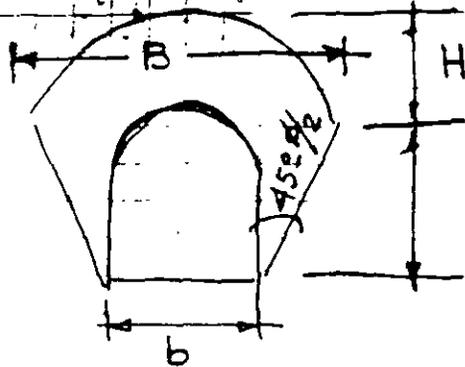
CRITERIO DE TERZAGUI



$$H_p = k (H_t + B)$$

Naturaleza de la roca	Carga H_p en m	Observaciones
1.- Dura intacta	0	Ademe ligero si hay caídos.
2.- Estratificada, dura o esquistosa	0 a 0.5B	Ademe ligero con marcas
3.- Maciza con juntas en número moderado	0 a 0.25 B	La carga puede variar repentinamente de un punto a otro
4.- Derrumbes moderados	0.25 a 0.35 (B + H _t)	No hay presión lateral
5.- Derrumbes muy frecuentes	0.35 a 1.10 (B + H _t)	Poco o nada de presión lateral.
6.- Totalmente Fracturada demolida, pero químicamente sana	1.10 (B + H _t)	Se genera una presión muy importante. Se necesitan zapatas continuas para soportar los pies derechos del marco o cimbras circulares.
7.- Roca compresible a profundidad moderada	1.10 a 2.10 (B + H _t)	Presión lateral importante necesita retícula para la plantilla.
8.- Roca compresible a gran profundidad	2.10 a 4.50 (B + H _t)	Idem (1)
9.- Roca expansiva	Hasta 7.5m de prof. independiente de (B + H _t)	Cimbras o marcos circulares. En casos extremos usar soporte retráctil.

CRITERIO DE PROTODIAKONOV

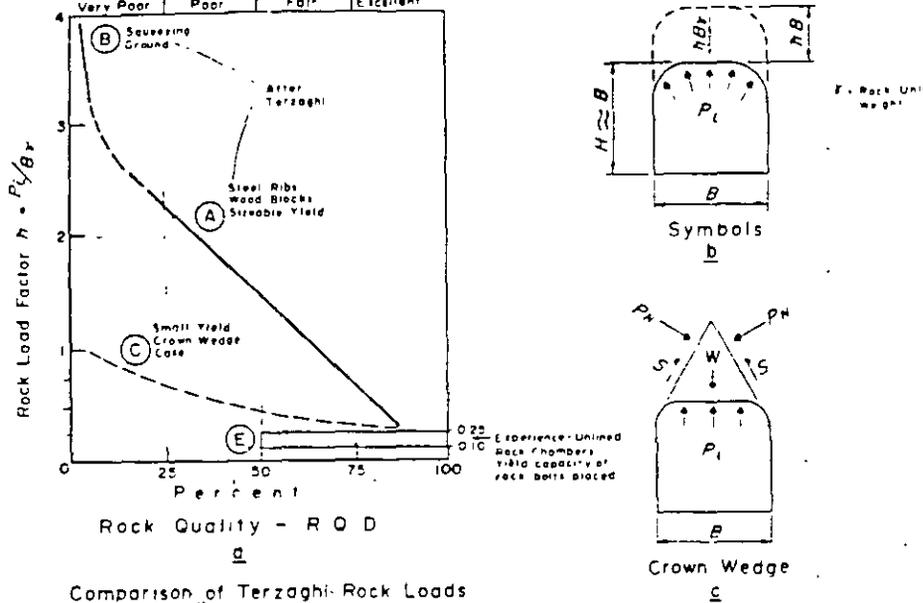


$$H = \frac{B}{2f}$$

f = variable de acuerdo con cada tipo de roca

$$f = 2 \tan \phi$$

TIPO DE ROCA O SUELO	NATURALEZA DEL SUELO O ROCA	f	γ	ψ°	Rc Kg/cm ²
Muy resis-	Más resistentes: cuarcitas, basaltos, otras rocas de resist. excepcional	20	2.8-3.0	87°	2000
	Muy resist.; granitos pizanos silíceos, cuarcita porfídica, areniscas y calizas resistentes	15	2.6 a 2.7	85°	1500
	Areniscas y calizas, conglomerados resistentes	10	2.5 a 2.6	82°	1000
Resistencia	Calizas, granitos alterados areniscas y mármol, dolomitas	8	2.4	80°	800
	Areniscas comunes, mineral de hierro	6	2.4	75°	600
Resistencia media	Pizana arcillosa, arenisca, caliza más débil, conglomerado poco resist.	4	2.8	70°	400
	Pizana más débil, margas compactas, lutita	3	2.5	70°	300
	Pizana blanda, caliza blanda, margas comunes areniscas descompuestas	2	2.4	65°	150-200



Comparison of Terzaghi Rock Loads With Yield Control Experience (adapted from Cording and Deere; Figure A-1)

Curve C results from analysis of the crown wedge case (Fig 1-c) by Cording and Deere (1972) who suggest it as a tentative criterion where yield will be well controlled. In a sense, Curve A can be regarded as representing conventional (older) practice — blast damage and sizable yield — and Curve C as showing the major reduction in support load attainable with modern practice — yield controlled to a small value and ground arch well preserved, as is customary in rock chambers

Very likely Curve C can be further developed into a semi-empirical approach for modern practice — as by validating it with further experience data from future test sections, including several current tunnels using the observational approach of the Austrian Method. One example is the data becoming available from the comprehensive measurements at Tarbela Dam — Hillis (1974).

Concept of Optimum Yield — In Fig. 1-a Curve A primarily represents "the loosened rock load" — an active load bearing on the crown support as diagrammed in Fig 1-b. To a major degree its magnitude depends on the construction method and quality of workmanship — an example of the old maxim that "most problems in rock construction are created by man's own actions." With some risk of oversimplifying, this is illustrated by Fig. A-2

Relief of the original ground stress by excavating the tunnel creates a "destressed zone" around the bore; and the immediate ground arch tries to form near the bore — partly within but mostly outside this destressed zone* whose

*Some literature tends to interchange the terms "destressed zone" and "plastic zone". Here it is preferred to reserve the latter term for the case where the destressed zone is not only weakened by loosening but is also converted into the plastic state by overstressing beyond its strength. Such plastic condition does not necessarily occur with smaller openings in strong rock, but is fairly common where large openings in weaker rock tend to create the case of "squeezing ground" — discussed next page.

B.III

2.2.4 METODO DE BIENIAWSKI

Bieniawski (ref 5) en forma similar a Barton (ref 4) ha desarrollado un sistema de clasificación de las masas rocosas con la finalidad de servir de apoyo a la localización, diseño, selección del método de excavación y tipo de soporte de túneles.

En la clasificación propuesta intervienen seis parámetros que son:

1. Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta
2. Índice de calidad de la roca RQD (Rock quality designation)
3. Espaciamiento de las juntas
4. Orientación de las juntas
5. Condición de las juntas
6. Flujo de agua subterránea

El procedimiento de clasificación del macizo rocoso y de selección del soporte adecuado es el siguiente:

- a) Se determinan los seis parámetros señalados y se encuentra el valor en puntos que se le asignan en la parte A de la tabla III.15.
- b) Se suman los puntos correspondientes a los seis parámetros y se determinan la clase y calidad del macizo en la parte B de la tabla III.15.
- c) Se selecciona el tipo de soporte para túneles de 5 a 12 m de diámetro y de poca profundidad, que se proporciona en la tabla III.17 que presenta tres alternativas de soporte para cada una de las cinco clases de roca.

Nota 1. Para facilitar la definición de la orientación de un plano de debilidad como "favorable" o "desfavorable" se proporciona el criterio

B. III

TABLA III.15 Clasificación geomecánica de los macizos rocosos

TUNEL DEL
CANAL DEL AGUA
MONTERREY, N.L.

A. Parámetros de clasificación y sus valores

Resistencia a la compresión simple de roca intacta	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	< 25 MPa
Valor	10	5	2	1	0
Calidad del núcleo (RQD)	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25% o muy alterada
Valor	20	17	14	8	3
Espaciamiento entre juntas	> 3 m	1 - 3m	0.3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 mm
Valor	30	25	20	10	5
Rumbo y echado de las juntas	muy favorable	favorable	regular	desfavorable	muy desfavorable
Valor	15	13	10	6	3
Características de las juntas	muy cerradas: separación < 0.1 mm no continuas		cerrada: < 1mm continua sin relleno	abierta: 1-5mm continua relleno < 5 mm	abierta: > 5mm continua relleno > 5mm
Valor	15		10	5	0
Flujo de agua subterránea (para cada 10 m de túnel)	Ninguno		< 25 litros por minuto	25 - 125 litros por minuto	> 125 litros por minuto
Valor	10		8	5	2

0 0 5
3 5 6
7.5 7
14 5
10 25
10 = 8
Σ = 30

B. Clases de macizos rocosos y sus valores

No de clase	I	II	III	IV	V
Descripción de clase	roca muy buena	roca buena	roca regular	roca mala	roca muy mala
Valor total	100-90	90 - 70	70 - 50	50 - 25	< 25

29

21

C. Significado de las clases de macizos rocosos en excavación de túneles

No de clase	I	II	III	IV	V
Claro sin soporte	5 m	4 m	3 m	1.5 m	0.5 m
Promedio del tiempo sin soporte	10 años	6 meses	1 semana	5 horas	10 minutos

5

B.III

descrito en la tabla III.16 (ref 6).

Nota 2. El significado ingenieril aplicado a excavaciones subterráneas de cada uno de los cinco grupos señalados se presenta en la sección C de la tabla III.15. Esto, es, en esta sección se especifica para cada calidad de roca el claro o distancia entre el soporte y el frente del túnel que puede permanecer sin soporte en un intervalo de tiempo dado.

En la fig III.20 se muestran completas las especificaciones de claro sin soporte e intervalo de tiempo que en la sección C de la tabla III.15 sólo se dan en promedio para cada uno de los cinco grupos de la clasificación.

Nota 3. En casos de frontera entre las clases de macizos los soportes recomendados en la tabla III.17 deberán promediarse o interpolarse.

Nota 4. En vista de que este método es empírico se recomienda efectuar mediciones y observaciones de campo durante la construcción a fin de ajustar el diseño inicial al comportamiento observado de la masa rocosa.

TABLA III.16 Efecto del rumbo y echado en la excavación de túneles

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel	
a favor del echado		en contra del echado		al eje del túnel	
echado 45° - 90°	echado 20° - 45°	echado 45° - 90°	echado 20° - 45°	echado 45° - 90°	echado 20° - 45°
muy favorable	favorable	regular	desfavorable	muy desfavorable	regular
echado de 0° - 20°: desfavorable, sin tomar en cuenta el rumbo					

(6)

B. III

TABLA III.17 Gufa para la selección del soporte provisional en túneles poco profundos de 5 a 12 m de diámetro

Clase de macizo rocoso	Diferentes sistemas de soporte para excavaciones por perforación y voladura		
	Principalmente anclas*	Principalmente concreto lanzado	Principalmente marcos de acero
I	En general no requiere reporte		
II	Espacio entre anclas de 1.5 a 2.0 m ocasionalmente malla metálica	Concreto lanzado 50 mm en la clave	No económico
III	Espacio entre anclas de 1.0 a 1.5 m además malla metálica y 30 mm de concreto lanzado en la clave donde se necesite	Concreto lanzado 100 mm en la clave y 50 mm en las paredes, ocasionalmente malla metálica y anclas donde sea necesario	Marcos ligeros con separación de 1.5 a 2.0 m
IV	Espaciamiento entre anclas 0.5 a 1.0 m, malla metálica y de 30 a 50 mm de concreto lanzado en clave y paredes	Concreto lanzado 150 mm en la clave y 100 mm en las paredes, con malla metálica y anclas espaciadas entre 3 y 1.5 m	Marcos medianos separados entre 0.7 y 1.5 m, con 50 mm de concreto lanzado en la clave
V	No recomendable	Concreto lanzado 200 mm en la clave y 150 mm en las paredes, con malla de alambre, anclas y marcos ligeros	Marcos pesados separados 0.7 m con desfaseamiento, con concreto lanzado 75 mm lo más pronto posible

* Anclas de 20 mm de diámetro, cubiertas con resina, largo igual a 1/2 del ancho del túnel.

B.III

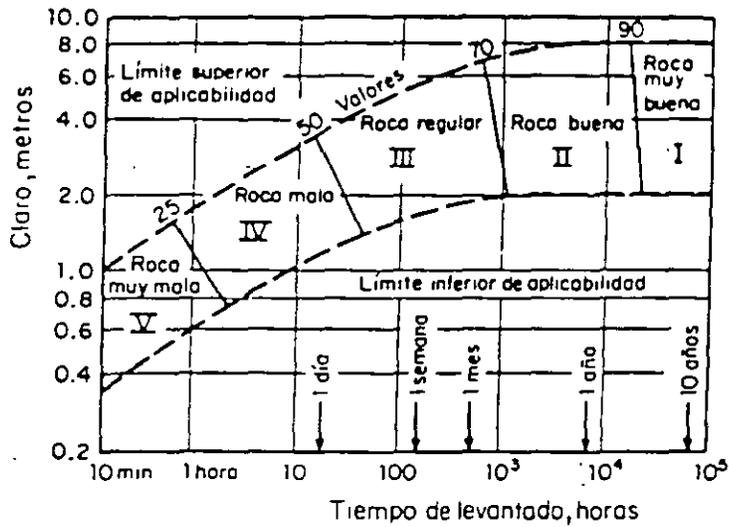


FIG III.20 Clasificación geomecánica para túneles (ref 7)

Lauffer : Geologie und Bauwesen, Vol. 24, 1958, pp. 46-51

(B)

Table 4 4: Rock Mass Rating System (After Bieniawski, 1989).

A CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter		Range of values							
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp strength	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality (RQD)		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Sticked surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
		Rating		10	25	20	10	0	
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10-25	25-125	> 125		
		Joint water press/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
		Rating		15	10	7	4	0	
B RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)									
Strike and dip orientations			Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable		
Ratings	Tunnels & mines		0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations		0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes		0	-5	-25	-50			
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating		100 — 81	80 — 61	60 — 41	40 — 21	< 21			
Class number		I	II	III	IV	V			
Description		Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock			
D MEANING OF ROCK CLASSES									
Class number		I	II	III	IV	V			
Average stand-up time		20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span			
Cohesion of rock mass (kPa)		> 400	300-400	200-300	100-200	< 100			
Friction angle of rock mass (deg)		> 45	35-45	25-35	15-25	< 15			
E GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions									
Discontinuity length (persistence)		< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m			
Rating		6	4	2	1	0			
Separation (aperture)		None	< 0.1 mm	0.1-1.0 mm	1-5 mm	> 5 mm			
Rating		6	5	4	1	0			
Roughness		Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Sticked			
Rating		6	5	3	1	0			
Infilling (gouge)		None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm			
Rating		6	4	2	2	0			
Weathering		Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed			
Rating		6	5	3	1	0			
F EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**									
* Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis					
Drive with dip Dip 45-90°		Drive with dip Dip 20-45°		Dip 15-90°		Dip 20-45°			
Very favourable		Favourable		Very favourable		Fair			
Drive against dip Dip 45-90°		Drive against dip Dip 20-45°		Dip 0-20°-Irrespective of strike°					
Fair		Unfavourable		Fair					

*Some conditions are mutually exclusive. For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A 4 directly

**Modified after Wickham et al (1972)

B.III

2.2.5 VOLUMEN DE FILTRACIONES

Las fórmulas y gráficas que permiten estimar el flujo hacia túneles en cinco condiciones diferentes (ref 8), se presentan a continuación:

- a) Para un túnel excavado bajo un lago o pantano, suponiendo que el flujo es estacionario y la carga hidráulica constante:

$$Q = \frac{2 \pi k(h+H)}{2.3 \log \left(\frac{2h}{r}\right)} \quad (\text{III.4})$$

donde

- Q gasto por unidad de longitud del túnel
k coeficiente de permeabilidad
h profundidad del túnel bajo el fondo del lago o pantano
H profundidad del lago
r radio del túnel

- b) Flujo a través del frente de un túnel. Se considera que el frente del túnel toca un acuífero vertical planar como una zona de falla (fig III.21). Suponiendo que el flujo es establecido y la carga hidráulica constante:

$$q = -k \frac{\partial h}{\partial x} A \quad (\text{III.5})$$

donde

- q gasto en cada punto del frente
 $\frac{\partial h}{\partial x}$ gradiente en cada punto del frente

2.2.3 METODO DE RACION

En la ref. 4 a partir del análisis de doscientas excavaciones subterráneas, se propone el empleo de un índice de calidad (Q), que es función de seis parámetros. Así, el comportamiento de los macizos rocosos y los tipos de soporte necesarios son función de Q.

Los seis parámetros mencionados se combinan para obtener un índice de calidad de la roca Q de acuerdo con la expresión:

$$Q = \frac{ROD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (III.3)$$

El valor de participación de cada uno de los parámetros en la expresión anterior se presentan tabulados a continuación:

1. Descripción de calidad	(RQD)
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

Nota. Cuando, $RQD < 10$, incluyendo el valor cero, se emplea valor 10 en el cálculo de Q mediante la ec III.3.

2. Número de familias de discontinuidades	(Jn)
A. Masiva, ninguna o pocas discontinuidades	0.5 a 1.0
B. Una familia	2
C. Una familia más distribución aleatoria	3
D. Dos familias	4
E. Dos familias más distribución aleatoria	6
F. Tres familias	9

B.III

G. Tres familias más distribución aleatoria	12
H. Cuatro o más familias, distribución aleatoria, intensamente fracturada, fragmentos pequeños, etc.	15
I. Roca triturada, granular tipo suelo	20

Nota. En intersecciones úsese 3 x Jn y en portales 2 x Jn

3. Rugosidad (Jr)

a) cuando existe contacto roca con roca en las juntas y

b) cuando existe este contacto antes de 10 cm de desplazamiento de corte

A. Juntas discontinuas	4
B. Asperas y onduladas	3
C. Tersas y onduladas	2
D. Lustrosas y onduladas	1.5
E. Asperas y planas	1.5
F. Tersas y planas	1.0
G. Lustrosas y planas	0.5

c) cuando no hay contacto roca con roca al existir desplazamiento de corte

H. Rellenas de arcillas, limos, arenas o gravas con espesores tales que impiden el contacto de roca con roca 1.0

Nota. Suma 1.0 al Jr si el espaciamento medio de las discontinuidades importantes es mayor de 3 m.

4. Alteración y relleno de juntas

a) cuando existe contacto entre roca y roca en las juntas.

	(Ja)
A. Juntas limpias o con relleno resistentes e impermeables como cuarzo y epidota	0.75
B. Juntas apenas oxidadas superficialmente	1.0
C. Paredes ligeramente alteradas. Relleno de materiales que no pierden resistencia al deformarse como roca desintegrada y partículas de arena sin arcilla	2.0
D. Paredes recubiertas o con rellenos arcillo-arenosos que no pierden resistencia con la deformación	3.0
E. Rellenos de minerales de arcilla que pierden resistencia al deformarse como caolinita, mica y también talco, yeso grafito, etc. y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los rellenos de esta clase son discontinuos y de 1 a 2 mm o menos de espesor	4.0
b) Cuando existe contacto entre roca y roca en las juntas	
F. Relleno de partículas arenosas o roca desintegrada sin arcilla	4.0
G. Rellenos continuos de menos de 5 mm de espesor de arcilla fuertemente consolidada que no pierde resistencia al deformarse	6.0
H. Rellenos continuos de menos de 5 mm de espesor de arcilla con preconsolidación de media a baja, que pierde resistencia al deformarse	8.0
I. Rellenos continuos de menos de 5 mm de espesor de arcilla de alta plasticidad. El valor de Ja depende del porcentaje de partículas de arcilla expansiva, de la factibilidad de entrar en contacto con el agua, etc	8.0 a 8.12

1) Cuando no hay contacto con roca al existir desplazamientos de corte

K.L.M.	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcilla (véase la descripción de la arcilla de G, H, I respectivamente)	6.0, 8.0 o 8.0 a 12
N	Zonas o bandas de limo o arena arcillosas con pequeña cantidad de arcilla (no pierde resistencia al deformarse)	5.0
O.P.R.	Zonas o bandas de arcilla continuas y de espesor considerable (véase la descripción de la arcilla de G, H, I respectivamente)	10.0, 13.0 o 13.0 a 20.0

5. Condición de flujo de agua	(Jw)	Presión hidrostática aproximada, en kg/cm ²
A. Ambiente seco o flujo reducido por ejemplo, < 5 l/min localmente	1.0	< 1.0
B. Flujo o presión medianos, lavado ocasional del relleno de las juntas	0.66	1.0 a 2.5
C. Flujo o presión grandes en roca competente con juntas limpias	0.5	2.5 a 10.0
D. Flujo o presión grandes, lavado considerable del relleno de las juntas	0.33	2.5 a 10.0
E. Flujo excepcionalmente grande o presión durante explosiones que decae con el tiempo	0.2 a 0.1	> 10.0

F. Flujo excepcionalmente grande o presión constante sin reducirse en forma perceptible	0.1 a 0.5	> 10.0
---	-----------	--------

Nota 1. Los factores C a F están burdamente estimados. El valor de J_w deberá aumentarse si hay necesidad de instalaciones de drenaje.

Nota 2. Los problemas especiales que causa el hielo al formarse en el interior de las grietas no han sido considerados.

6. Condición de esfuerzo (SRF)

a) Existencia de zonas de debilidad que intersecan la excavación y pueden ocasionar que se formen zonas de material suelto al excavar el túnel

A. Numerosas zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente o roca muy suelta a cualquier profundidad	10.0
B. Zonas de debilidad aisladas con <u>teniendo</u> arcilla o roca desintegrada químicamente a una profundidad de 50 m o menor	5.0
C. Igual a B a una profundidad de más de 50 m	2.5
D. Zonas de corte numerosas en roca competente sin arcilla o roca suelta a cualquier profundidad	7.5

E.	Zonas de corte aisladas en roca competente sin arcilla a una profundidad de 50 m o menor			5.0
F.	Igual a E a una profundidad mayor de 50 m			2.5
G.	Roca suelta con discontinuidades abiertas, roca intensamente fracturada			5.0
b)	Roca competente con altos esfuerzos	R_c / σ_1	R_t / σ_1	(SRF)
II.	Esfuerzos reducidos cerca de la superficie del terreno	> 200	> 13	2.5
I.	Esfuerzos medianos	200 a 10	13 a 0.66	1.0
J.	Esfuerzos grandes estructura bien interconectada	10 a 5	0.66 a 0.33	0.5 a 2
K.	Ocurrencia leve de estallidos en roca masiva (mild rock bursts)	5 a 2.5	0.33 a 0.16	5 a 10
L.	Ocurrencia importante de estallidos en roca masiva (heavy rocks bursts)	< 2.5	< 0.16	10 a 20
c)	Extrusión de la roca bajo la acción de grandes esfuerzos			
M.	Extrusión leve			5 a 10
N.	Extrusión importante			10 a 20

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

O. Expansión leve	5 a 10
P. Expansión importante	10 a 15

Nota 1. Reducir en a) el valor de SRF del 25 al 50 por ciento si las zonas de debilidad importantes influyen pero no intersecan la excavación.

Nota 2. σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor y R_c y R_t son la resistencia de compresión y tensión respectivamente.

Nota 3. Cuando $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$, se recomienda reducir R_c y R_t al 80 por ciento y cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, se deberán reducir R_c y R_t a un 60 por ciento.

Nota 4. En H se sugiere aumentar el valor de SRF de 2.5 a 5 cuando la profundidad del túnel sea menor que su claro.

Con base en los casos reales estudiados se ajustaron los sistemas de soportes requeridos al índice de calidad de la roca Q y a la dimensión de la excavación que rige la estabilidad (el claro o diámetro cuando se analiza la estabilidad del techo y la altura cuando se analizan las paredes). La dimensión utilizada se modifica dividiendo su valor entre el factor EST (Excavation support ratio) que depende del propósito o finalidad de la obra, presencia de maquinaria, personal, etc.

En la tabla III.10 se presentan los valores del factor ESR obtenidos del estudio de los casos reales. Los números entre paréntesis en la columna a la derecha es el número de casos estudiados que respalda la selección del valor ESR para cada tipo de obra.

El procedimiento de selección del soporte en un caso particular se explica a continuación:

- a) Se determinan las características de la masa rocosa y se selecciona el valor de participación de los seis parámetros mencionados en las tablas.
- b) Se estima el valor Q, sustituyendo los valores de los seis parámetros involucrados en la ec III.3.
- c) Se estima el valor de ESR (Excavation support ratio) mediante la tabla III.10.
- d) Se calcula el cociente de la dimensión efectiva (diámetro, claro o altura) entre el ESR.
- e) Con los valores de Q y el cociente determinado en d se define un punto en la gráfica de la fig III.19.
- f) Con el número de la sección de la gráfica de la fig III.19 se define el soporte entre las 38 categorías descritas en las tablas III.11 a III.14.

TABLA III.10 Relación soporte-excavación (ESR) apropiada para diversas excavaciones subterráneas

Tipo de excavación	ESR	N° de casos
A. Excavaciones mineras temporales etc...	3-5	(2)
B. Pozos verticales: i) sección circular	2.5	(0)
ii) sección rectangular o cuadrada	2.0	(0)
C. Excavaciones mineras permanentes, túneles para hidroeléctricas (excepto para altas presiones) túneles pilotos, derivaciones y portales para grandes excavaciones, etc...	1.6	(83)
D. Almacenes, plantas de tratamiento de aguas, carreteras pequeñas y túneles ferroviarios, túneles de acceso, etc (cavernas cilíndricas)	1.3	(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 ferrocarril, fábricas, etc...	0.8	(2)

(18)

9

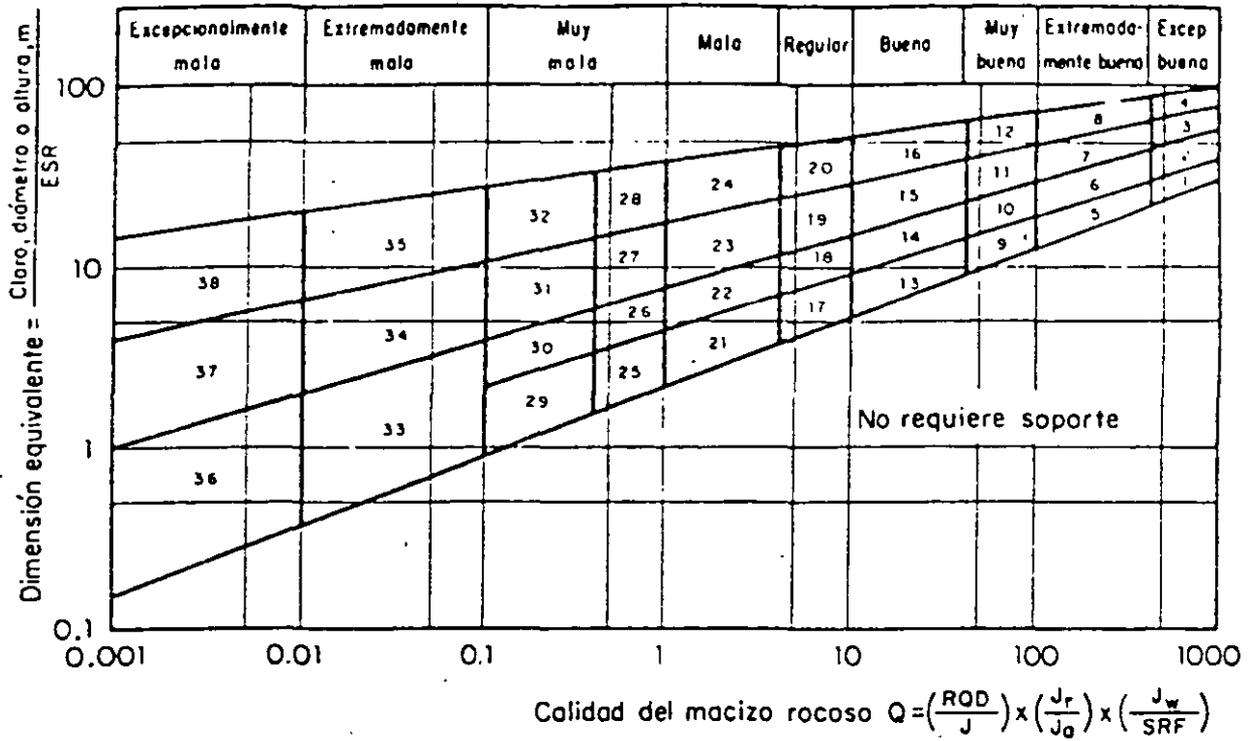


FIG III.19 Categorías de soporte en función del parámetro Q

(19)

TABLA III.11 Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad excelente, extremadamente buena, muy buena y buena (valor de Q de 1 000 a 10)

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales			P kn/cm (aprox)	CLASO EST(%)	Tipo de soporte
		RQD Jn	Jr Ja	CLASO ESP (m)			
1°	1000-400	-	-	-	< 0.01	20-40	sb(utg)
2°	1000-400	-	-	-	< 0.01	30-60	sb(utr)
3°	1000-400	-	-	-	< 0.01	46-80	sblutr)
4°	1000-400	-	-	-	> 0.01	65-100	sb(ut)
5°	400-100	-	-	-	0.05	12-40	sb(ut)
6°	400-100	-	-	-	0.05	19-45	sblutg)
7°	400-100	-	-	-	0.05	30-65	sb(utg)
8°	400-100	-	-	-	0.05	48-88	sblutr)
9	100-40	≥ 20	-	-	0.25	8-5-19	sblutg)
		< 20	-	-			B(utg) 2.5-3 m
10	100-40	≥ 30	-	-	0.25	14-30	B(utg) 1.5-3 m
		< 30	-	-			B9utg) 1.5-2 m + c/m
11°	100-40	≥ 30	-	-	0.25	23-48	B(tg) 2-3 m
		< 30	-	-			B(tg) 1.5-2 m + c/m
12°	100-40	≥ 30	-	-	0.25	40-72	B(tg) 2-3 m
		< 30	-	-			B(tg) 1.5 - 2 m + c/m
13	40-10	≥ 10	≥ 1.5	-	0.5	5-14	sblutg)
		≥ 10	< 1.5	-			B(ute) 1.5-2 m
		< 10	≥ 1.5	-			B(utg) 1.5-2 m
		< 10	< 1.5	-			B(utg) 1.5 - 2 m + S 2-3 m
14	40-10	≥ 10	-	≥ 15	0.5	9-23	B(tg) 1.5-2 m + c/m
		< 10	-	≥ 15			B(tg) 1.5-2 m + S(mr) 5-10 cm
		-	-	< 15			B(utg) 1.5-2 m + c/m
15	40-10	> 10	-	-	0.5	15-40	B(tg) 1.5-2 m + c/m
		≤ 10	-	-			B(tg) 1.5-2 m + S(mr) 5-10 cm
16°	40-10	> 15	-	-	0.5	30-65	B(tg) 1.5-2 m + c/m
		≤ 15	-	-			B(tg) 1.5-2 m + S(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 voladura. Mediante voladuras cuidadosas se puede hacer innecesario el empleo de soporte, en cambio, voladuras sin cuidado pueden obligar la aplicación de concreto lanzado, especialmente donde la altura de excavación es mayor de 25 m.

CLAVES DE LAS TABLAS

- sb = anclaje en zonas
- B = anclaje sistematico
- (utg) = anclaje sin tensión, con inyección

TABLA III.12 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 kg/cm ² (Aprox)	CLARO (SR(m))	Tipo de soporte
		$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_b}$	CLARO (SR(m))			
17	10-4	> 30	-	-	1.0	3.5-9	sb(utg) B(utg) 1-1.5 m B(uta) 1-1.5 m + S 2-3 cm S 2-3 cm
		> 10, < 30	-	-			
		< 10	-	> 6 m			
		< 10	-	< 6 m			
18	10-4	> 5	-	> 10 m	1.0	7-15	B(tg) 1-1.5 m + c1m B(utg) 1-1.5 m + c1m B(ta) 1-1.5 m + S 2-3 cm B(uta) 1-1.5 m + S 2-3 cm
		> 5	-	< 10 m			
		≤ 5	-	≤ 10 m			
		≤ 5	-	< 10 m			
19	10-4	-	-	≥ 20 m	1.0	12-29	B(ta) 1-2 m + S(mr) 10-15 cm B(tg) 1-1.5 m + S(mr) 5-10 cm
		-	-	< 20 m			
20*	10-4	-	-	≥ 35 m	1.0	24-52	B(tg) 1-2 m + S(mr) 20-25 cm B(tg) 1-2 m + S(mr) 10-20 cm
		-	-	< 35 m			
21	4-1	≥ 12.5	≤ 0.75	-	1.5	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	-			
		-	> 0.75	-			
22	4-1	> 10, < 30	> 1.0	-	1.5	4.5-11.5	B(utg) 1 m + c1m S 2.5-7.5 m B(utg) 1 m + S(mr) 2.5-5 cm
		≤ 10	> 1.0	-			
		< 30	≤ 1.0	-			
23	4-1	≥ 30	-	-	1.5	8-24	B(utg) 1 m B(tg) 1-1.5 m + S(mr) 10-15 cm B(uta) 1-1.5 m + S(mr) 5-10 m
		-	-	< 15 m			
24*	3-1	-	-	≥ 30 m	1.5	18-46	B(ta) 1-1.5 m + S(mr) 15-30 cm B(tg) 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.

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

S = concreto lanzado

(mr) = malla reforzada

c1m = malla de cadena (chain link mesh)

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)

(21)

12
 TABLA III.13 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		CLARO/ESR (m)	P kn/cm ² (aprox)	CLARO/ESR (m)	Tipo de soporte
		RQD/Jn	Jr/Ja				
25	1.0-0.4	> 10 ≤ 10 -	> 0.5 > 0.5 0.5	- - -	2.25	1.5-4.2	B(utg) 1 m + S(mr) 5 cm B(utg) 1 m + S(mr) 5 cm B(tg) 1 m + S(mr) 5 cm
26	1.0-0.4	- - -	- - -	- - -	2.25	3.2-7.5	B(tg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm B(utg) 1 m + S 2.5-5 cm
27	1.0-0.4	- - - -	- - - -	≥ 12 m < 12 m > 12 m < 12 m	2.25	6-18	B(tg) 1 m + S(mr) 7.5-10 cm B(utg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm CCA 20-40 cm + B(tg) 1 m S(mr) 10-20 cm + B(tg) 1 m
28*	1.0-0.4	- - - -	- - - -	≥ 30 m ≥ 20, < 30 < 20 m -	2.25	15-38	B(tg) 1 m + S(mr) 30-40 cm B(tg) 1 m + S(mr) 20-30 cm B(tg) 1 m + S(mr) 15-20 cm CCA(sr) 30-100 cm + B(tg) 1 m
29*	0.4-0.1	> 5 ≤ 5 -	> 0.25 > 0.25 ≤ 0.25	- - -	3.0	1.0-3.1	B(utg) 1 m + S 2-3 cm B(utg) 1 m + S(mr) 5 cm B(tg) 1 m + S(mr) 5 cm
30	0.4-0.1	≥ 5 < 5 -	- - -	- - -	3.0	2.2-6	B(tg) 1 m + S 2.5-5 cm S(mr) 5-7.5 cm R(tg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm
31	0.4-0.1	> 4 4, ≤ 1.5 < 1.5 -	- - - -	- - - -	3.0	4-14.5	B(tg) 1 m + S(mr) 5-12.5 cm S(mr) 7.5-20 cm CCA 20-40 cm + B(tg) 1 m CCA(sr) 30-50 cm + B(tg) 1 m
32	0.4-0.1	- - -	- - -	≥ 20 m < 20 m -	3.0	11-34	R(tg) 1 m + S(mr) 40-60 cm B(tg) 1 m + S(mr) 20-40 cm CCA(sr) 40-120 cm + B(tg) 1 m

* Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos disponibles son insuficientes para una confiable predicción del soporte requerido

22

TABLA III.14 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 ² (aprox)	CLARO/ESR (m)	Tipo de soporte
		RQD/Jn	Jr/Ja				
33*	0.1-0.01	≥ 2	-	-	6	1.0-3.9	D(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	≥ 0.25	-	6	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) 20-60cm + B(tg) 1 m
		< 2	≥ 0.25	-			
		-	< 0.25	-			
		-	-	-			
35	0.1-0.01	-	-	≥ 15 m	6	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
		-	-	≥ 15 m			
		-	-	< 15 m			
		-	-	< 15 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	12	4.0-2.0	CCA(sr) 100-300 cm CCA(sr) 100-300 cm + B(tg) 1 m S(mr) 70-200 cm S(mr) 70-200 cm + B(tg) 1 m
		-	-	≥ 10 m			
		-	-	< 10 m			
		-	-	< 10 m			

* Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos recabados son insuficientes para hacer una predicción confiable del soporte requerido

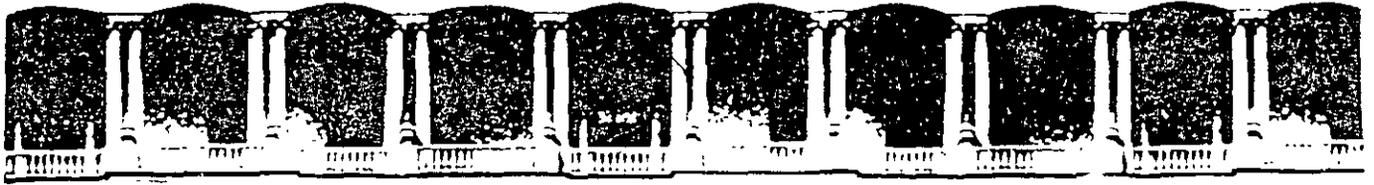
3.2.44

(23)

13

B.III

50



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

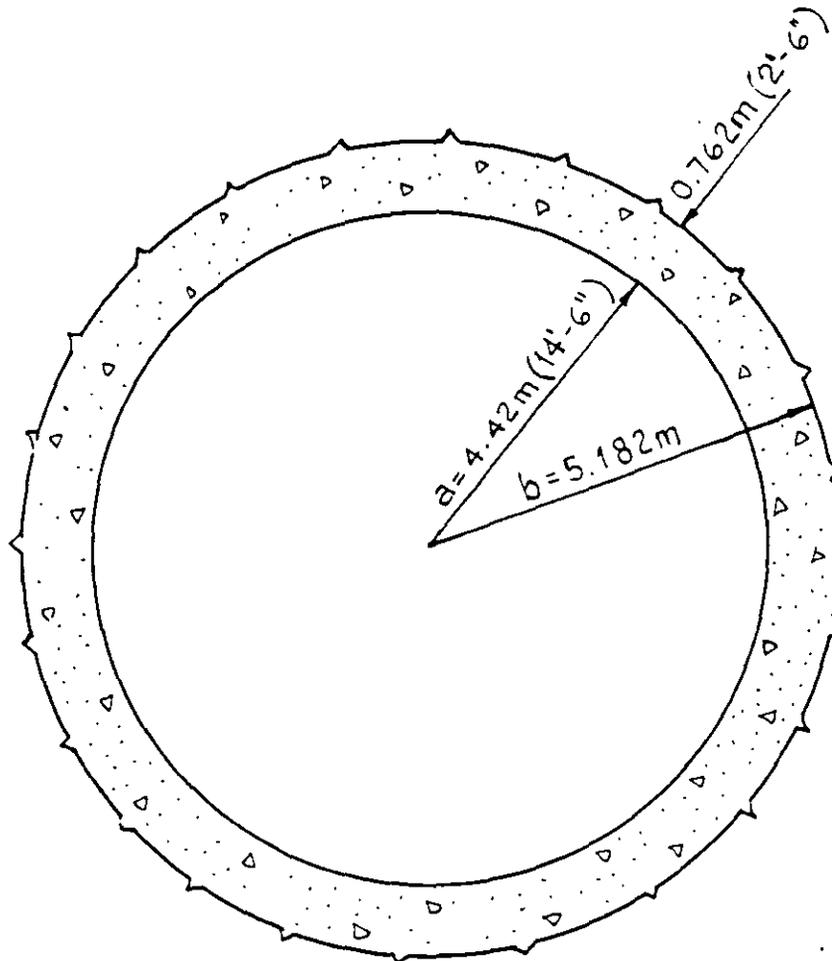
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

DISEÑO DE REVESTIMIENTO DE TUNELES

**EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

EJEMPLO SOBRE EL DISEÑO DE REVESTIMIENTO DE CONCRETO
BAJO CARGAS EXTERNAS

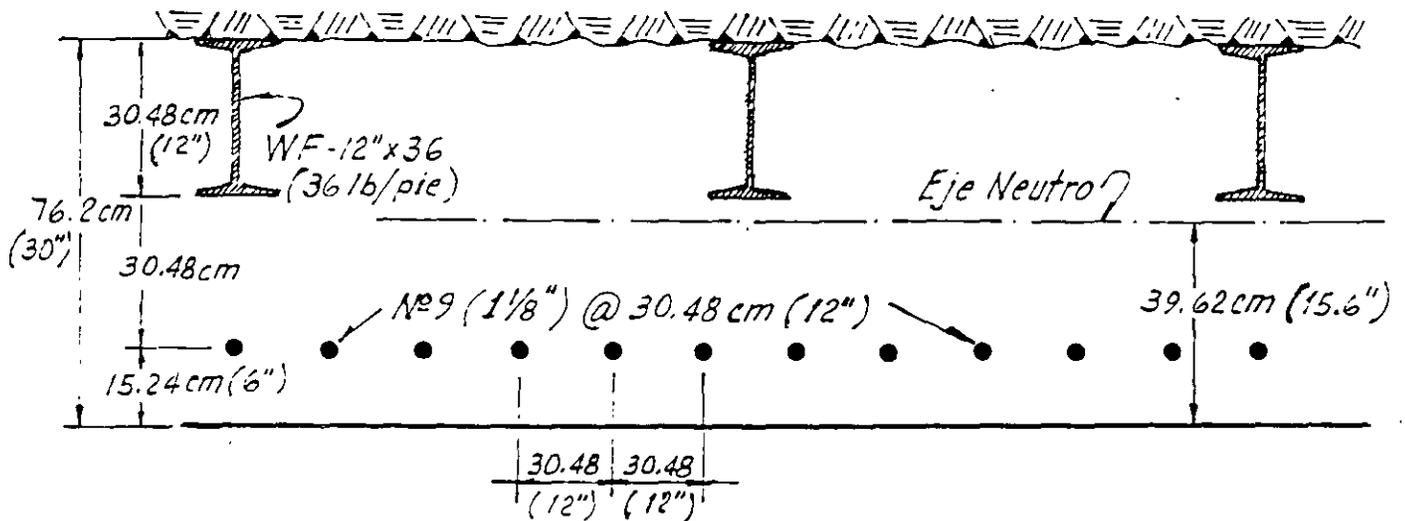


SECCION DEL TUNEL

a) DATOS:

- Carga vertical de roca = 4.6 m
- Carga horizontal de roca = 0. La roca tiene capacidad para desarrollar empuje pasivo horizontal ocasionado por la deformación del revestimiento de concreto.
- Carga hidrostática del embalse, máxima posible $H = 63.5 \text{ m}$
- Soporte inicial de la roca consistente en W-12" x 36" con separación de 1.22 m (4') de centro a centro.

- Como acero de refuerzo, se utilizarán barras No. 9 (1 1/8") 30.45 cm (12") c.a.c. en la cara interior del revestimiento. Los marcos metálicos W-12" x 36 se utilizarán como refuerzo de la cara exterior del revestimiento de concreto.



SECCION LONGITUDINAL DEL REVESTIMIENTO

b) Propiedades del revestimiento

- 1) Las viguetas W-12" - 36 tienen 1 agujero $\phi 1"$ para colocación de los separadores y el espesor del alma = 0.305" - 0.775 cm.

$$\text{Area de la vigueta W - 12" x 36} = 10.6 \text{ pulg}^2 = 68.387 \text{ cm}^2$$

Area de acero por pulgada longitudinal de túnel:

$$\text{Viguetas: } A_s = \frac{10.6 - 0.305}{48} = 0.214 \text{ pulg}^2/\text{pulg} = 0.544 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\text{Barras } \phi 1 \frac{1}{8}": A_s = \frac{1 \text{ pulg}^2}{12} = 0.0833 \text{ pulg}^2/\text{pulg} = 0.212 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

PROPIEDADES DE LA SECCION TRANSFORMADA

Resistencia del concreto: $f'_c = 3000 \text{ lb/pulg}^2 \approx 210 \text{ kg/cm}^2$

$$E_c = 57\,000 \sqrt{3000} \\ = 3\,122\,000 \text{ lb/pulg}^2 \quad \eta = \frac{E_s}{E_c} = 9 \\ = 219\,859 \text{ kg/cm}^2$$

Para elementos en compresión se usa $2nA_s$ para el área transformada:

Viguetas W - 12 x 36:

$$2nA_s = 2 \times 9 \times (0.214) = 3.85 \text{ pulg}^2/\text{pulg} = 9.78 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Varillas $\phi 1 \frac{1}{8}$ "

$$2nA_s = 2 \times 9 \times (0.0833) = 1.5 \text{ pulg}^2/\text{pulg} = 3.81 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Localización del eje neutro:

<u>Elemento</u>	<u>Area, pulg²</u>	<u>Brazo, pulg</u>	<u>Momento, pulg³</u>
W - 12" x 36	3.85	24	92.45
Vars. #9	1.50	6	9.00
Concreto	<u>30.00</u>	15	<u>450.00</u>
	35.35		551.45

$$\bar{y} = \frac{551.45}{35.35} = 15.6" = 39.62 \text{ cm}$$

Momentos de inercia de la sección transformada

<u>Elemento</u>	<u>Area, pulg²</u>	<u>Dist., pulg</u>	<u>A·d, pulg²</u>	<u>I_{CG}, pulg²</u>
W - 12 x 36	3.85	8.4	271.7	0
Vars. #9	1.5	9.6	138.2	0
Concreto	30	0.6	<u>10.8</u>	<u>2250</u>
			420.7	2250

$$\therefore I_t = 2250 + 420.7 = \underline{2670.7 \text{ pulg}^4} = 111\,163 \text{ cm}^4$$

ESFUERZOS EN EL REVESTIMIENTO

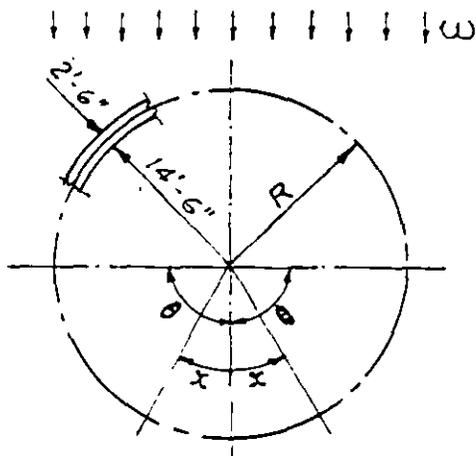
Por carga de roca: $\gamma = 165 \text{ lb/pie}^3$, la roca está sumergida y la carga de roca es de 15 pies

Carga repartida: $\omega = \frac{15(165-62.4)}{144 \text{ pulg}^2/\text{pie}^2} = 10.69 \text{ lb/pulg}^2 = 0.75 \text{ kg/cm}^2$

$\omega = 10.69 \text{ lb/pulg}$, para una longitud = 1

$\omega = 0.75 \text{ kg/cm}$, para una longitud = 1 cm

Radio = $14.5' + \frac{1}{2}(2.5') = 15.75' = 189 \text{ pulg} = 480.06 \text{ cm}$

a) SIN COLABORACION DE ROCA

↑ ↑ ↑ ↑ ↑ ↑ ↑ ↑ ↑ ↑ ω

CARGA DE ROCA

Carga horizontal = 0

Los momentos máximos se presentan en los ϕ de clave y cubeta, así como en el diámetro horizontal o arranques del arco.

$$M = 0.25 \omega R^2 \quad \text{para } x = 0^\circ \text{ y } x = 180^\circ$$

$$\text{y } M = 0.25 \omega R^2 \quad \text{para } x = 90^\circ$$

$$\therefore M = \pm 0.25 \times (10.69) \times (189)^2$$

$$: \underline{M = \pm 95\,464 \text{ lb-pulg}}$$

$$: M = \pm 110\,085 \text{ kg}\cdot\text{cm} = 1.1 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

- El eje vertical tiende a acortarse y el eje horizontal tiende a alargarse.

El máximo esfuerzo de compresión se presenta en la cara interior sobre el diámetro horizontal $\therefore Y_{\text{máx}} = 15.6''$

Los esfuerzos de tensión y compresión ocasionados por flexión son:

$$f'_c = \frac{M}{I} Y_{\text{máx}}$$

$$\therefore f_c = \frac{95\,464}{2670.7} \times 15.6 = 557.6 \text{ lb/pulg}^2 = 39.3 \text{ kg/cm}^2$$

Compresión

Para la cara interior de la clave:

$$f_c = 557.6 \text{ lb/pulg}^2 = 39.3 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ Tensión}$$

b) CON COLABORACION DE ROCA

Tomando en cuenta la colaboración de la roca, que en este caso está constituida por lutitas y calizas estratificadas.

El módulo de deformación de la roca $E_d = 66\,500 \text{ lb/pulg}^2$

$$\therefore E_d = 4683 \text{ kg/cm}^2$$

El módulo de reacción del terreno (subgrade reaction modulus) puede determinarse mediante la expresión

$$k = \frac{E_d}{R(1 + \nu)} \quad \therefore K = \frac{66\,500}{213(1 + 0.25)} = \underline{\underline{250 \text{ lb/pulg}^3}}$$

$$; K = 6.93 \text{ kg/cm}^3 = 6926 \text{ ton/m}^3$$

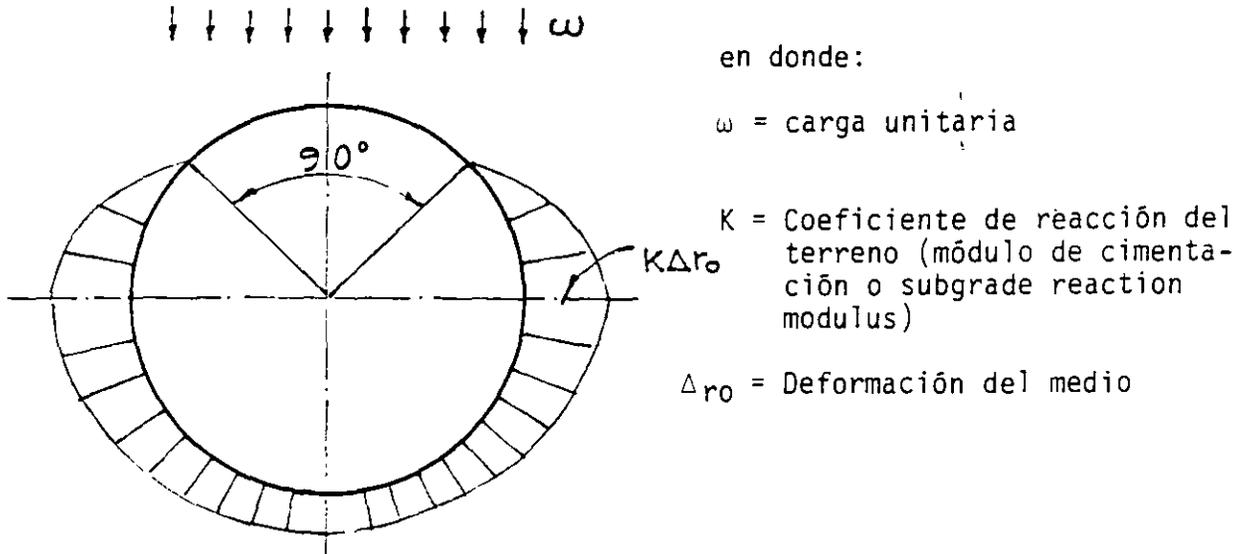
en donde:

ν = Relación de Poisson = 0.25

$R_2 = 17.75 \text{ pies} = 213 \text{ pulg}$, suponiendo un sobre fracturamiento de la roca de 9"

$$\therefore K = \frac{4683}{541(1 + 0.25)} = 6.93 \text{ kg/cm}^3$$

Utilizando el Método de Bougayeva para calcular los momentos flexionantes tomando en cuenta la colaboración del terreno para soportar el empuje pasivo derivado de la deformación del revestimiento se tiene:



DISTRIBUCION DE LA REACCION EN EL SUBSUELO

$$M = \omega R R_2 [A\alpha + B + C_1 \eta (1 + \alpha)]$$

en donde:

$$M = \text{momento en lb-pulg}; \quad \alpha = 2 - \frac{R_2}{R}$$

$$\eta = \frac{1}{m + 0.06416};$$

$$m = \frac{EI}{bKR_2R^3};$$

Si se considera el espesor del revestimiento

$$m = \frac{EI}{bKR^4};$$

Si se desprecia el espesor del revestimiento

R = radio medio

R_1 = radio interior

R_2 = radio exterior

b = ancho unitario del revestimiento, en pulg

E = módulo de elasticidad del revestimiento; lb/pulg²

I = momento de inercia del revestimiento; pulg⁴

K = Coeficiente de reacción del terreno; (lb/pulg²/pulg)

A, B y C son constantes que varían alrededor del anillo de acuerdo con los siguientes valores.

ϕ	A	B	C_1
0°	0.1628	0.0872	-0.0070
45°	-0.0250	0.0250	-0.00084
90°	-0.1250	-0.1250	0.00825
135°	0.0250	-0.0250	0.00022
180°	0.0872	0.1628	-0.00837

Como hay muy poca diferencia entre R_2 y $R \rightarrow \alpha = 1$

$$\therefore M = \omega R^2 \left(A + B + \frac{2C_1}{m + 0.06414} \right)$$

Según Szechy $m = 0.00178$ para los siguientes valores de las propiedades del concreto y del terreno:

$$E = 10 \times 10^6 \text{ ton/m}^2 = 14.233 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2 = 1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

(Muy alto)

$$I = 0.000144 \text{ m}^4 = 345.94 \text{ pulg}^3$$

$$K = 10\,000 \text{ ton/m}^3 = 10 \text{ kg/cm}^3 = 361.27 \text{ lb/pulg}^3 \Rightarrow \gamma E_D = 0.05 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2$$

$$; E_D = 3520 \text{ kg/cm}^2$$

$$R = 3.0 \text{ m} = 118.11 \text{ pulg}$$

$$b = 1.0 \text{ m} = 39.37 \text{ pulg}$$

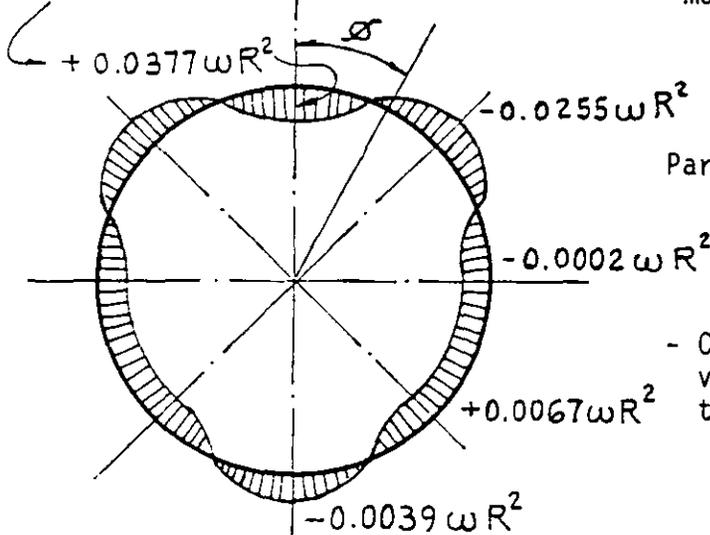
Sustituyendo los valores de A, B y C_1 se tiene:

$$M = \omega R^2 \left[0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06414} \right] \text{ en donde: } \frac{0.014}{m + 0.06414} *$$

*representa la colaboración de la roca

$$M = \omega R^2 (0.25 - 0.2123)$$

$$M_{\text{máx}} = \omega R^2 \left[0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06416} \right]$$

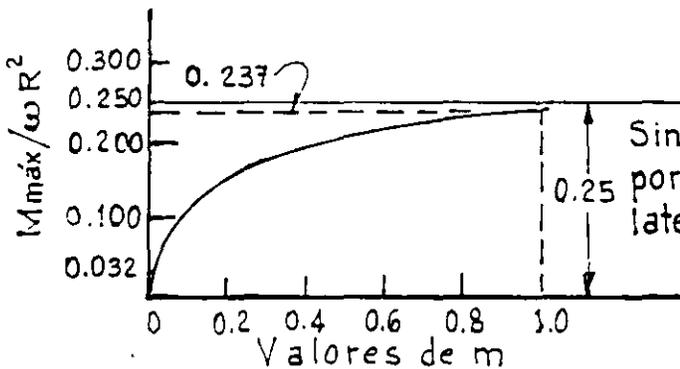


Para: $m = 0.00178 \rightarrow \frac{0.014}{0.00178 + 0.06416} = 0.212$

- Cuando la cantidad de soporte lateral varía desde restricción completa hasta cero soporte los momentos flexionantes se incrementan desde 0.032 hasta $0.25 \omega R^2$, o sea 8 veces.

MOMENTOS

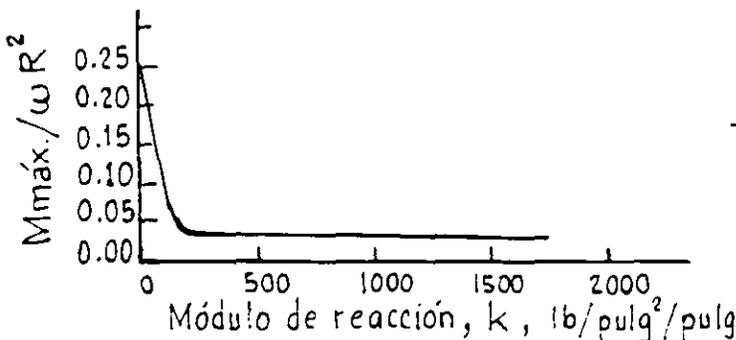
- El momento se incrementa rápidamente para valores pequeños de m y aumenta muy levemente hasta alcanzar $m = 1$, cuando m aumenta desde 0.237 a $0.25 \omega k$.



- Se observa en la determinación de m que si solo variamos el valor del coeficiente de reacción del terreno, manteniendo los otros parámetros constantes es evidente que una pequeña cantidad de soporte lateral, puede reducir significativamente el momento flexionante en un anillo flexible.

VARIACION DE MOMENTOS EN LA CLAVE EN FUNCION DE LA RIGIDEZ DEL ANILLO Y DEL MODULO DE REACCION DEL SUBSUELO

La mayor parte del beneficio se obtiene para valores pequeños del soporte del terreno.



- Por tanto la determinación exacta del módulo de reacción del terreno no es crítica bajo ciertas condiciones dependientes de la flexibilidad del anillo.

E FECTO DEL VALOR DEL MODULO DE REACCION DEL SUBSUELO SOBRE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES EN CLAVE

DETERMINACION DEL MODULO DE REACCION DEL TERRENO

El módulo de reacción del suelo puede determinarse a partir de la aplicación de una presión uniforme interna, sobre las paredes de una cavidad alojada en un medio elástico, a partir de la expresión:

$$\Delta_{ro} = \frac{PR(1 + \nu_r)}{E_d}$$

en donde:

P = presión interna, lb/pulg²

E_d = módulo de deformación de la roca, lb/pulg²

ν_r = relación de Poisson de la roca ≈ 0.25

R_2 = radio de la superficie excavada de la roca

Si se define que el módulo de reacción del terreno es igual a la presión ejercida para obtener una deformación de 1" se tiene:

$$\text{Si } \Delta_{ro} = 1" \quad ; \quad K = \frac{E_d}{R_2(1 + \nu_r)} = \frac{P}{1" \text{ de deformación}}$$

Se puede considerar $\nu = 0.25$ para todas las rocas sin incurrir en errores graves, según Stagg-Zienkiewics, pág. 395.

Puede demostrarse que valores de $E_d > 0.05 \times 10^6$ psi a 0.1×10^6 psi no dan lugar a reducciones importantes en los valores del momento flexionante en el ζ de la clave.

Para $E_D = 0.05 \times 10^6$ psi resulta $K = 340$ lb/pulg⁶/pulg.

MOMENTOS FLEXIONANTES TOMANDO EN CUENTA LA
COLABORACION DEL TERRENO

Los momentos máximos ocurren en el c de la clave y sobre el diámetro horizontal y pueden determinarse mediante la expresión:

$$M_{m\acute{a}x} = \omega R^2 \left(0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06416} \right)$$

en donde:

$$m = \frac{EI}{bKR^4} = \frac{(3'122\ 000)(2670.7)}{(1)(250(189)^4)} = R(0.25 - 0.155)$$

$$\therefore M_{m\acute{a}x} = \omega R^2 \left(0.25 - \frac{0.014}{0.02614 + 0.06416} \right) = \omega R^2 (0.25 - 0.155)$$

$$\therefore \underline{M_{m\acute{a}x} = 0.095 \omega R^2}$$

$$\therefore M_{m\acute{a}x} = 0.095 \times 10.69 \times \overline{189}^2 = 32\ 276 \text{ lb-pulg}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 41\ 832 \text{ kg-cm} = 0.4 \text{ ton-m}$$

Como se presenta un acortamiento del diámetro vertical la cara interior de la clave está en tensión:

$$\therefore f_c = \frac{M_x}{I_x} Y_{m\acute{a}x} ; Y_{m\acute{a}x} = 15.6''$$

$$\therefore f_c = \frac{36\ 276}{2670.6} \times 15.6 = 212 \text{ lb/pulg}^2 - \underline{\text{Tensi3n}}$$

$$y \quad f_c = \frac{36\ 276}{2670.6} \times 14.4 = 196 \text{ lb/pulg}^2 - \underline{\text{Compresi3n}}$$

Como puede verse hay una reducci3n importante en los esfuerzos sobre el anillo al tomar en cuenta la colaboraci3n del terreno, desde 557.6 hasta 212 (62%).

A continuación se presenta una tabla en la que se han calculados los valores para los momentos flexionantes y los esfuerzos en la clave para diversos valores del módulo de reacción del terreno suponiendo que el túnel atravesara diferentes tipos de roca.

Como puede observarse los esfuerzos disminuyen muy poco para valores de $K \geq 3000 \text{ lb/pulg}^2/\text{pulg}^3$ ($K \geq 83 \text{ kg/cm}^3 = 83\,000 \text{ ton/m}^3$) o bien para valores de módulo elástico $E_D \geq 800\,000 \text{ lb/pulg}^2 = 56\,350 \text{ kg/cm}^2$.

$E_D, 10^6 \text{ lb/pulg}^2$ [E, kg/cm^2]	K, lb/pulg^3 [K, kg/cm^3]	$M_{\text{máx}}/\omega R^2$	$M_{\text{máx}}, \text{lb-pulg}$	$f_c, \text{lb/pulg}^2, \text{ \& } \text{Clave}$ Cara Int. Cara Ext.
0.066 = 4 600	250 = 7	0.095	36 276	+212 -196
0.133 = 9 300	500 = 14	0.069	26 348	+154 -142
0.399 = 28 000	1 500 = 21	0.046	17 565	+103 - 95
0.798 = 56 000	3 000 = 83	0.039	14 892	+ 87 - 80
1.065 = 75 000	4 000 = 112	0.037	14 128	+ 83 - 76
1.331 = 94 000	5 000 = 140	0.036	13 746	+ 80 - 74
2.662 = 187 000	10 000 = 280	0.034	12 983	+ 76 - 70
				(Tensión) (Compr.)

Efecto de la variación en el módulo de reacción del terreno

ESFUERZOS AXIALES POR CARGA DE ROCA

$$f_{\omega} = \frac{\omega R_2}{R_2 - R_1} ; \text{ en donde } R_2 = 204'' \text{ y } R_1 = 174''$$

$$\therefore f_{\omega} = \frac{(10.69) \times 204}{30} = 73 \text{ lb/pulg}^2 = 514 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZOS AXIALES POR PRESION HIDROSTATICA EXTERNA

Utilizando las expresiones para cilindros de pared gruesa:

Cara exterior:

$$\sigma_{tb} = - \frac{R_2 (R_1^2 + r^2)}{r^2 (R_2^2 - R_1^2)} p_o = - 571 \text{ lb/pulg}^2 = 40.2 \text{ kg/cm}^2$$

con: $R_2 = 204'' = r$; $R_1 = 174''$; $p_o = 208 \text{ pies} = 90.13 \text{ lb/pulg}^2$

Cara interior:

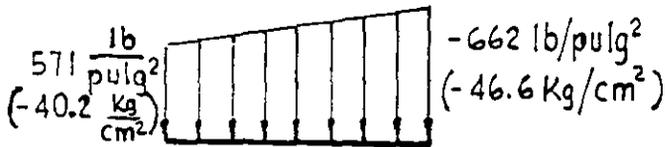
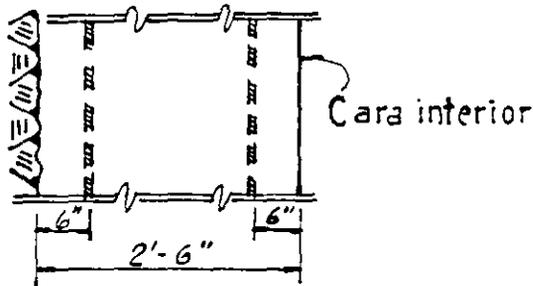
$$\sigma_{ta} = \frac{2R_2^2}{R_2^2 - R_1^2} p = - 662 \text{ lb/pulg}^2 = -46.6 \text{ kg/cm}^2$$

RECOMENDACIONES

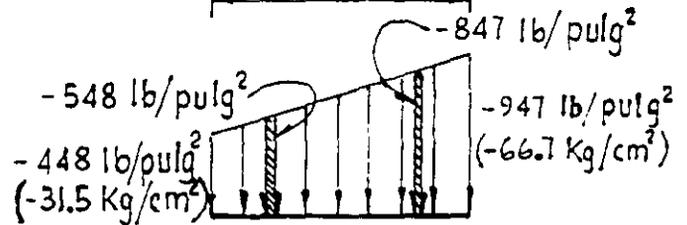
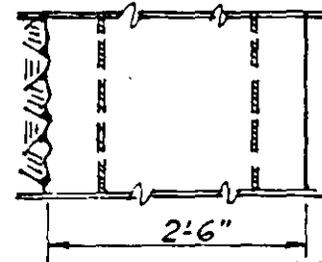
- El revestimiento deberá diseñarse para resistir esfuerzos ocasionados por la presión hidrostática en forma independiente y combinada.

En este ejemplo sólo se analizará bajo esfuerzos combinados para el diámetro horizontal que son los valores máximos. Una posición conservadora es utilizar estos valores para la clave pero en sentido opuesto.

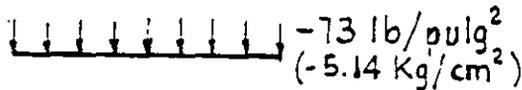
ESFUERZOS AXIALES SEPARADOS Y COMBINADOS POR
CARGA DE ROCA Y PRESION HIDROSTATICA



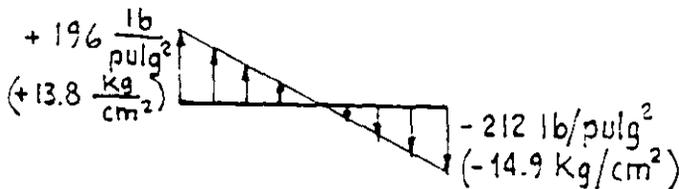
Esfuerzos por presión hidrostática



Esfuerzos axiales, combinados por presión hidrostática y carga de roca.



Esfuerzos axiales por carga de roca



Esfuerzos axiales por momentos flexionantes de carga de roca

Esfuerzos en el acero de refuerzo

Esfuerzo en el concreto sobre el paño del acero de refuerzo:

Cara Int.:

$$f_{co} = 947 - \frac{6}{30}(947 - 448) = 847 \text{ lb/pulg}^2$$

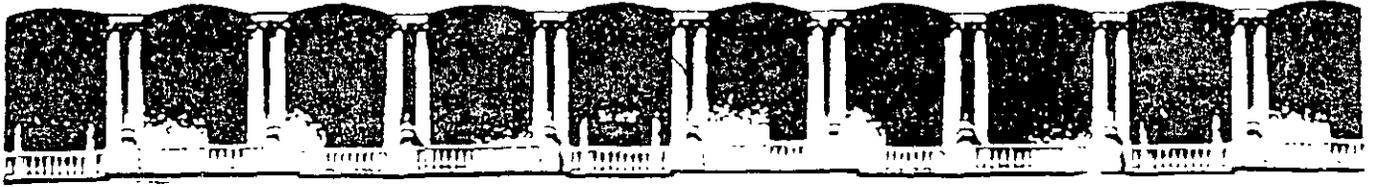
Esfuerzo en el acero:

$$f_s = f_{co}(2n) = 847 \times 18 = 15\,246 \text{ lb/pulg}^2 = 1\,074 \text{ kg/cm}^2$$

Cara Ext.

$$f_{co} = 448 + \frac{6}{30}(947 - 448) = 548 \text{ lb/pulg}^2$$

$$\therefore f_s = 548 \times 18 = 9864 \text{ lb/pulg}^2 = 695 \text{ kg/cm}^2$$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION DE CAVIDADES SUBTERRANEAS

**EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

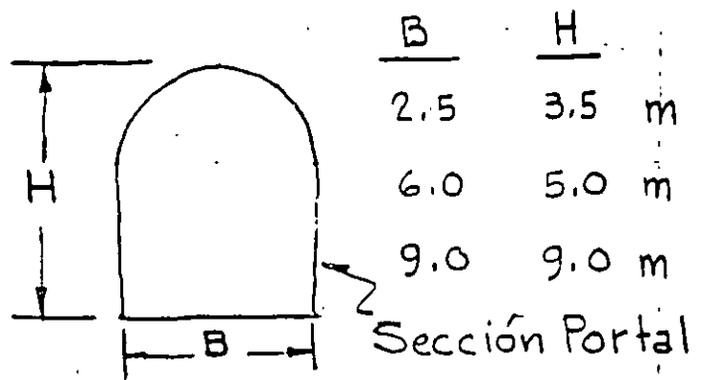
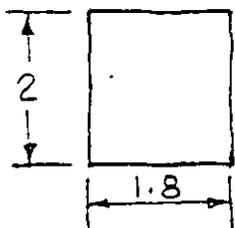
PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACION DE CAVIDADES SUBTERRANEAS

32

Los procedimientos de excavación de cavidades subterráneas dependen de los siguientes factores:

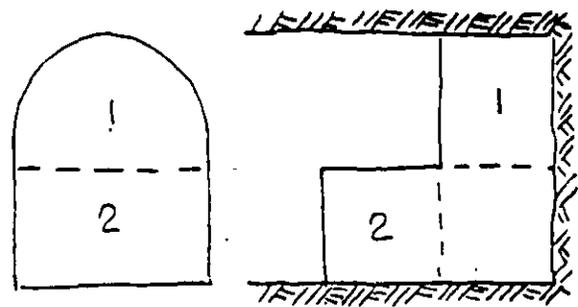
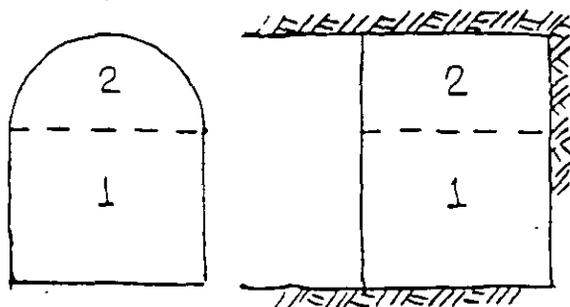
- Calidad del macizo rocoso
- Dimensión de la cavidad
- Filtraciones de agua
- Equipo disponible

A continuación presentaremos algunos de los procedimientos más usuales.



SECCION COMPLETA EN ROCA SANA, CON EXPLOSIVOS

- Socavones de exploración
- Galerías de explotación
- Galerías de inyección y drenaje.
- Túneles de acceso

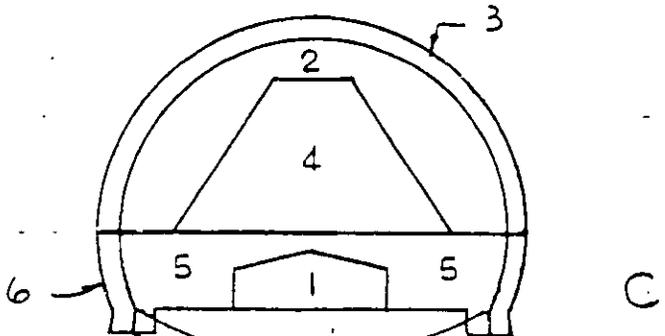
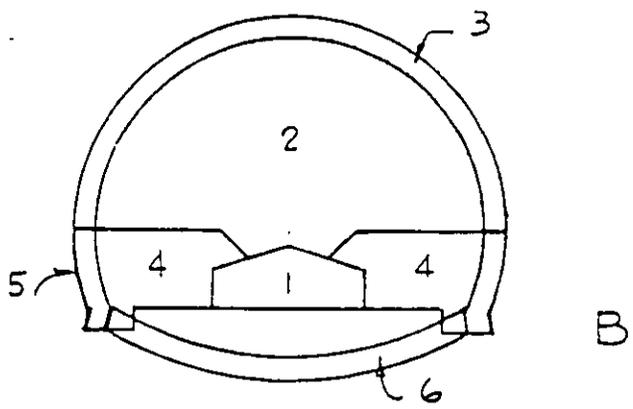
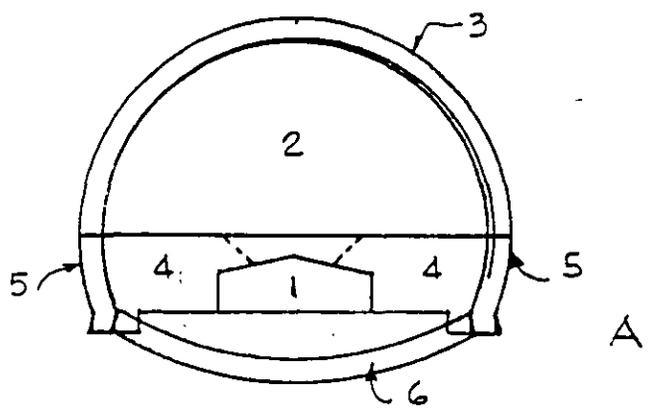


SECCIONES COMBINADAS

- Cuando hay poco techo
- Con perforadora de pierna
- (Zona de portales)

Método de túnel piloto sobre el piso del túnel

Se utiliza en roca blanda con filtraciones. La galería piloto de avance sirve para drenar el agua de infiltración y tiene área entre 9 y 15 m². En las figuras se indican las tres variantes de este método. La galería piloto puede o no ir ademada con marcos y concreto lanzado.

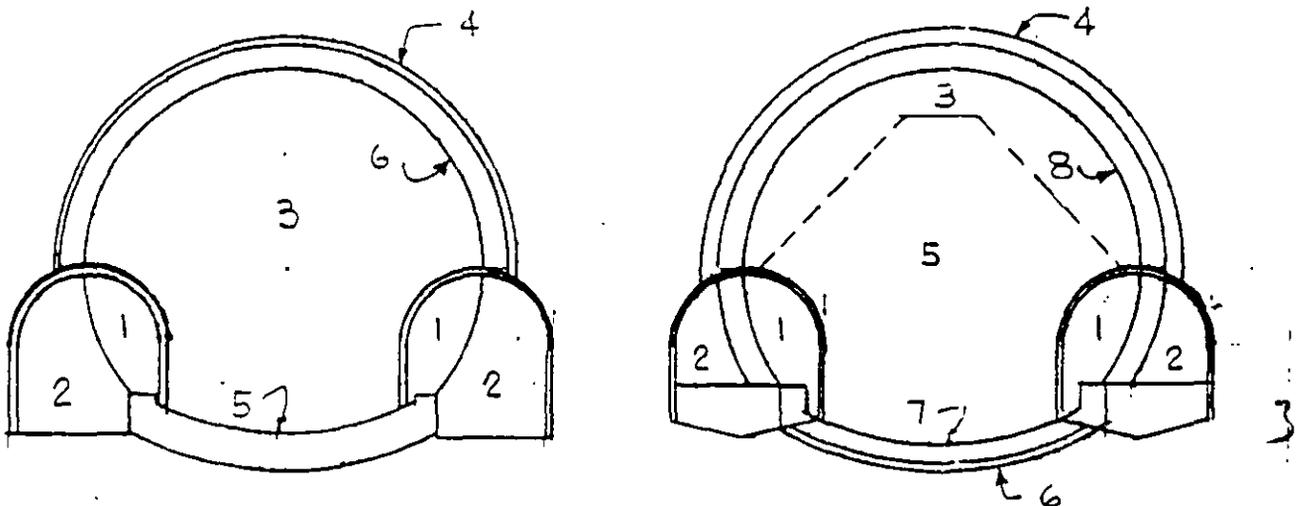


Método de las dos galerías piloto laterales sobre el piso del túnel. Se utiliza en roca blanda:

En una primera etapa se excavan los dos túneles piloto los cuales se protegen con marcos metálicos. Se cuelan las guarniciones de piso y arranque de los muros laterales.

En la segunda etapa puede realizarse el resto de la excavación con avances pequeños de 1 ó 2 metros soportando la roca con marcos que se apoyan en los arranques del muro previamente colados.

Cuando la roca no soporta el avance de 1 ó 2 metros, entonces se excava una ranura o corona de 0,75 m a 1 m de longitud que permita la colocación del marco metálico de soporte, continuando con revestimientos de concreto lanzado y finalmente con el núcleo central.

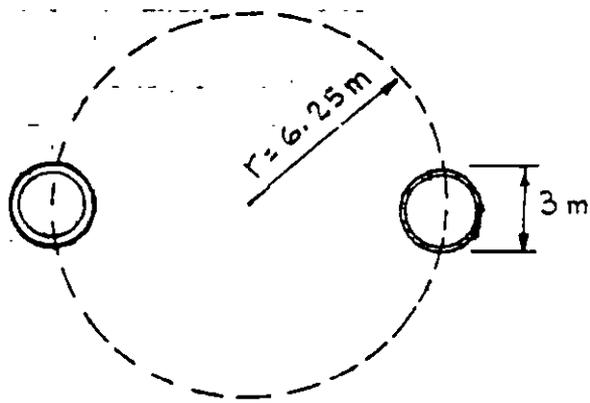


Método de soportes laterales piloto. (Japón)

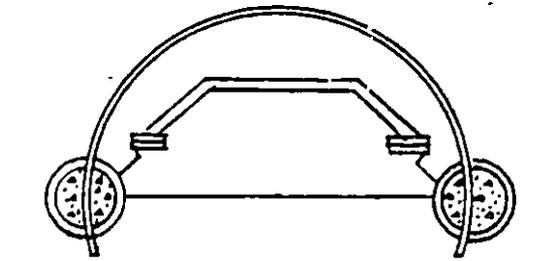
Este método se ha utilizado en túneles por debajo del mar en roca deleznable con fuertes filtraciones (1000 a 1500 lt/seg)

- 1.- Perforación de los dos túneles piloto de 3m de diámetro
- 2.- Colocación del ademe metálico del túnel principal, dentro de las dos galerías piloto. Ademe de tubo de acero.
- 3.- Relleno de concreto de las dos galerías piloto
- 4.- Excavación de la mitad superior
- 5.- Colocación de los marcos metálicos tubulares, los cuales se rellenan con mortero para aumentar su resistencia
- 6.- Excavación de la mitad inferior
- 7.- Colocación de los tornapuntas tubulares inferiores
- 8.- Colado del revestimiento de concreto.

METODO DE SOPORTES LATERALES PILOTO
 (TUNEL SEIKAN, JAPON)



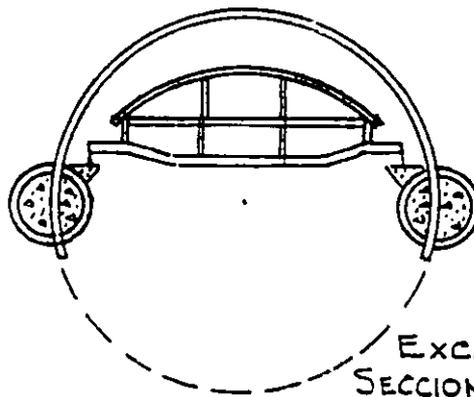
1 PERFORACION TUNELES PILOTO



5 ADEME SECCION SUPERIOR



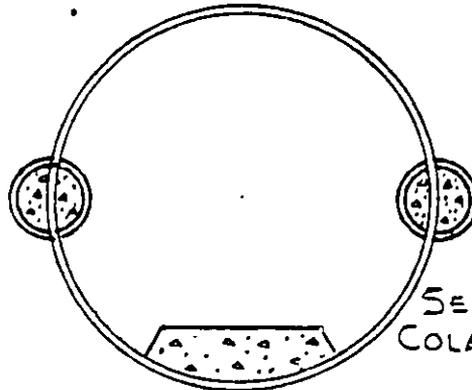
2 COLOCACION ADEME METALICO



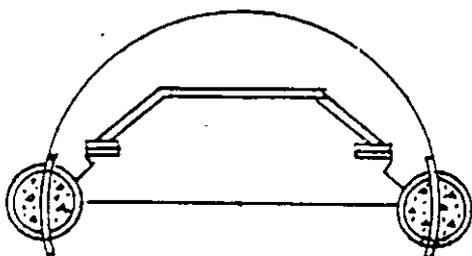
6 EXCAVACION SECCION INFERIOR.



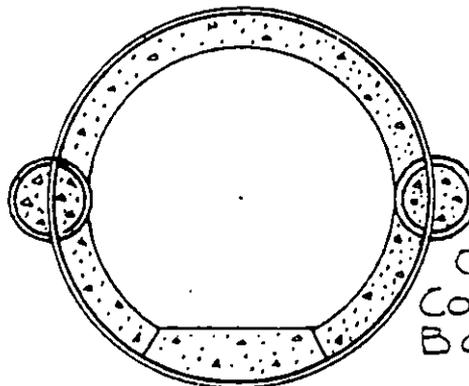
3 CONCRETO TUNELES PILOTO



7 ADEME SECCION INFERIOR COLADO CUBETA



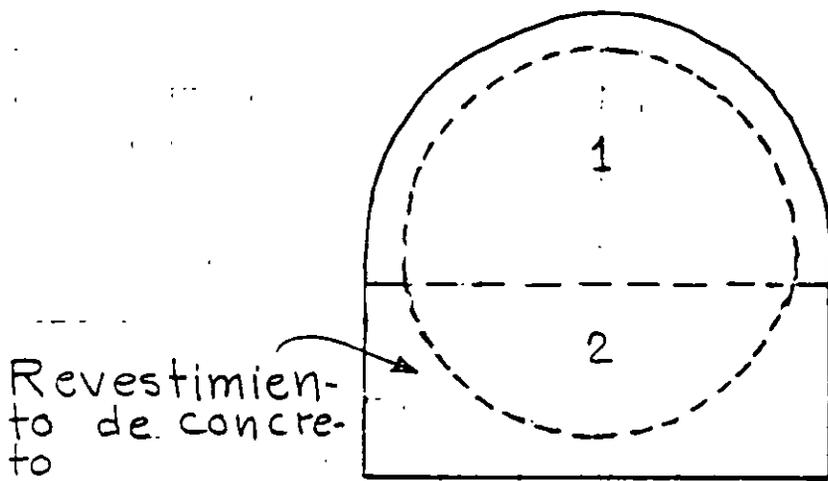
4 EXCAVACION SECCION SUPERIOR



8 COLADO COSTILLAS Y BOVEDA

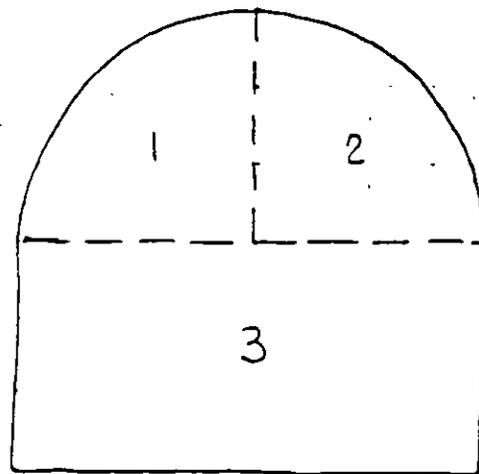
Método de sección superior y banqueo

Se utiliza en roca sana.



Sección portal
12 x 12 m

A



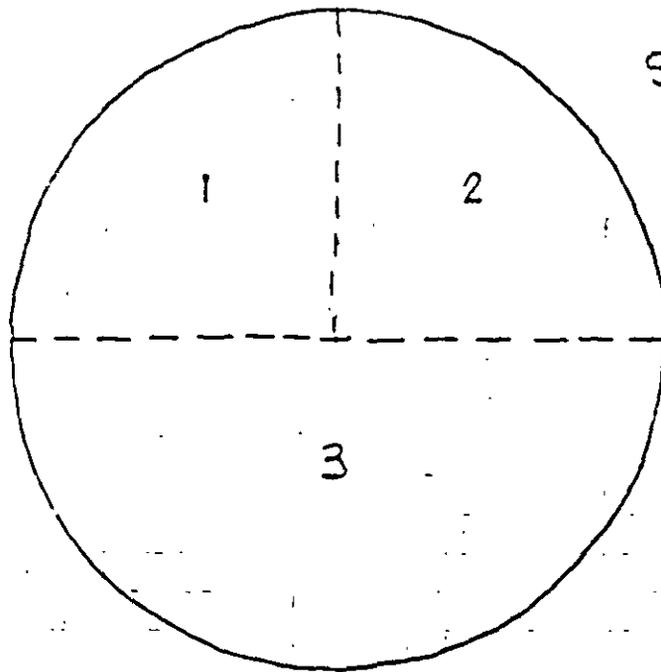
Sección portal
12 x 12 m

B

- Algunas veces la sección superior es necesario excavarla en dos o tres secciones, como en B.
- La mejor geometría se obtiene mediante voladuras de post-corte perimetral (smooth blasting), 6 con barrenación horizontal tanto en la sección superior como en la inferior.

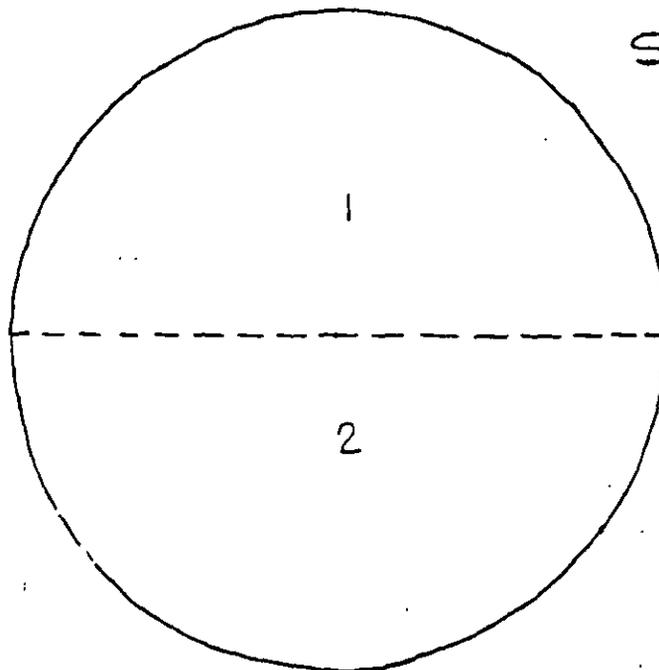
Método de sección superior y banqueo.

Se utiliza en roca sana



SECCION CIRCULAR
 ϕ 16.5 m

A



SECCION CIRCULAR
 ϕ 16.5 m

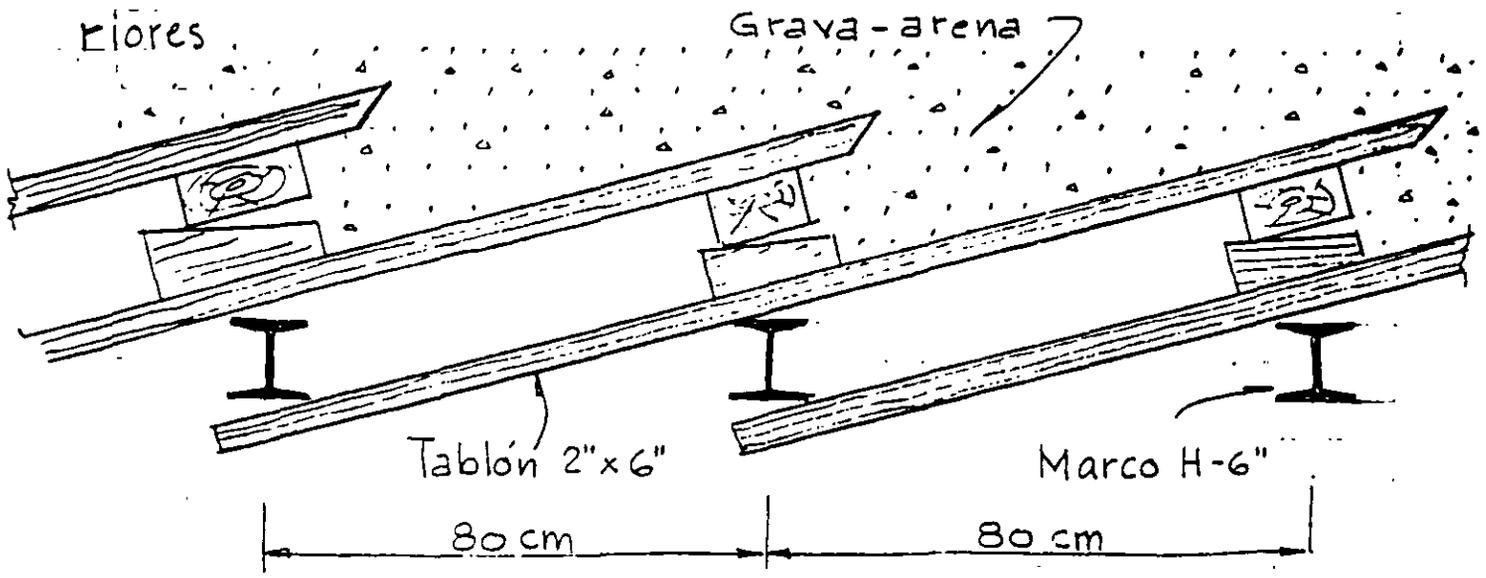
B

7

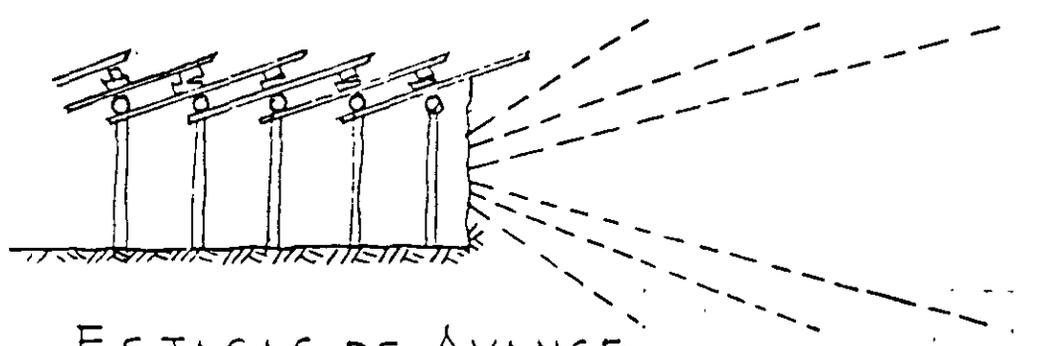
Se deben usar voladuras de post-corte perimetral (smooth-blasting)

EXCAVACION CON ESTACAS DE AVANCE AL FRENTE

En suelos medianamente compactos como tepetate. (toba sedimentaria de origen volcánico, arenas-limo-arcillosas con poca cementación) o rocas deleznales se requiere de soporte adelante del frente del túnel. En estos casos se hincan cuñas de madera o de metal apoyándose en los marcos anteriores.



ESQUEMA DE SOPORTE



ESTACAS DE AVANCE
MAS AUREOLAS DE INYECCION

TUNELES EN SUELOS BLANDOS

40

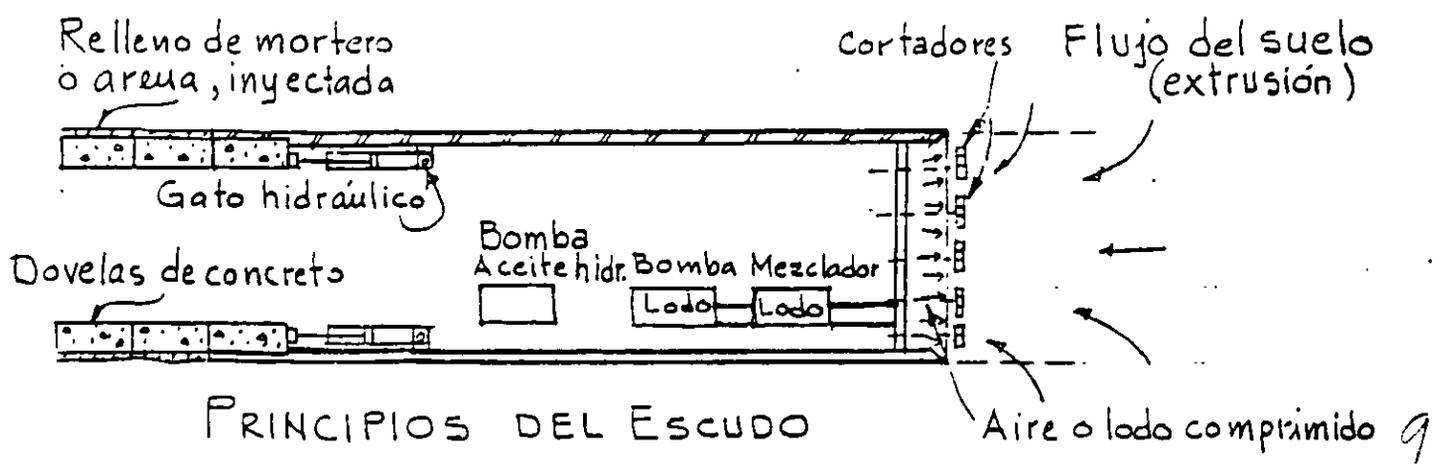
Los procedimientos más usuales son:

- Excavación con escudo
- Cajones hundidos

Los escudos pueden ser abiertos o cerrados según la consistencia del suelo.

Cuando el suelo es muy blando se usan los escudos cerrados con cámara de presión al frente: ya sea con aire presurizado o lodo presurizado para evitar la extrusión del suelo hacia el escudo. En algunos casos se ha recurrido a la congelación del suelo para mejorar su consistencia y poderlo excavar.

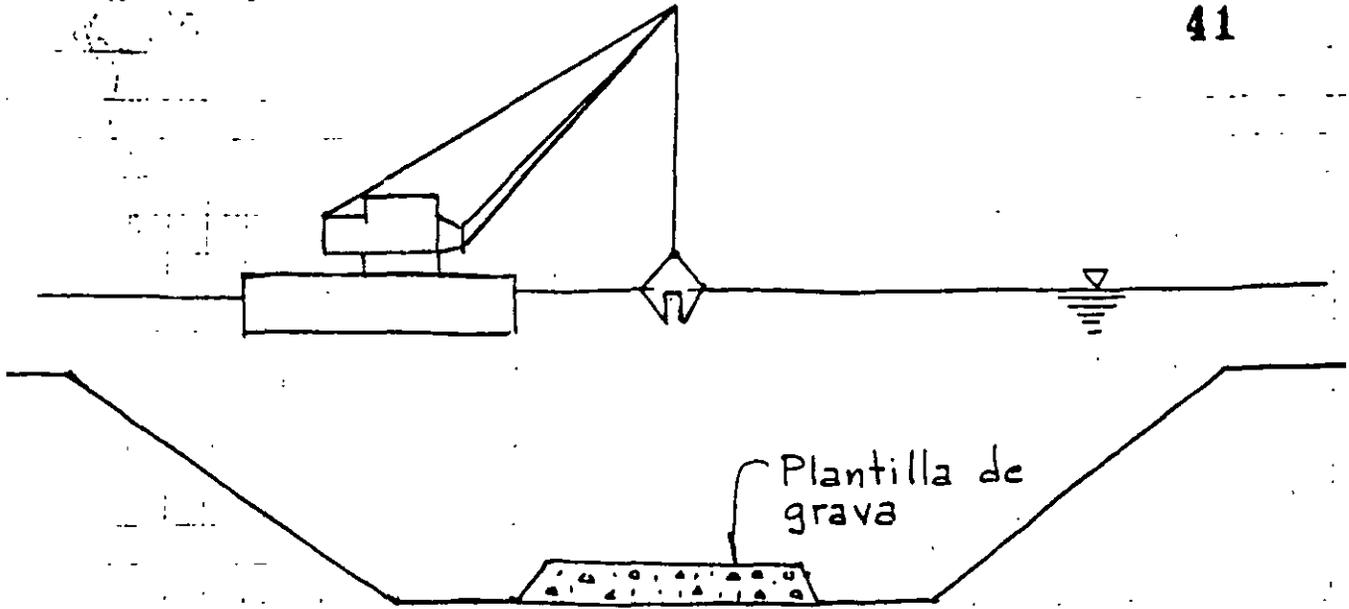
El material excavado se mezcla y se bombea como lodo (slurry) hacia afuera donde se separa el agua de los sólidos para volver a utilizarse.



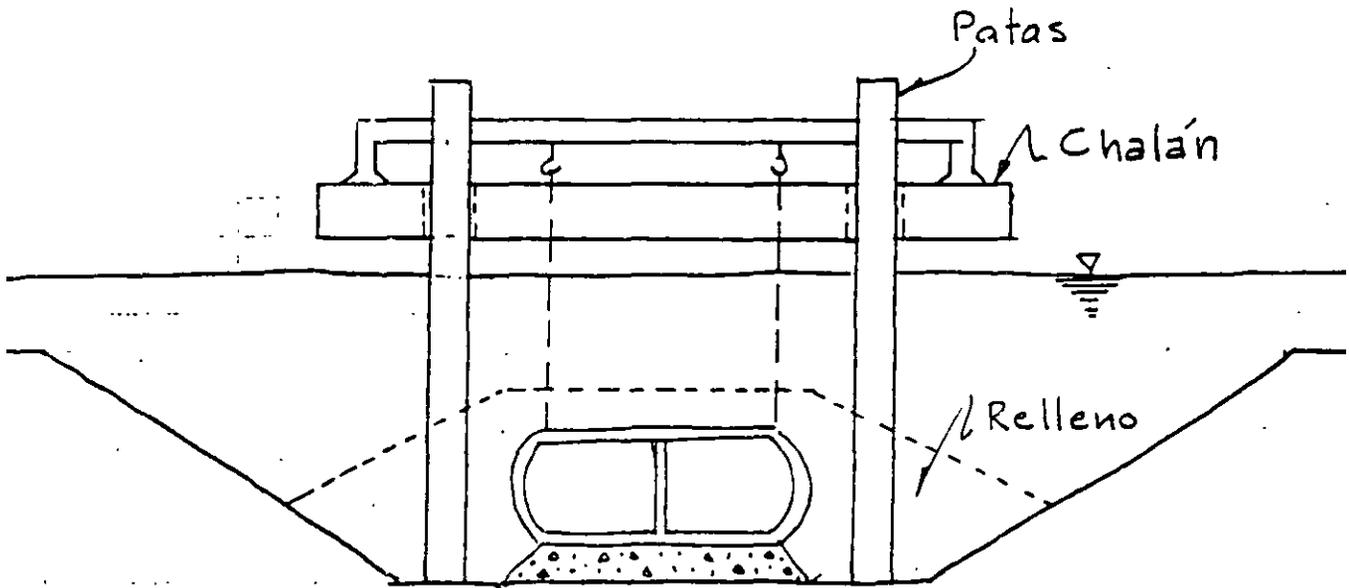
La excavación del frente puede hacerse a mano o con cortadores

HUNDIMIENTO DE CAJONES

41

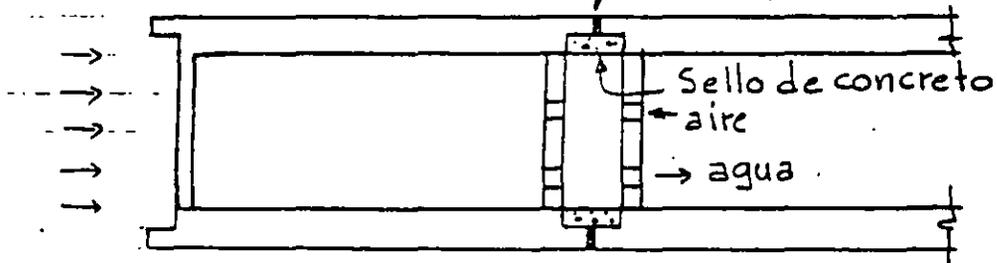


DRAGADO DEL CANAL



HUNDIMIENTO DE LOS CAJONES

- Empaque de neopreno



SELLO DE JUNTAS

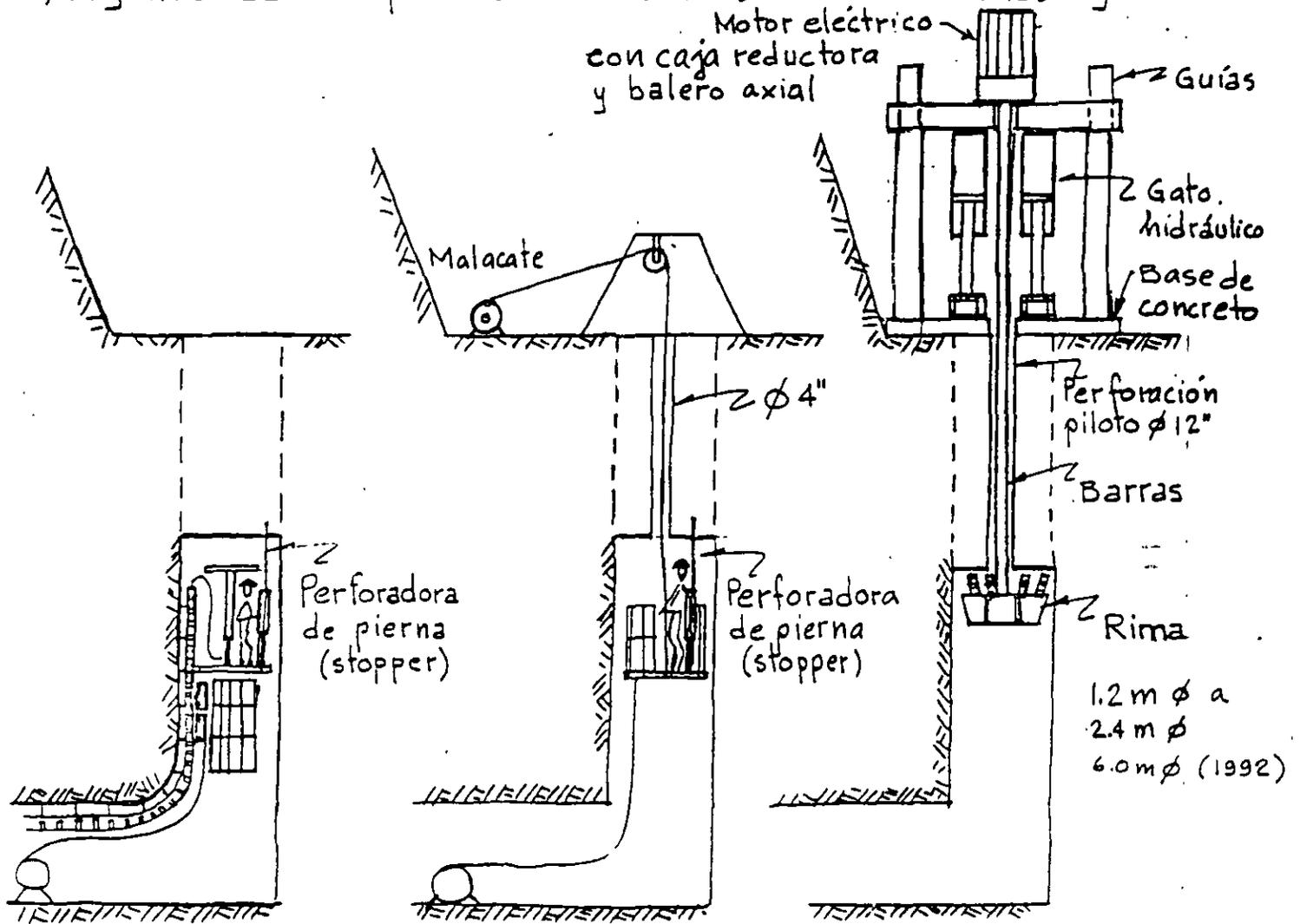
10

EXCAVACION DE LUMBRERAS

42

La excavación de lumbreras depende en buen grado del equipo disponible.

Algunos de los procedimientos más usuales son los siguientes:



JAULA TREPADORA

3.6 a 5.4 m/día

JAULA SUSPENDIDA CONTRAPOCERA

3.6 a 5.4 m/día

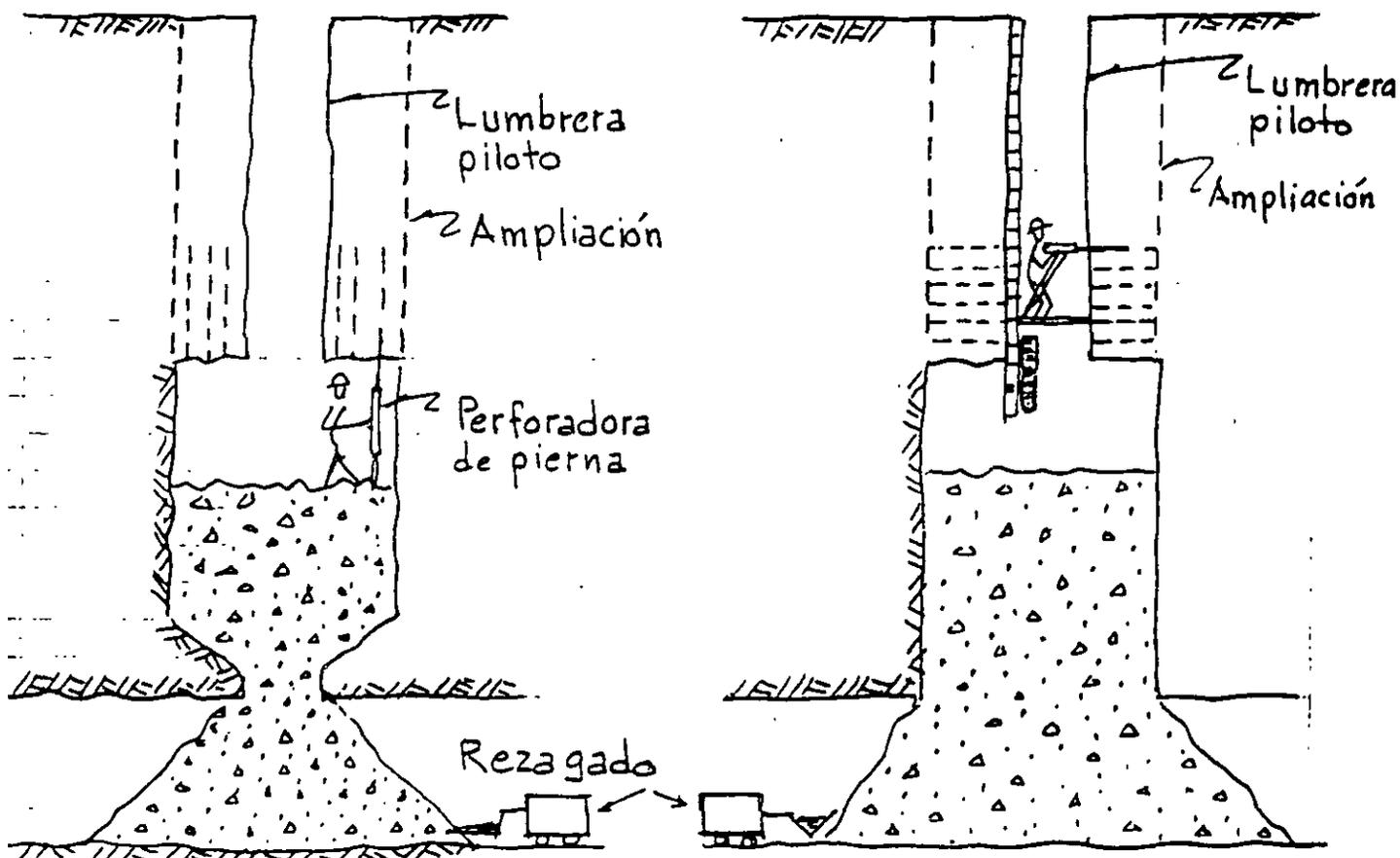
16 a 36 m/día

Ventajas de la contrapocera:

- Menor tiempo
- Lumbreras más largas
- Mayor producción

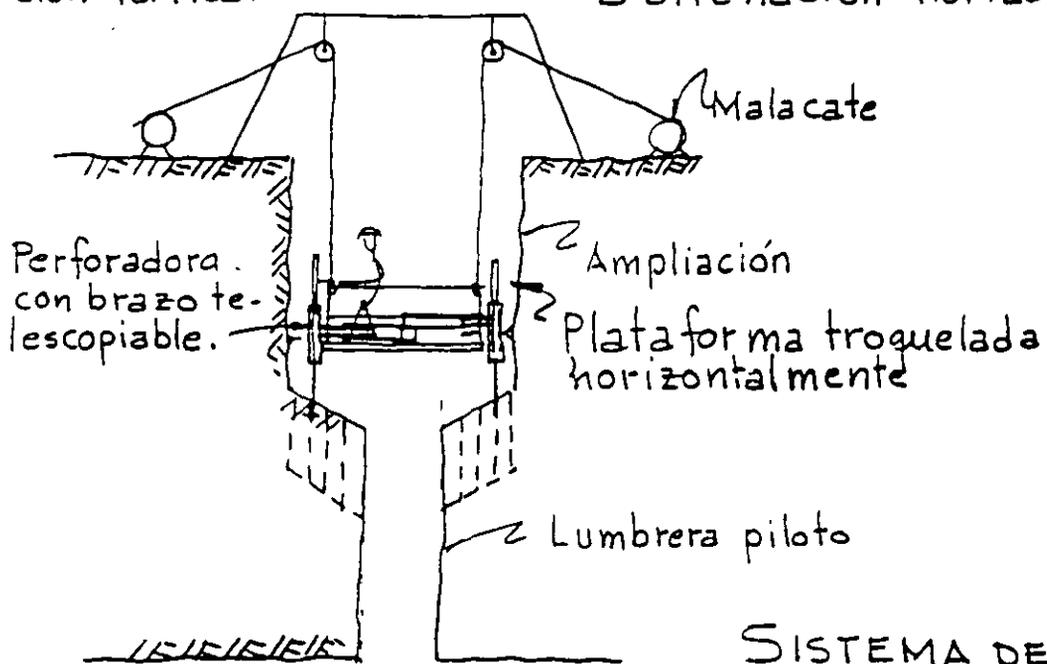
11

Las jaulas están quedando fuera de uso.



Barrenación vertical

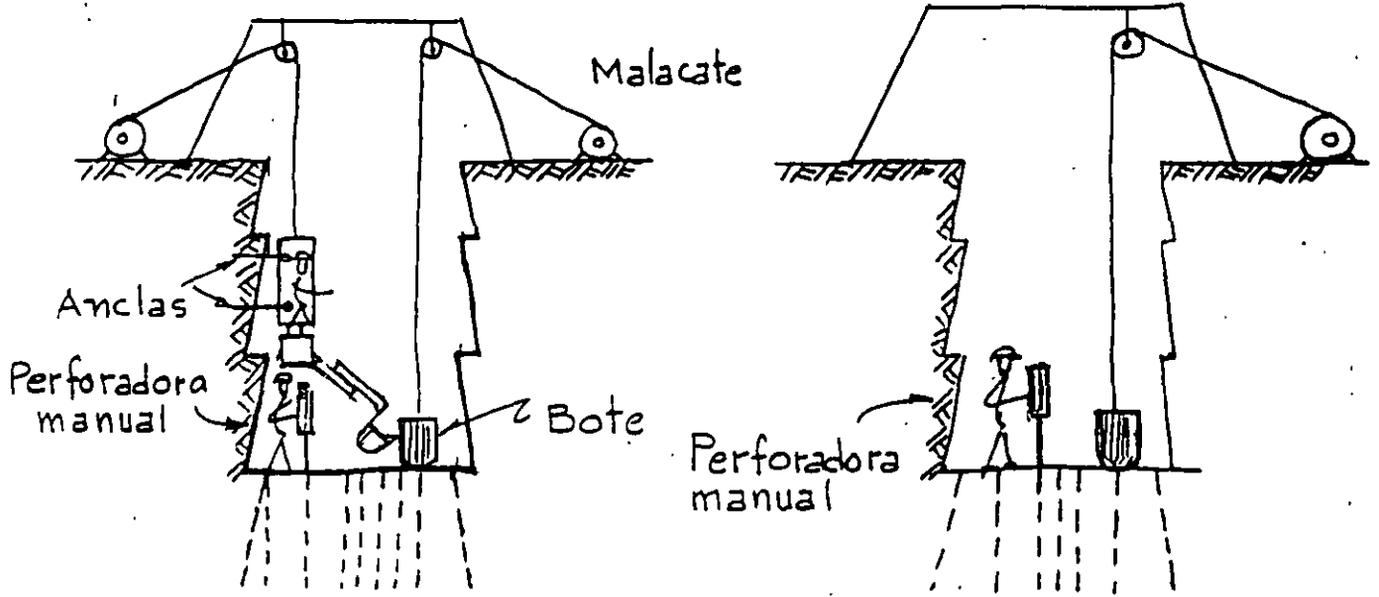
Barrenación horizontal



SISTEMA DE BANQUEO

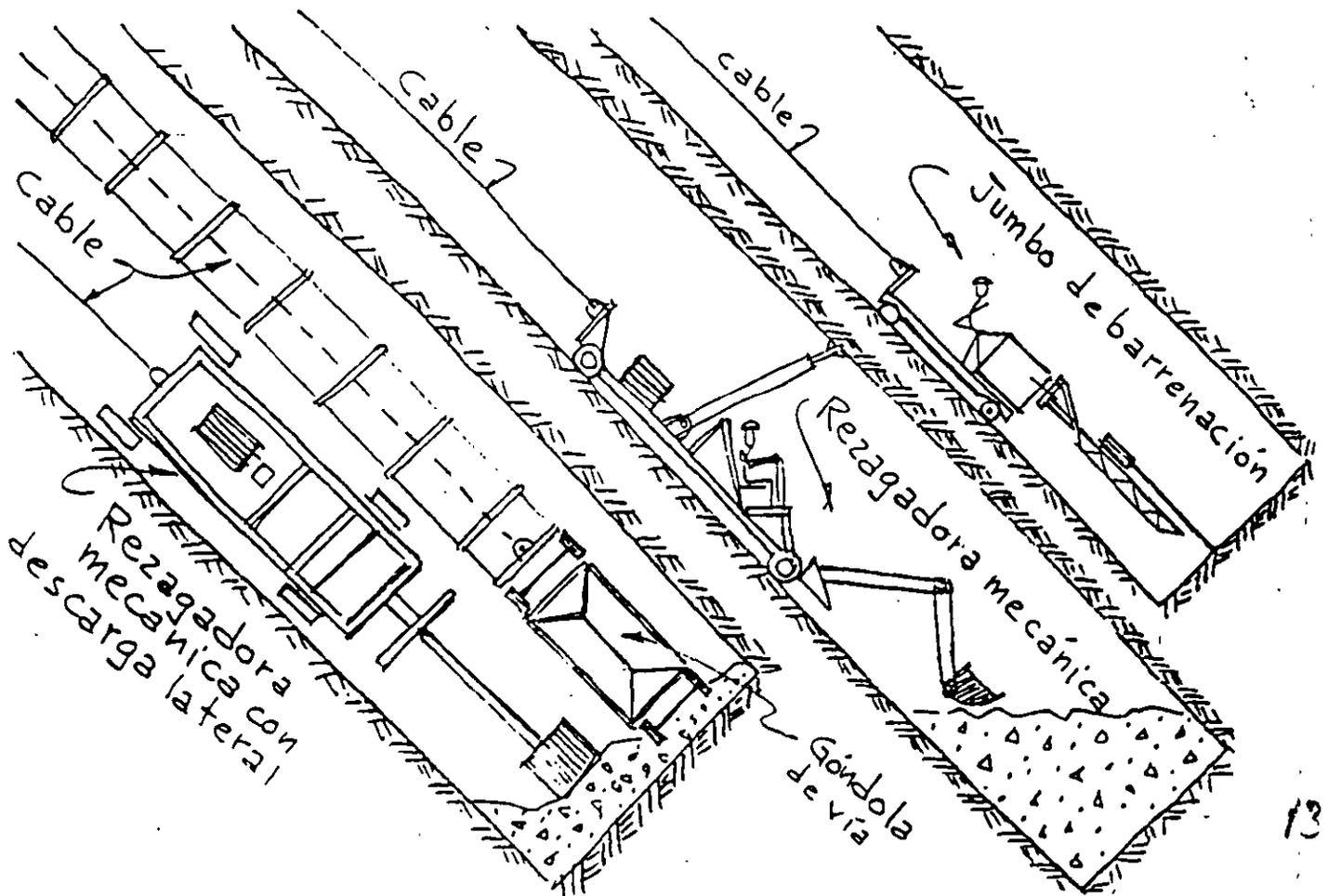
12





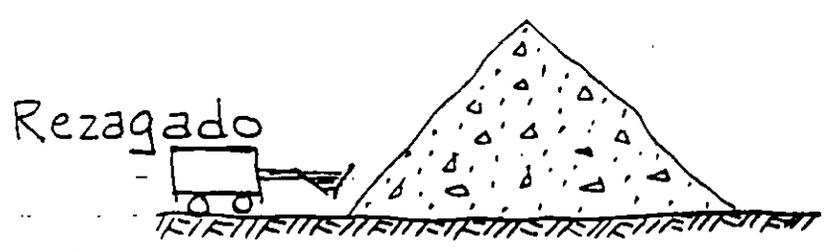
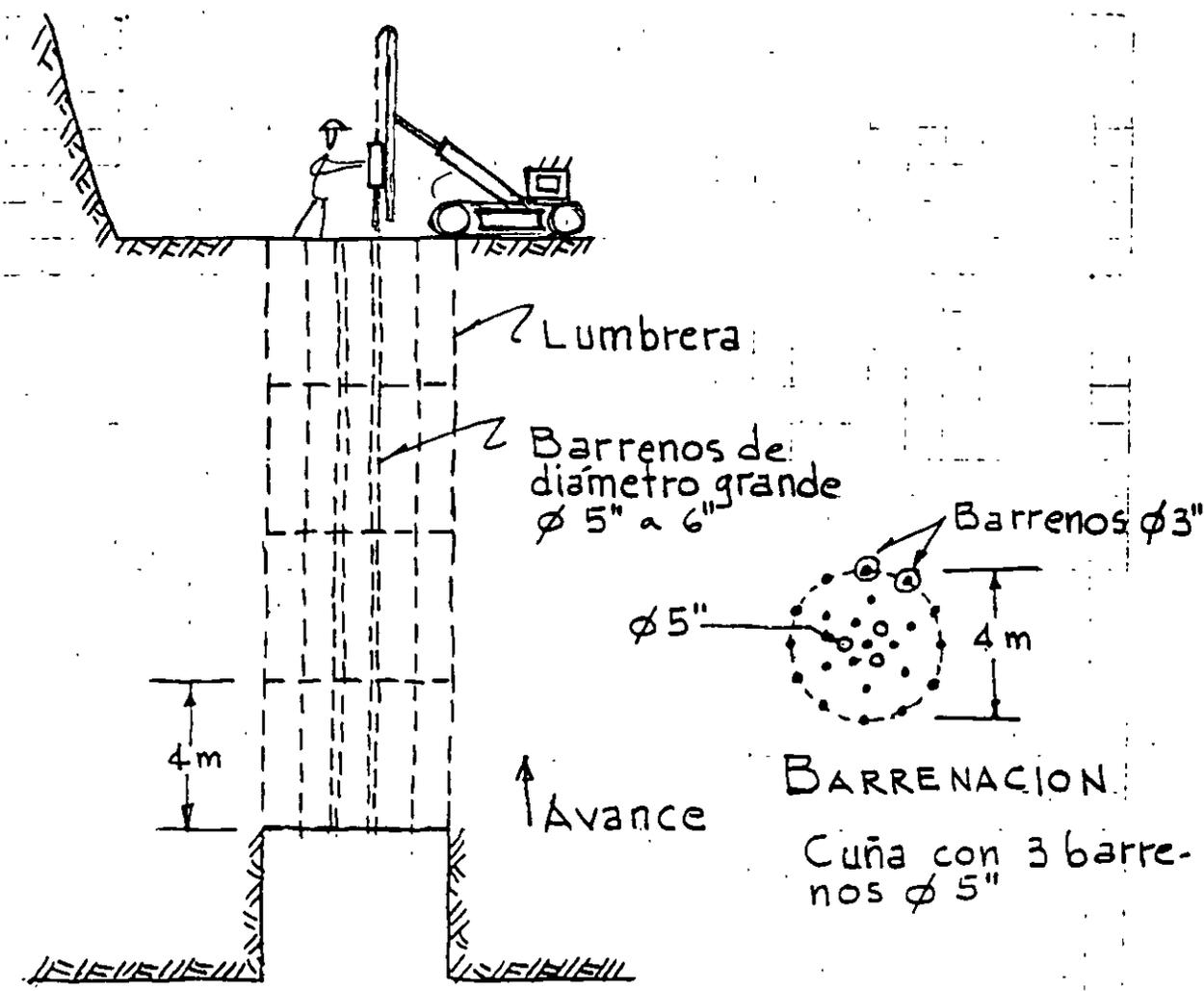
REZAGADORA MECANICA

REZAGADO MANUAL



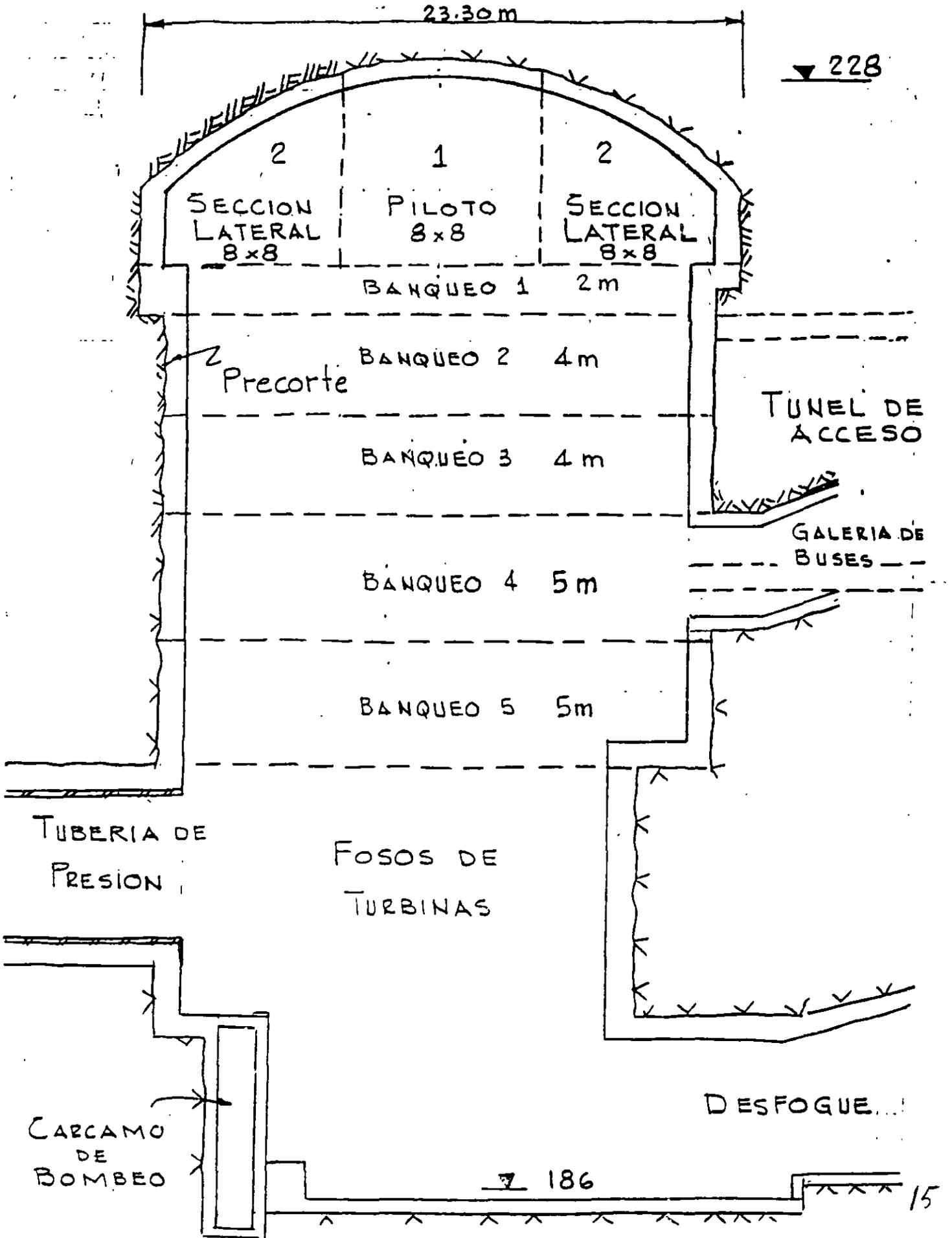
POZO INCLINADO CON EXCAVACION MECANIZADA

LUMBRERAS CON DETONACION HACIA ARRIBA

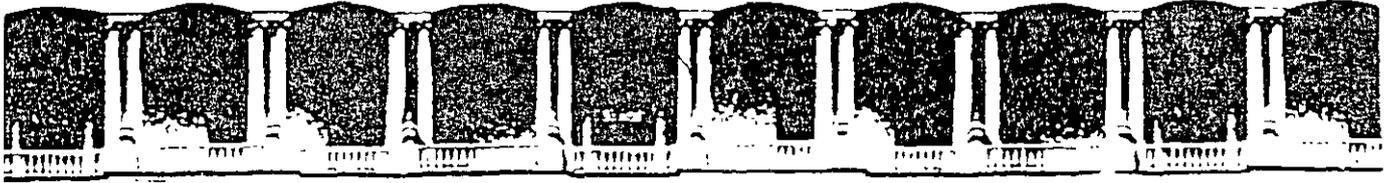


AVANCE VERTICAL HACIA ARRIBA

EXCAVACION DE CASAS DE MAQUINAS



ESQUEMA DE EXCAVACION



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

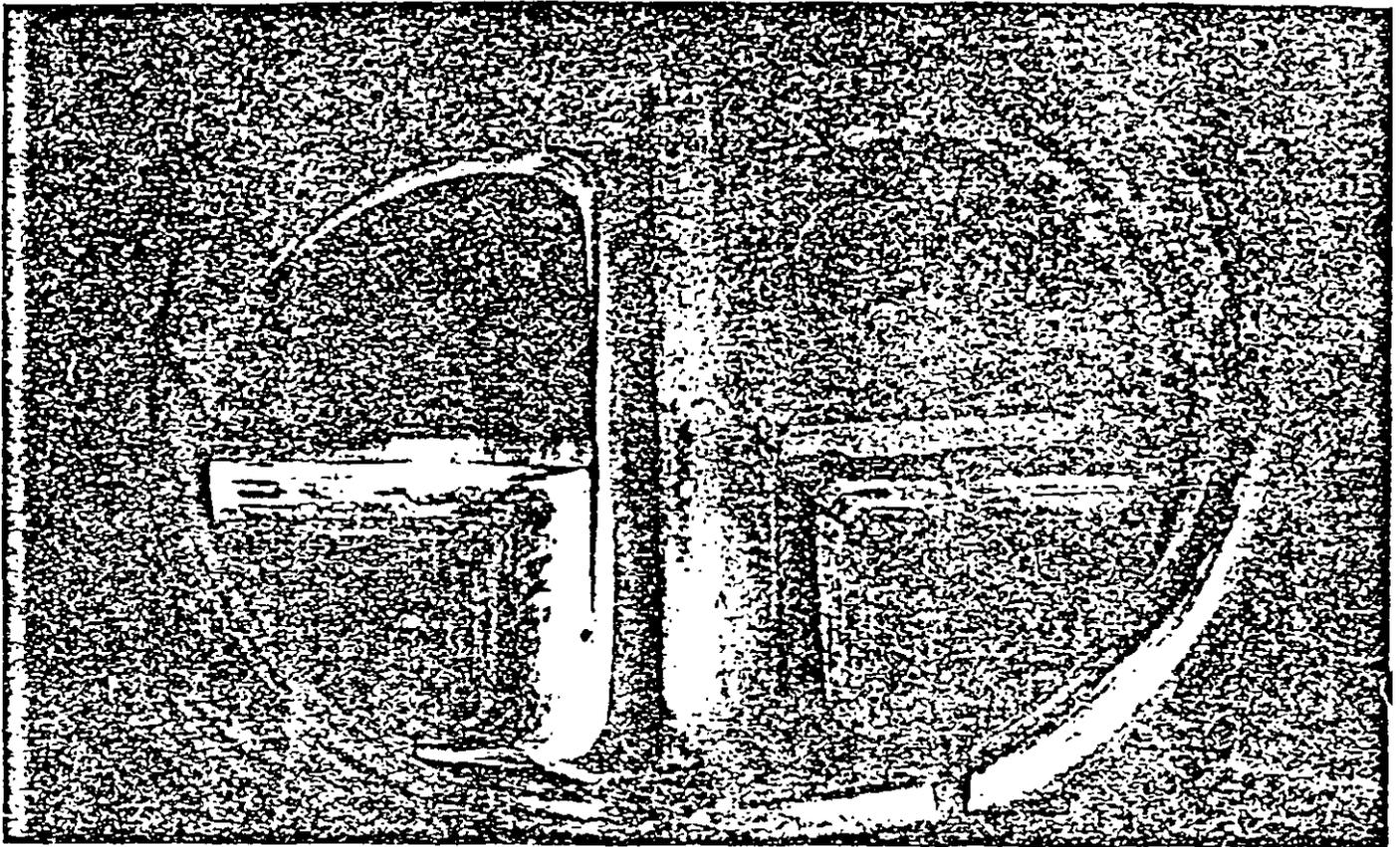
CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

TUNNELLING

**EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**



TUNNELLING

This is the first of two special Water Power features on Tunnelling. Besides articles by Prof. L.v. Rabcewicz, Dr. D. E. Wright, and R. N. Robertson, it contains reports on a variety of machinery and equipment from international manufacturers

Stability of tunnels under rock load

After touching on the main features of the New Austrian Tunnelling Method* the author describes its theoretical and practical development during the last three years. New principles for the design of linings on the basis of failure by shear are explained and proved by model tests. Further examples are given of the recent successful application of the method

By Prof. Dr. techn. L.v. RABCEWICZ

Part I

PRACTICAL EXPERIENCE and theoretical investigations have proved that the rock surrounding a cavity can be transformed into a very effective carrying member, provided that its surface is sufficiently strengthened by a relatively very thin semi-rigid lining or by other similar appropriate means in such a way that permanent equilibrium is obtained after a relatively short time.

General rock-mechanics theory

When a cavity is opened by the process of tunnel driving, the surrounding rock tends to move towards the

zone of weakness from all sides. With a solid stable type of rock, the uniaxial compressive strength of which exceeds the tangential border stresses arising during the stress rearrangement process, equilibrium will occur without using any additional means of protection in a short time without any deformation at all or causing only small movements.

On the other hand with rock of inferior physical properties a lining or other strengthening means will have

* See the author's previous series "The New Austrian Tunnelling Method", WATER POWER, November and December, 1961, and January, 1963

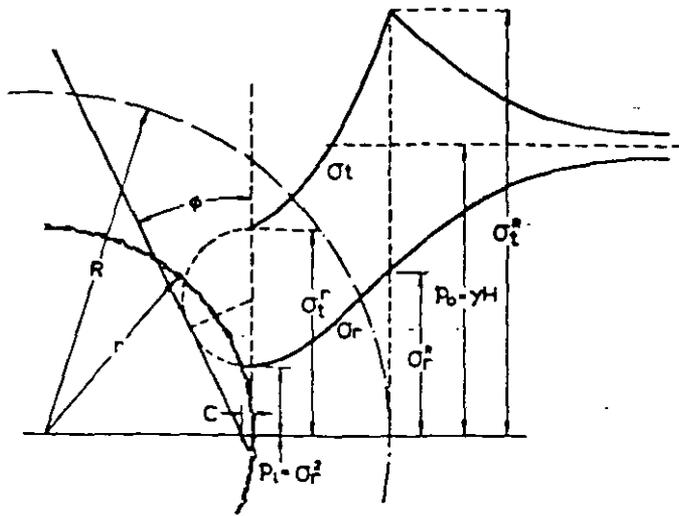


Fig. 1. Schematic representation of stresses around a circular cavity with hydrostatic pressure (after Kastner¹⁵). Key: σ_r = Radial stress, σ_t = Tangential stresses, $p_i = \sigma_r^2$ Required skin resistance, C = Cohesion, ϕ = Angle of internal friction, R = Radius of protective zone, and r = Radius of cavity

to be applied to the surface. As is well known, the behaviour of the surrounding rock is theoretically described (Fig. 1) by the equations of Fenner-Talobre and Kastner

$$p_i = -c \cot \phi + [c \cot \phi + p_0 (1 - \sin \phi)] \left(\frac{r}{R} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}}$$

The border stresses in the protective zone surrounding a cavity decrease while R increases, and the intrados moves uninhibited towards the cavity until a lining provides a suitable resistant radial stress p_i —called skin resistance—and shows up and finally stops the movement. With rock, the internal friction of which is small, the lining has to be closed to a full ring by an invert in order to fulfil its purpose¹⁶.

The graph (Fig. 2) shows how the different values are affected as functions of the time factor T . With a given primary stress condition p_0 , the final magnitude of the radial displacement Δr , of the skin resistance p_i , and of the time of adjustment T depend on the degree of yield of the lining. The stiffer the lining the smaller becomes Δr , the greater p_i , and the shorter¹⁷ the time element T .

In the upper portion of the graph the characteristic curve of Δr as a function of p_i is plotted according to the Fenner-Talobre formula which assumes a constant value of ϕ . Actually ϕ does not remain constant but as r/R decreases, ϕ and the modulus of elasticity E are bound to decrease progressively towards the border of the cavity. The border is further loosened and successfully starts exerting pressure by its weight, which increases rapidly if the movement is not stopped by a suitable support structure.

Taking into account the additional effects of decreasing ϕ and of the loosening, corresponding dashed and dotted summation lines have been plotted on the graph, the latter representing a characteristic curve for uninhibited movement which shows that at a certain value of r/R , p_i becomes a minimum. By stabilising the surface at the right time by a lining of just the right degree of yield, it should be theoretically possible to reach the point of p_i minimum.

Since a lining exerting a small p_i is presumably cheaper than one with a higher skin resistance, this would simultaneously be the most economic solution. To realise this optimum in practice would entail too great an amount of measurement and test work, which would probably neutralise the advantages otherwise gained, and with respect to the range of the admissible Δr together with

the time factor, it is generally advisable to adopt a somewhat higher skin resistance than the theoretical minimum.

The magnitude of Δr is limited not only by minor factors but also by the admissible loosening of the surrounding rock, as explained at great length^{12,16,17}. With the close interaction between the rock and its strengthened surface structure the rock should absorb the compressive stresses while possible tensile stresses due to bending are taken by the lining. But in order to comply with this requirement the surrounding rock must be capable of sustaining triaxial loading, and consequently it must be free from voids, cracks or fissures impairing its capacity to transmit load.

Mechanical process of lining failure

One of the prerequisites to the understanding of the static behaviour of any construction consists in ascertaining how it fails under different loading conditions. Until this is thoroughly studied and understood the structure in question cannot be designed correctly. In the available literature on tunnel linings, failure by bending has been regarded almost exclusively as the critical mode of collapse; that failure by shear is actually the only mode of collapse when the lining extends round the entire periphery of the tunnel section has been completely overlooked. This phenomenon has been repeatedly noticed in practice by the author and treated in papers and at conferences^{10,12,17}.

As will be shown below, a lining can break by bending even in several places without in the least losing its original supporting function. When a lining breaks by bending radial tensional cracks appear accompanied by occasional spalling at the opposite border; this means that joints are being formed.

A series of bending fractures around a lining is equivalent to a multiple-hinged arch structure which adjusts itself

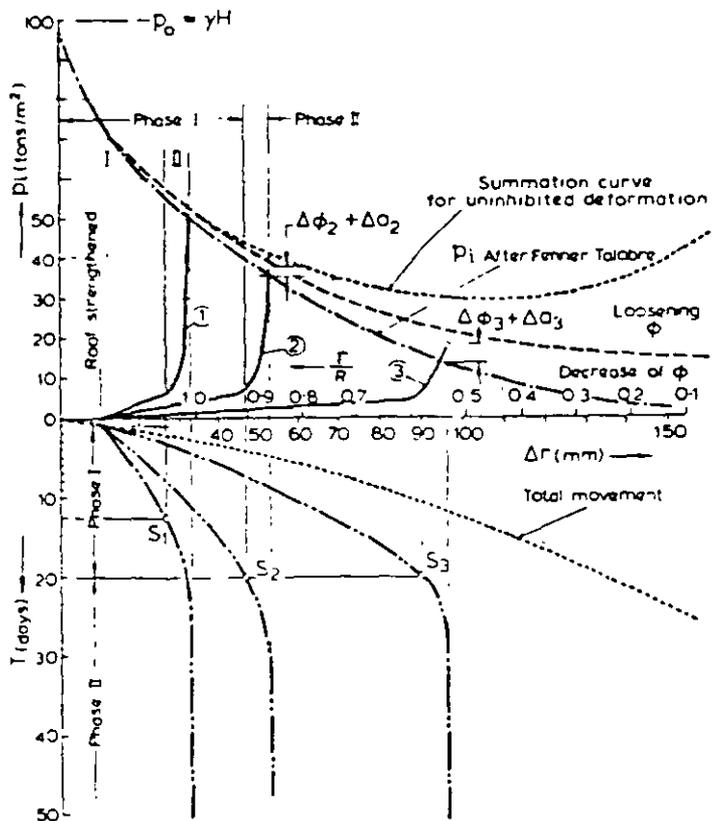


Fig. 2. Schematic representation of reciprocal relationship between p_i , Δr , T , and r/R for linings of different yield (after Pacher). Key: S_1, S_2, S_3 = Application of invert, 1 = slight yield of lining, 2 = medium, 3 = large, Δr = Amount of radial deformation

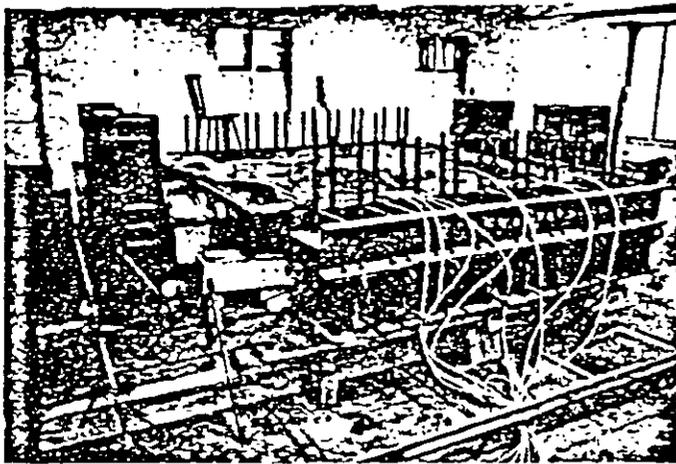


Fig. 3. Testing apparatus installed at the Technische Hochschule, Graz, Austria, to study the behaviour of tunnel linings¹⁷



Fig. 4. Test specimen—concrete ring 20mm thick, 1000mm in diameter and 300mm high—inserted in clay compacted to a primary stress condition. Note the deformation indicators

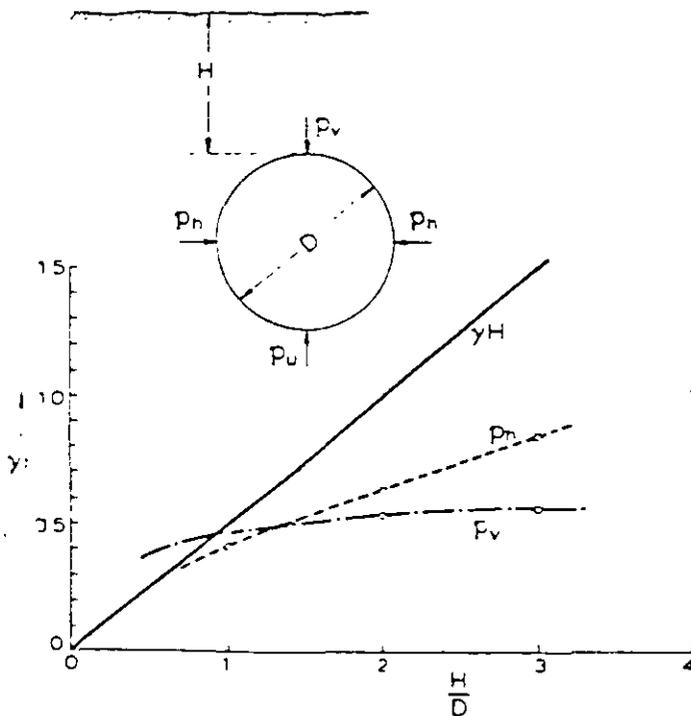


Fig. 5. Relation between radial pressures, p_h acting horizontally and p_v vertically, on a circular tunnel of diameter D and overburden H as a function of H/D (after Bonnard and Recordon¹⁸)

to the play of active and passive forces in the rearrangement process. Decisive failure by shear occurs only under much higher load and is entirely independent of the points where bending cracks have formed.

Model tests

In order to study the behaviour of thin shells as tunnel linings, model tests were commenced in 1966 at the soil mechanics laboratory of the Technische Hochschule in Graz by Prof. Dr. K. Sattler in collaboration with Prof. Dr. Ch. Veder and the author*.

The testing apparatus designed by Prof. Sattler consists of a heavy horizontal rectangular steel frame $300 \times 300 \times 30$ cm in size, one side of which is movable by means of two hydraulic jacks which can exert a pressure of 220 tons/m² on the test material (Figs. 3 and 4). In the following description the movable side will be referred to as the "top", the opposite one as the "bottom" and the remaining sides as the "walls".

The frame is filled with sand, clay or any desired material. After compacting the material to a "primary stress condition", the centre portion is carefully excavated and the test specimen subsequently inserted. For most of the experiments the test specimen consisted of a thin circular concrete ring 100cm in diameter, 30cm high and 10-20mm thick, corresponding to a tunnel of 10m diameter with 10-20cm lining, at the fairly large scale of 1:10.

To prevent breaking of the fragile test specimen during transport and handling, a light wire net had to be incorporated. The space between the test specimen and the border of the excavation, corresponding to the overbreak, is filled and compacted at will.

In designing the apparatus and the scheme of tests we have of course been aware that the radial depth of the material surrounding our test specimen—being one diameter only—would not be sufficient to give results fully corresponding to natural conditions, particularly as concerns the stress conditions in the surround.

Under natural conditions the weight of the overburden is transferred increasingly to the surrounding rock by arch action. As the overburden H increases, the pressure acting at the top p_v soon asymptotically approaches a maximum, while the wall pressures p_w continue to rise almost linearly. The relation between p_v and p_w has been thoroughly studied by model tests and test tunnels during the preliminary investigations of the Donnerbühl tunnel in Switzerland. The results¹⁸ are shown in Fig. 5.

With our testing apparatus, in which H/D is not greater than one, the distributing effect of the overburden is very limited. By increasing the top load to the possible maximum of 220 tons/m², with $\gamma = 2.5$ tons/m³ and $D = 10$ m, the corresponding relation in nature would be $H/D = 8.8$, which is about nine times greater than that of the tests. These considerably altered load conditions in comparison with nature result in a conversion of the deformation process; while with the tests the vertical diameter is always shortened and the horizontal one elongated, in nature, as soon as the overburden becomes somewhat greater than the diameter, this is just the opposite.

Actually the alteration in the load conditions just described does not impair the intended purpose of the first series of the tests, which consisted in studying the behaviour of a thin, flexible shell and the border stresses acting at the extrados up to the point of failure, as well as in studying the nature of the failure.

The tests were carried out in different materials such as sand, clay and gravel. Apart from the concrete rings

* A paper was read at the XVII Conference of the International Society of Rock Mechanics in Salzburg by Prof. Sattler, describing the preliminary results of the tests obtained up to autumn, 1967. Additional comments were presented in another paper, read at the same conference, by F. Pacher, and the author.

Described above, sewer sections and even steel linings of the Armco type were also tested.

From the numerous tests carried out up to the present two typical examples will be chosen which are of particular interest for the problems in question. To represent a thin yielding type of lining a test with a concrete ring 26mm thick bedded in clay will be described. The strength of the concrete was $\sigma_w = 337 \text{ kg/cm}^2$ after 53 days, the soil-mechanics properties of the clay being $\phi = 26^\circ$, $c = 4.5 \text{ tons/m}^2$. The net used to reinforce the ring for handling was $25 \times 12 \text{ mm}$ mesh using 0.7 mm wire. The friction at the border was eliminated by a thin layer of sponge rubber.

The test was started by compacting the clay for 14 days as much as possible to imitate the primary stress condition. After excavating the necessary portion in the centre the concrete ring was placed and the overbreak filled in and compacted slightly. The result of the test is shown in Fig. 6. The graph displays the magnitudes of the radial pressures p_r and the deformations ΔD as functions of the pressure p_o exerted by the jacks.

With $p_r = 21 \text{ tons/m}^2$ the loading process was discontinued, and during the following 39 days the radial pressure was kept at that magnitude. Some further application of the jacks was required during the first 23 days of this period to compensate for the successively decreasing decline in pressure. ΔD increased simultaneously from 12.2 to 14.8 mm. During the following 16 days p_o , p_r , and D remained unchanged.

Thereafter the loading process was resumed until at $p_o = 162 \text{ tons/m}^2$ and $p_r = 86 \text{ tons/m}^2$ the ring failed by shear (Fig. 7). The length of the shear fracture was 45 mm, corresponding to

$$\sin \alpha = \frac{0.02}{0.046} = 0.444 \quad \alpha = 26^\circ$$

$$r \cos \alpha p_r = \frac{d}{\sin \alpha} \tau \quad \text{where } r = 0.5, \alpha = 26^\circ, p_r = 86$$

$$\tau = \frac{0.5 \times 0.9 \times 86}{0.045} = 860 \text{ tons/m}^2 \approx 0.25 \sigma_w$$

Neither in the test described above nor in any of the others carried out under similar conditions did the slightest bending fissures appear until failure by shear occurred. The latter was always accompanied by an explosion-like report. This is particularly remarkable since the deformation of the ring, amounting to 48 mm, corresponded to $4 \times 10^{-2} D$, the strength of the concrete having already reached $\sigma_w = 337 \text{ kg/cm}^2$.

From the result of this test it becomes evident why, with all the shotcrete linings carried out up to now, not a single trace of bending fissures could be observed: First the load in the actual linings was considerably smaller, secondly the deformation was only in the range of 1/10 of the test, and last but not least the substantial creeping of the green concrete favoured the adjustment to the altered state of equilibrium, resulting in a reduction of bending moments.

As a second example a test on a full-scale sewer section will be described representing a rigid unyielding type of lining. This type of sewer—actually used in the city of Graz—had been locally destroyed by irregular settlement of the backfill, and the aim of the tests was originally to study the conditions and give the necessary advice.

From the point of view of tunnel statics several interesting items become apparent from the test (Fig. 8). We have to deal with a rigid unyielding lining the thickness of which amounts to $0.12 D$ in the upper part and $0.31 D$ in the lower, i.e., 6 to 15 times the corresponding relation with the body of the former test.

While with test 1 no tension fissures occurred at all—the body failing by shear at $p_o = 162 \text{ tons/m}^2$ —with test 2 tension cracks appeared at $p_o = 92 \text{ tons/m}^2$. While the pressure was increased, further tension cracks appeared

Fig. 6

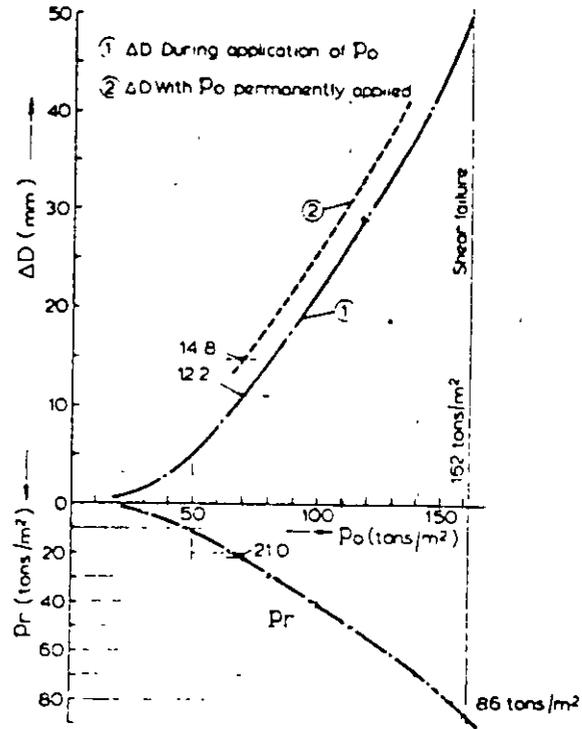
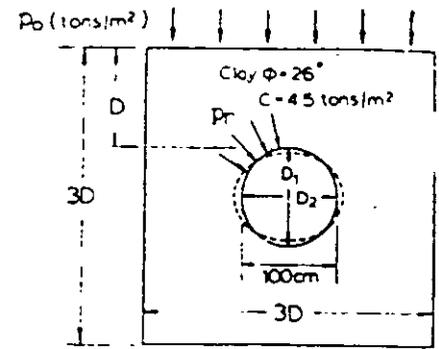


Fig. 6. Test results with semi-rigid lining. Concrete ring diameter = 1000 mm, $d = 20 \text{ mm}$, $\sigma_w = 337 \text{ kg/cm}^2$

Fig. 7. Detail of typical shear failure of test specimen shown in Fig. 4

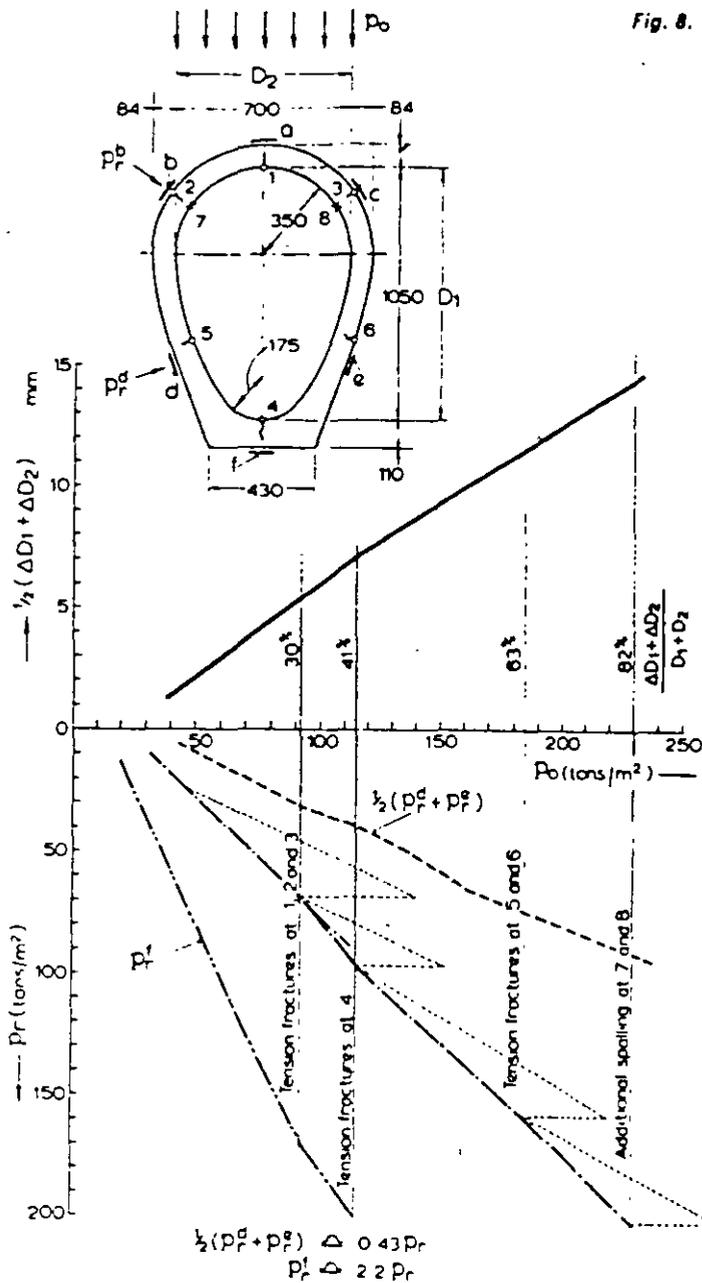
Fig. 8. Test results with a rigid lining (sewer section). Key: 1,2,3,4,5,6 = Tensional fractures; 7,8 = Spalling; a,b,c,d,e,f = Pressure pads; p_o (tons/m²) = Pressures exerted by jacks; p_r (tons/m²) = Radial pressure at estrados

Fig. 9. Schematic representation of the ratio p_r/p_o as function of the radius R and the thickness d of the lining. Key: p_r = Radial pressure, p_o = Pressure exerted by jacks, d = Thickness of lining, R = Radius of lining. $X \square X$ = Values established by tests

Fig. 7



Fig. 8.



Figs. 10 and 11. (Left) Sewer section being tested (note deformation indicators, tension fissures at top, bottom, and walls); (Right) Advanced state of deformation spalling at intrados of walls with pressure pads dismantled

at $p_o = 115$ and 184 tons/m², eventually dividing the body into a six-hinged arch. At 230 tons/m² excessive pressure at the points 7 and 8 caused additional spalling. The test had to be discontinued at that point since the capacity of the apparatus was reached (Figs. 10 and 11).

The ratio p_r/p_o in test 2 is more than twice that of test 1, which means that with a rigid lining much higher radial forces are being formed than with a yielding one. Actually just before the respective failures appeared the pressures p_r reached a peak considerably higher than the registered value, as shown in the graph by a dotted line beside the chain-dotted line of p_r .

In the lower part of Fig. 8 the radial pressures p_r are shown as a function of p_o . The ratio p_r/p_o depends on the thickness of the lining and of the radius. The smaller the radius and the greater the thickness of the lining, the greater the ratio p_r/p_o becomes. The latter is consequently a function of the rigidity of the lining (Fig. 9):

When comparing the magnitude of deformations it becomes apparent that those of test 2 are relatively much smaller than those of test 1, amounting only to 70 to 50% of the former. The reason is given principally by the difference in the coefficient of subgrade reaction, the magnitude of which was approximately 2kg/cm^3 for test 1 and 16kg/cm^3 for the tightly compacted gravel of test 2.

The results of test 2 allow us to draw some conclusion regarding the applicability of thick unyielding linings:

Tension fissures are admissible insofar as they do not impair the carrying capacity of the lining. With rigid types of linings unnecessarily high radial stresses cause tension fissures even with relatively small loads. Since the remaining carrying portion of the section, reduced in this way to a fraction of its original thickness, is still sufficient to stabilise the structure permanently, a thick lining means only a waste of material and is consequently utterly uneconomic.

Although the use of multiple-hinged arches as linings has occasionally caused inadmissibly large deformations—e.g., with highly squeezing or swelling rock, excessive loosening or in similar exceptional cases—the percentage of these cases is so low as to be left out of consideration.

But in more than 99% of the geological conditions in which the Austrian Tunnelling Method has been applied, it has been found without exception that the degree of yield has been of the order of millimetres or occasionally centimetres, corresponding to 1 to $4 \times 10^{-3}D$. With yields of this order, deformations of any importance are out of the question.

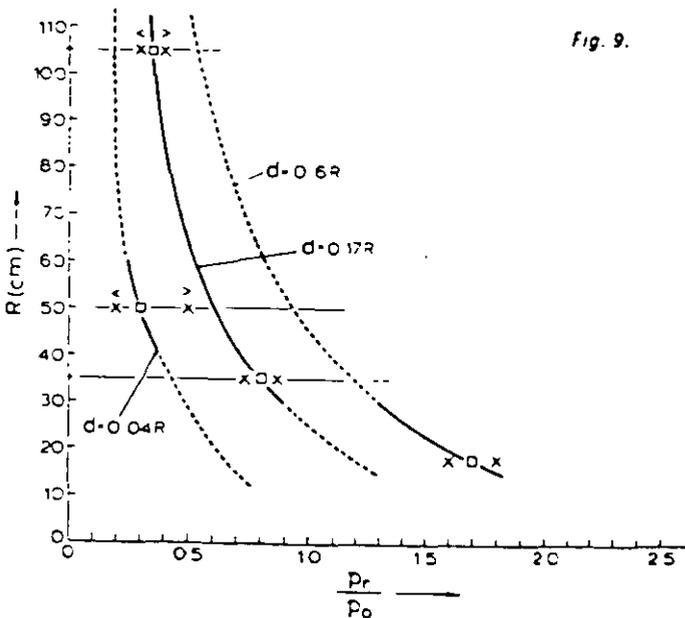
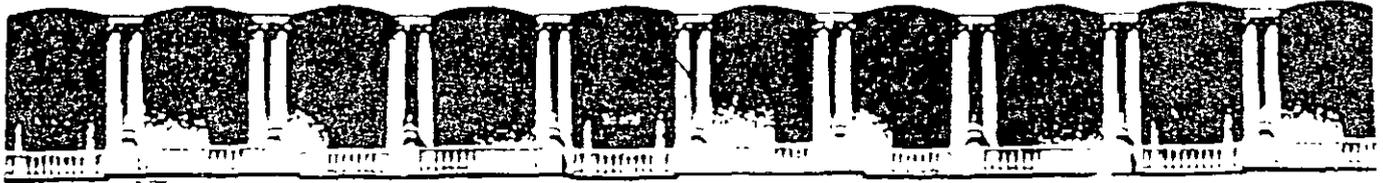


Fig. 9.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

STABILITY OF TUNNELS UNDER ROCK LOAD

**EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

Stability of tunnels under rock load

This second instalment presents some theoretical analyses of the strength of linings and anchors and discusses a new method of design based on data collected on failure by shear. The effect of the contact between lining and rock on tunnel behaviour is also examined. A type of strengthening is described consisting of system anchoring combined with shotcrete which takes advantage of the property of rock to stabilise itself by yielding

By Prof. Dr. techn. Dr.h.c. L.v. RABCEWICZ

Part II

THE BEHAVIOUR of a thin lining applied to the surrounding rock under different conditions of support has been examined mathematically by Sattler¹⁷. The particular aim of the investigation was to explain why seemingly very thin shotcrete linings as used in many underground works—among them the Massenbergl and Schwaikheim tunnels—obviously reached permanent equilibrium without anywhere exceeding the ultimate stress limit.

A static system has been chosen for this purpose, supported and loaded in various ways as shown in Fig. 12 and described here

A concrete lining supported elastically at the points 4 to 10 is acted upon by a single load of 35 tons near the top (Fig. 12a). To imitate the particular geological conditions of the Schwaikheim tunnel—the greatest part of the section consisting of clay with a small sill of limestone—the degree of yield of the surround had been assumed very unfavourably as follows: 0.2mm/kg/cm² at the bottom (points 9 and 10) and 10 lmm/kg/cm² at the walls and the roof (points 1 to 8). The contact between the concrete shell and the rock is considered to be frictionless, the E value of the concrete being 200 000kg/cm²

The curve of bending moments resulting from the calculations shows that a maximum positive moment of 13.3 ton-metres just below the point of action of the load changes almost to a negative one.

To show the very important influence of the method of support, the same structure has been calculated when supported elastically at the points 8 and 10 only. The magnitude of the moment in this case is trebled (Fig. 12b). If on the other hand a rigid support is provided at the points 4 to 10 the moments disappear almost entirely, the line of thrust following the axis of the lining from point 5 downwards (Fig. 12c).

In Fig. 13 the influence of a continuously distributed load on the curve of moments can be seen, the structure again being supported elastically at the points 4 to 10. The magnitude of load distribution has also been plotted for this case. The maximum moment at 13.6 ton-metres—which is not a very high value—is almost the same as with the single load, but the neighbouring negative moments become considerably smaller.

The assumption on which the calculations are based, that there is no friction between lining and rock, is of course not realistic. Particularly with modern lining methods there is always a very close bond between the two constructional elements either by directly placing the concrete on the irregular rock face or, when using precast concrete elements, by grouting the space between lining and rock.

The tangential forces acting at the contact surface between lining and rock prevent one deforming independently of the other. Owing to the close interaction between the constructional elements we have to deal with a real bond structure comparable to the behaviour of reinforced concrete

But supposing that—against all practical and experimental experiences—the calculated moments should actually arise, then a pure bending moment of 14 ton-metres, assuming a lever arm of only 50cm, would produce a compressive force of 28 tons in the rock and a tensile force of the same magnitude in the lining. The tensile stress in the 20cm-thick concrete lining would thus amount to $28.0/100.20 = 14\text{kg/cm}^2$ which is well below the bending tensile strength.

In any case a tensile stress as high as this can never arise, since it is always substantially reduced by the superimposed compressive stresses due to the normal arch-effect

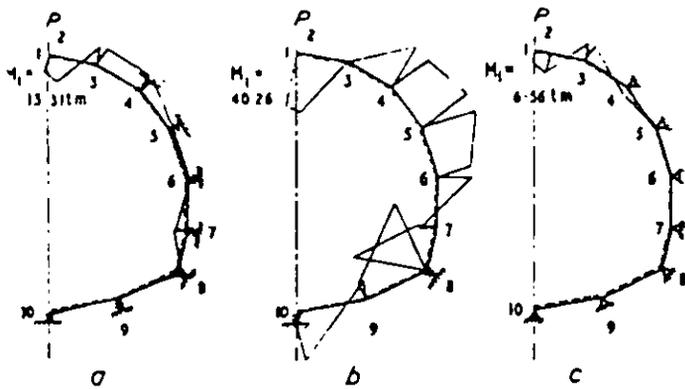


Fig. 12. Moments arising from a single load of 35 tons near the top with different methods of support: (a) Elastic support at points 4 to 10 (b) elastic support at points 8 and 10 only, (c) rigid support at points 4 to 10 (after Sattler)

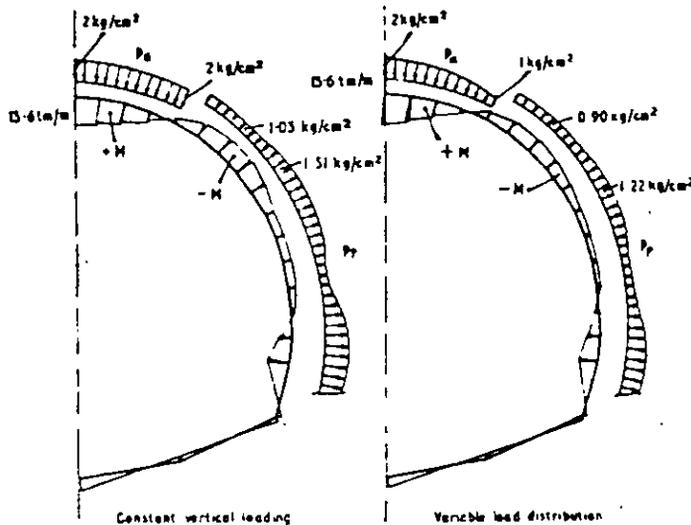


Fig. 13. Moments and load distribution along circumference. Structure supported elastically according to Fig. 12a. Continuous load $p_z = 2\text{kg/cm}^2$ at top causes passive reaction p_r at walls (after Sattler)

forces.

These theoretical investigations regarding the magnitude and distribution of bending moments with thin concrete shells such as tunnel linings clearly explain why in none of the tunnels constructed up to the present in accordance with modern principles has a single trace of tensile strain been discovered.

Sattler further entirely confirmed the principle, established by the author, that a tunnel lining extending round the entire periphery can break only by shear. This failure takes place along the Mohr planes at a small angle of 20 to 30° to the axis of the lining¹⁰. Cones are formed in the rock on both sides of the cavity perpendicular to the main direction of thrust, and after having been rendered plastic are forced towards the interior. The point of failure is situated close to the main axis.

The following equation established by Sattler allows any lining to be designed very simply by calculating the load causing rupture by shear; or on the other hand, by measuring the magnitude of σ_r the degree of safety can be determined (Fig. 14) from the following formula:

$$\sigma_r \frac{b}{2} = \frac{d}{\sin \alpha} \cdot \tau_B, \quad d = \frac{\sigma_r \cdot b \sin \alpha}{2\tau_B}$$

where σ_r = radial pressure exerted on the lining, to be obtained by measurement; τ_B = shear strength of lining material, for concrete $\tau_B = 0.2 \cdot \sigma_c$; σ_c = compressive

strength of concrete: $\frac{d}{\sin \alpha}$ is generally greater than $2 Sd$,

and $\alpha \leq 23^\circ 6'$

Example: $r = 5.0\text{m}$, $b = 2 \times 5.0 \times \cos 23^\circ 6' = 9.15\text{m}$
 $\tau_B = 0.2 \times 3000 = 600 \text{ ton/m}^2$, $\sigma_c = 60 \text{ ton/m}^2$
 $d = \frac{60 \times 9.15 \times 0.41}{2 \times 600} = 0.18\text{m}$

The behaviour of steel reinforcement, such as ribs or bars, embedded in concrete linings is different from that of the concrete as soon as the latter starts to fail. Then the interaction between concrete and steel ceases and the steel starts bending and buckling. The shear strength of steel can consequently not be utilised fully, since its support can only be reckoned with up to such a state of stress (τ_{ST}) as corresponds to the deformation at the moment of failure of the concrete.

$$\tau_{ST} = \frac{\tau_B E_{ST}}{E_B} = 15\tau_B$$

The increase of radial pressure that can be carried by steel reinforcement can be evaluated as follows:

$$\Delta \sigma_r = \frac{2F_{ST} \tau_{ST}}{b \sin \alpha} = \frac{2F_{ST} 15\tau_B}{b \sin \alpha}$$

Example: Reinforcement: steel ribs, $G = 21\text{kg/m}$, $F = 26\text{cm}^2$, spaced 1.5m between centres.

$$F_{ST} = \frac{26}{1.5} = 17.4\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\tau_{ST} = 15 \times \tau_B = 15 \times 600 = 0.9 \text{ tons/cm}^2, \quad b = 9.15\text{m},$$

$$\alpha = 23^\circ 6', \quad \sin \alpha = 0.41$$

$$\Delta \sigma_r = \frac{2F_{ST} \tau_{ST}}{b \sin \alpha} = \frac{2 \times 17.4 \times 0.9}{9.15 \times 0.41} = 8.5 \text{ tons/m}^2$$

Though the static effect of steel reinforcement with shear is relatively small, the increase of safety—protection of the crew against sudden rockfall—gained thereby is considerable, provided the ribs are anchored suitably to the rock and the surface covered by wire netting.

Further very interesting mathematical investigations have been carried out by Guisant and Gétaz at the Polytechnic University of Lausanne when they designed the "de Gilion" freeway tunnels near Montreux (Switzerland)²⁰.

With reference to Szechy¹⁹ the magnitude of the moments and border stresses have been plotted as a function of the coefficient of the subgrade reaction k and of the thickness of the lining d . The same static system had been used for this purpose as is shown in Fig. 13.

From these studies the following important rules can be drawn: The moments start increasing rapidly if the coefficient of subgrade reaction k becomes lower than 10kg/cm^3 . Further, the greater the thickness of the lining and the lower the value of k , the greater become the moments (Fig. 15). Applied to construction operations these rules mean: make your lining as thin as possible and choose methods which avoid any detrimental loosening of the surrounding.

Stabilising effect of anchoring

As is well known, two different types of rockbolting are employed: local protection by bolting and system anchoring. In the first case, only locally-loosened pieces of rock are fastened to the surface to safeguard its original bond. System anchoring, on the other hand, uses a series of radial anchors placed at regular centre distances to prevent a zone of a certain width around the cavity—the so-called "carrying ring"—from expanding unnecessarily and p: disintegrating.

In this way normal forces are created in the carrying ring either actively by prestressing or passively, converting the ring into a very effective means of stabilisation. In the following discussion only system anchoring will be dealt with. It can be carried out either by expansion bolting in

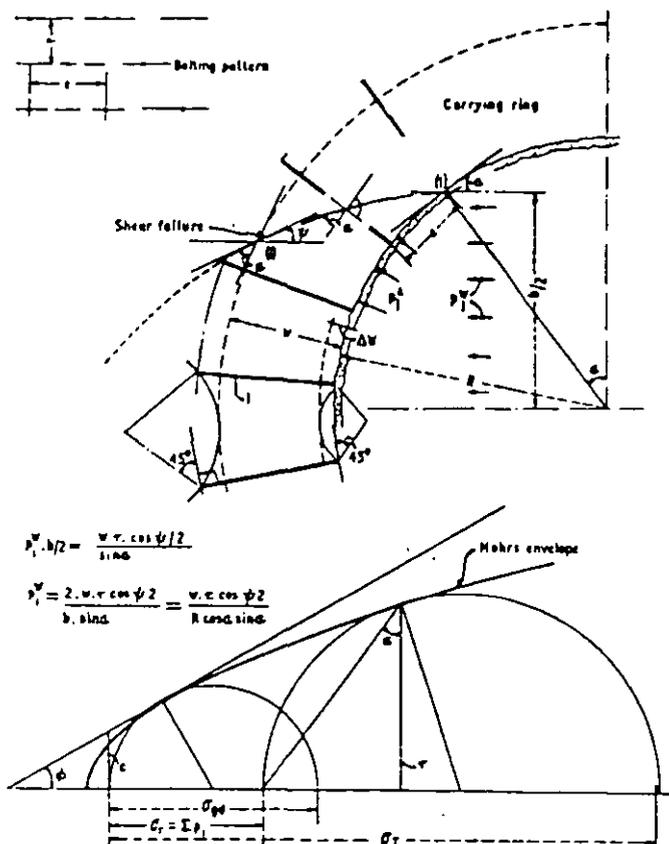


Fig. 16. Stabilising effect of anchoring

and inserting for σ , the ultimate lining resistance Σp_i (the combined effect of anchoring, shotcrete and possible steel reinforcement) means that the lining resistance of the carrying ring is calculated with a certain margin of safety.

The excess of safety gained in this way depends on the degree of increase of σ , from the border outwards, and of the deflection of the characteristic curve of rock from the side of the angle φ . The less σ_r increases and the greater the deflection of the characteristic curve, the smaller is the error made by the assumed simplification. Greater accuracy will be obtained by gradually adjusting the methods of computation to the results of the measurements concerned.

In general, when considering the margin of accuracy of the many parameters involved in rock-mechanics computations, even a very simplified description of a mechanical procedure serves its purpose as well as any complicated mathematical calculation. The way in which the lining resistance of the carrying ring is effected by the different parameters is shown in Fig. 17.

These considerations allow the following conclusions to be drawn: the diameter of the hole should be as large as possible; the bond between mortar and rock should be improved by dry drilling and possibly by creating additional irregularities in the surface; and furthermore, σ_r and σ_ϕ should be kept as large as possible, which can be accomplished by applying the reinforcement in the minimum of time.

The plate is subjected to quite a heavy load. For instance, in the case of Fig. 21, described later, the plates of the Perfo anchors, which were originally flat, were

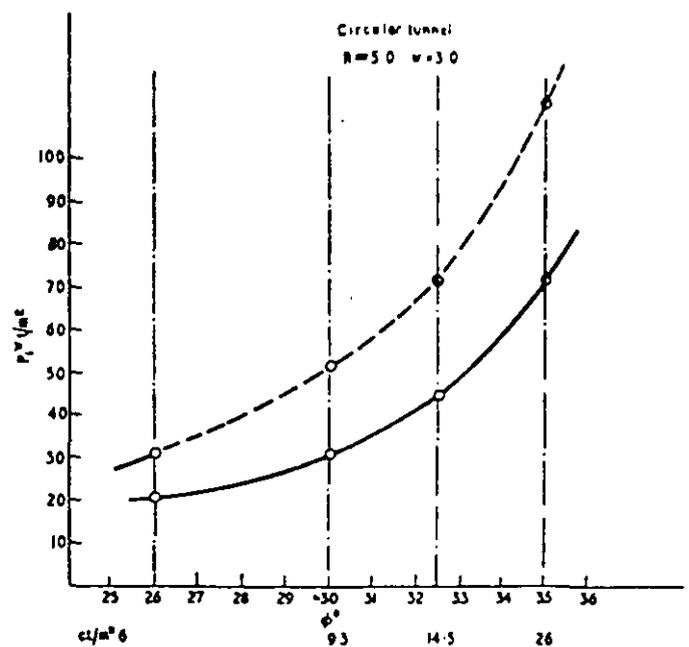


Fig. 17. Lining resistance of carrying ring as a function of ϕ , c and p_1 . Key: — p_1^v for $p_1^A = 13 \text{ tons/m}^2$. - - - p_1^v for $\Sigma p_1^A + p_1^B = 46 \text{ tons/m}^2$

deformed to spherical segments and some of the anchors failed at the thread.

The conditions can be met much better by the SN anchor* (Fig. 18) than with Perfo anchors. With SN anchors the friction between mortar and rock can be increased very effectively by widening the hole locally by firing small shots using detonators only, or possibly adding tiny charges of sections of cartridge (Fig. 19).

To check the suggestions made above to calculate the effect of anchoring and to give them the necessary realistic basis a good deal of testing and research work still remains to be carried out. Very little has been done up to now; existing methods should be extended and improved, and the distribution of forces along the anchor could be measured by multiple extensometers.

Failures of conventional temporary supports (timber framing, steel arches, etc.) usually cause complete collapse of the tunnel, seriously endangering the safety of the working team. Even with modern driving methods collapses have occasionally occurred, particularly when the work had been carried out incorrectly, disregarding the main principles of the method, especially that of closing the lining to a complete ring in a minimum of time.

Once the outer lining has been completed and the surrounding rock conscientiously grouted, a possible failure by shear—as we know from experience—does not give rise to any danger to the team nor is it likely to derange the course of the work. The reason lies in the way that such a shear break occurs.

A shear failure usually starts by an initially almost imperceptible fissure close to the crown. A knife-sharp edge is formed, which slowly rises above the opposite surface. Frequently the release caused by a small displacement is sufficient to stabilise the structure permanently. The velocity of deformation in such cases is usually very small amounting to a few mm per month, which generally slowly decreases to a fraction of the original movement.

A typical example of this is shown in Fig. 20, and an exactly similar failure happened in a railway tunnel in Iran. Combined squeezing and swelling of a fine laminated argillaceous schist, dipping almost vertically with a strike parallel to the axis caused the 80cm-thick concrete lining to shear off symmetrically at both sides of the crown. The velocity of deformation in this case was very small. From the time the first fissure was observed up to the state shown

* The SN anchor was developed during the construction of the Stormorffors hydro-electric scheme in northern Sweden. The hole drilled normally is filled with the aid of a plastic tube inserted right to the end of the hole, the mortar being forced in by a simple compressed-air-powered device, aided by a hand-driven cordless screw. Simultaneously with filling the hole the plastic pipe is successively withdrawn and the steel anchor subsequently driven in.

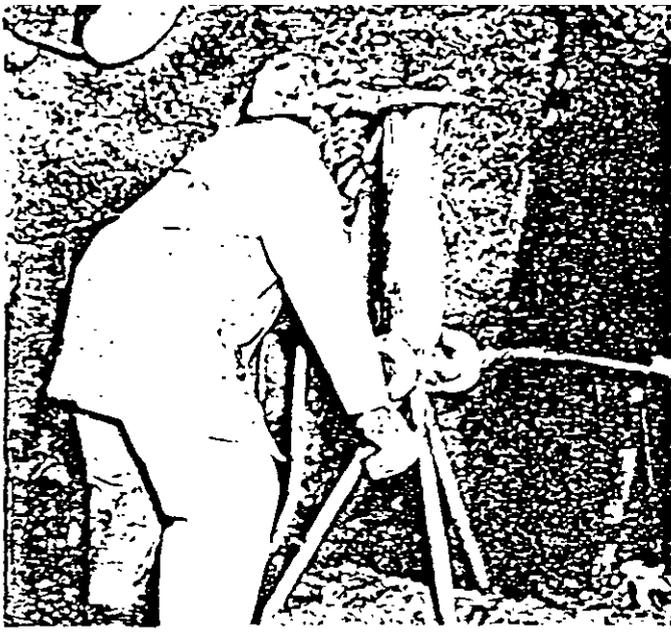


Fig. 18. Pneumatic hand-aided device to fill holes with mortar with SN anchoring

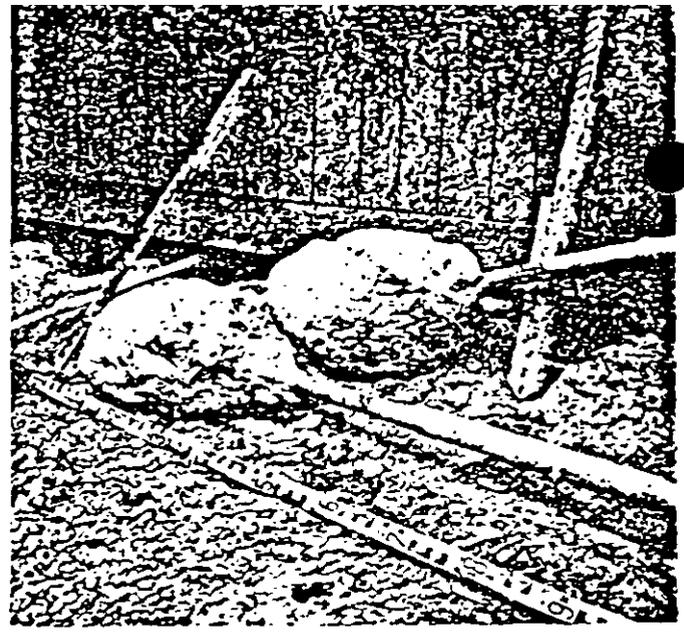


Fig. 19. SN anchoring, result of widening of borehole by small shots, subsequently filled with cement mortar



Fig. 20 Typical shear failure in a tunnel in the United States³. Similar failure occurred symmetrically on both sides of the crown for a length of 200m in tunnel No. 36 of the Trans-Iranian Railway (north line)¹⁰

in the picture more than one year had elapsed. The damage caused no trouble to the traffic, so the trains could circulate through the 200m long damaged portion without any hindrance¹⁰.

Another example is given in Fig. 21. A 5m-diameter free-flow tunnel near Innsbruck was driven through a contact zone of highly-altered mylonitised phyllite about 200m long, preloaded originally by more than 1000m of ice, the actual overburden being about 200m. The phyllite had the appearance of very stiff clay, the soil-mechanics properties of which were: $\phi = 25^\circ$, the water content in situ = 3.5%, and the volume of voids = 0.16.

The tunnel had been driven full-face by blasting. The face needed no support at all, but the crown, walls and invert had been covered competently immediately after exposure by a 15cm-thick shotcrete lining. Three to five days afterwards the shotcrete had been severely crushed

by shear simultaneously at various places on the circumference. The velocity of deformation immediately after the failure may have amounted to several mm a day, decreasing very rapidly to a few mm per month, to come almost to a complete stop after a period of six months.

In the whole critical zone measuring sections have been established at distances of 10m by placing Perfo anchors at the corners and measuring the diameters d_1 and d_2 , the chords s_1 and s_2 , and the protruding portions of the anchors a as functions of time. A typical example of the results of these measurements is given in Fig. 22.

All the graphs show invariably that shortly after the lining had been closed by the invert, the movements decrease suddenly coming almost to a complete stop after a short time, in spite of the fact that the lining has been thoroughly and severely fractured by shear. The described procedure of stabilisation of cavities with shear-fractured



Fig. 21. Shear failures in a free-flow tunnel near Innsbruck, Austria (Untere Sill hydro scheme) when crossing a zone of pre-loaded mylonitised phyllite

lining caused by release is not an exception but can be considered as a generally valid rule, provided the damaged lining does not fall down locally, laying bare the rockface and causing the rock behind to disintegrate and thus interrupt the arch effect.

This well known capacity of the rock to stabilise itself by a small release is impressively represented by a classical example by Fenner shown in Fig. 23. It can be seen from the graph that a release of 6mm, corresponding to a shortening of the diameter of only 2%, reduces the required skin resistance to about 50%. With $\Delta r = 6\text{cm}$, p_H decreases to 17%.

These principles of self-stabilisation applied to the design of cavities in bad rock can be used to advantage very economically by using a system-anchored carrying ring as the principal stabilising means. The surface of the ring is protected by a thin cover of shotcrete reinforced by a net (Fig. 24). This type of lining has repeatedly been employed successfully, even in difficult cases of squeezing and swelling rock^{4,12,16}. At the right side of Fig. 24 the mechanical process of stabilisation is represented schematically.

In the first stage, just after exposing the rockface by a new round, the tangential borderstress $\sigma_r^{I,1}$ greatly exceeds the uniaxial compressive strength of the rock, while the radial border stress $\sigma_r^{I,1}$ is zero. In order to stabilise this unstable situation a carrying ring is made by mortar-embedded system-anchoring and the surface is protected by a thin layer of shotcrete.

While these works are being carried out, up to the time when the rearrangement of forces is complete, the plastic border zone expands and moves towards the cavity causing the radius R^I of the protective zone to increase to R^{II} . Simultaneously, the tangential border stresses $\sigma_r^{I,1}$ and the radial stresses at the periphery of the carrying ring $\sigma_r^{I,1}$ decrease, while the radial border stresses $\sigma_r^{I,2}$ rise.

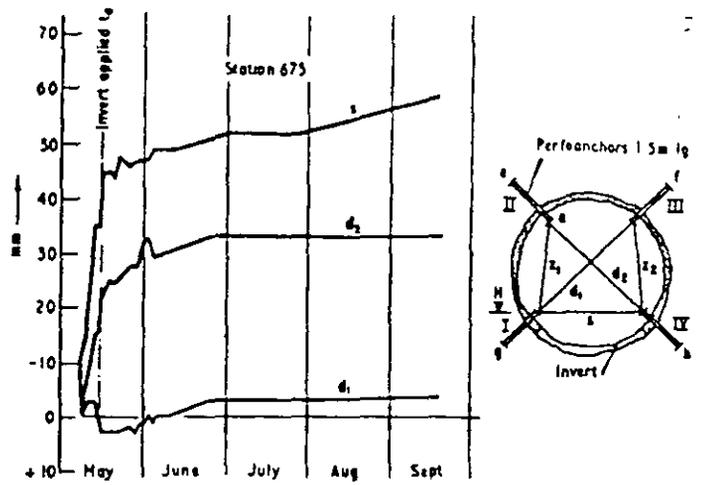


Fig. 22. Free-flow tunnel at Untere Sill. Typical measuring results of deformation of circumference.

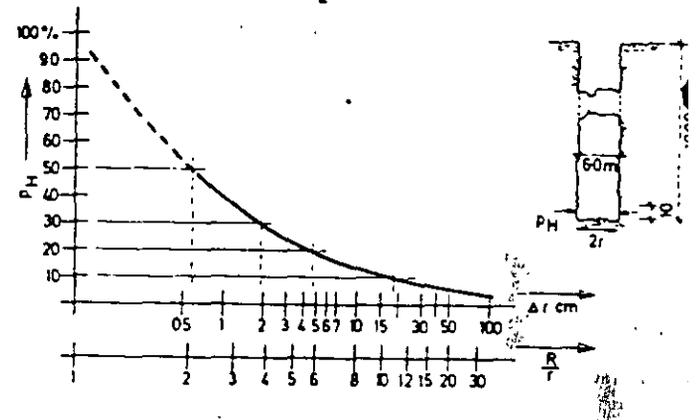


Fig. 23. Decrease of radial border stresses p_H as function of release deformation (after Fenner). Key: Shaft $\sigma = 6.0\text{m}$, $H = 1000\text{m}$, $\lambda = \frac{p_H}{p_r} = 0.354$, $p_r = \gamma H = 2400 \text{ tons/m}^2$, $R = \text{radius of protective zone}$

With the shotcrete gaining strength, the movement at the border comes slowly to a halt, causing the radial and tangential border stresses to increase to the values of final equilibrium ($\sigma_r^{I,III}$, $\sigma_t^{I,III}$).

The examples described above are only a small selection of the many cases which the author has had the opportunity to observe, and they all without exception confirm the rule that shear failures, although involving definite destruction of the lining, are entirely harmless to the workmen and the course of the work.

These experiences can be used very effectively to study the behaviour of various types of rock under different geological conditions with the intention of establishing the most economical design of protective lining to suit the particular conditions. Such studies, together with the simultaneous measurement of deformations and stresses enable typical values for individual cases to be collected, and ultimately the most economical design of lining can be established, based on sound scientific-empirical methods instead of on mere guesswork.

Terzaghi said a quarter of a century ago: "There is little doubt in my mind that the forces which act on the tunnel are very much smaller than those assumed by the designers. . . . In order to avoid the risk of failure in spite of our ignorance, the designers are obliged to assume

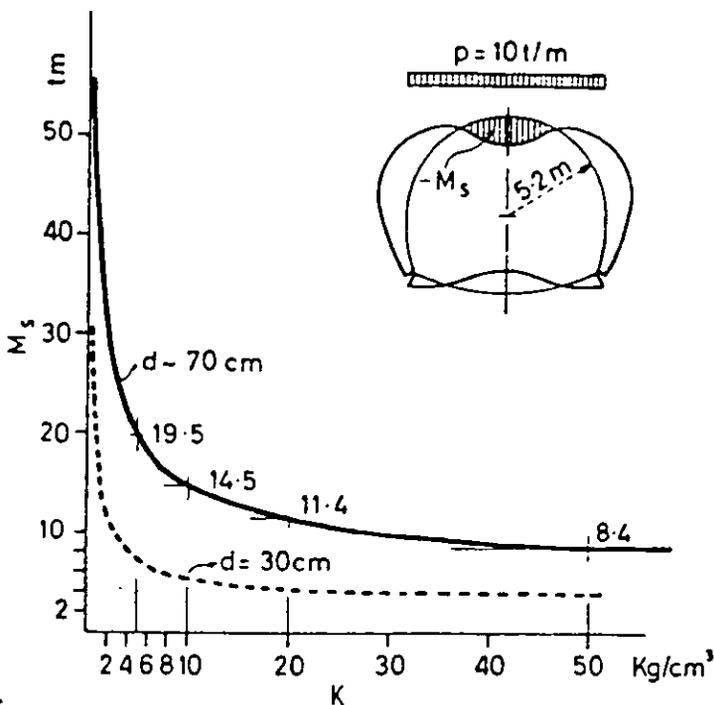


Fig. 15. Top moments M_s for a high road tunnel charged by a continuously distributed top load of 10 tons/m² as function of the coefficient of subgrade reaction k and the thickness of the lining d (after Guisant and Gétaz)

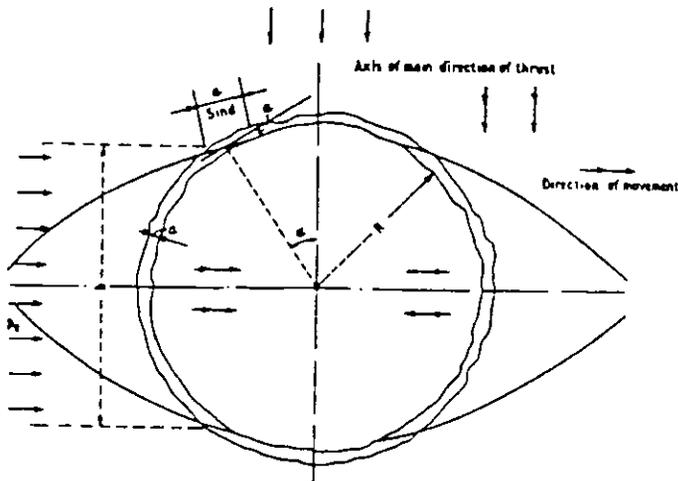
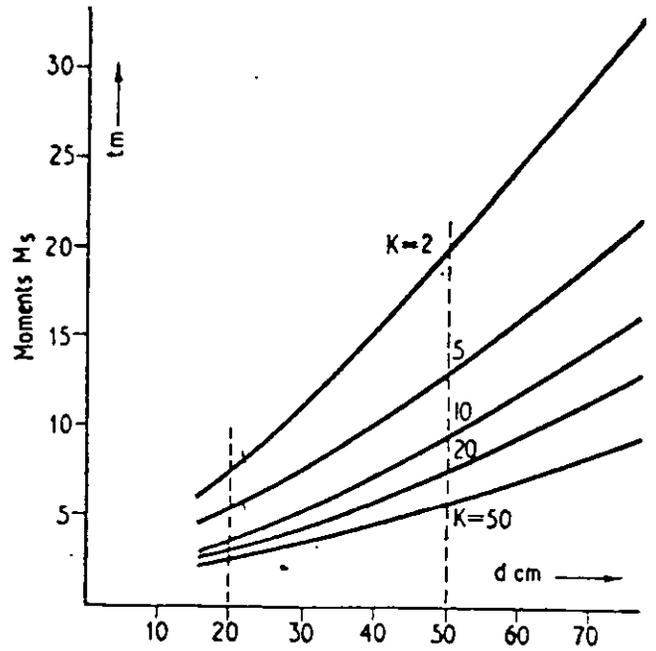


Fig. 14. Hypotheses of shear failure (after Rabcewicz and Sattler)

d (m) = diameter of anchor
 f_{ST} (cm²) = surface of anchor
 $\sigma_{p^{ST}}$ (tons/cm²) = elastic limit of steel

By triaxial tests the values of φ , c and σ_{ed} , as well as the characteristic curve of the rock concerned, can be established. By means of the Mohr's circle for any given radial stress σ_r , the corresponding values of σ_t , τ and α can be determined and the curve of shear failure can be plotted (1-1 in Fig. 16).

The point where the shear plane runs off the border is given by the angle α , the lower side of which coincides with the direction of movement.

The lining resistance of the carrying ring results from the following condition of equilibrium:

$$\frac{rw \cos \psi / 2}{\sin \alpha} = p_i \cdot \frac{b}{2}$$

$$\therefore p_i = \frac{2rw \cos \psi / 2}{b \sin \alpha}$$

for a circular cavity: $\frac{b}{2} = R \cos \alpha$

$$\therefore p_i = \frac{rw \cos \psi / 2}{R \cos \alpha \sin \alpha}$$

Example: $R = 5$, $l = 3.5$, $w = 3.0$, $e = 1.4$, $\sigma_{p^{ST}} = 5.0$, $f_{ST} = 5.3$, $\varphi = 30^\circ$, $c = 9.3$, $\sigma_{ed} = 32.2$

$$\sigma_r = p_i \cdot A = \frac{5.3 \times 5.0}{1.4 \times 1.4} = 13 \text{ tons/m}^2,$$

$\sigma_t = 67 \text{ tons/m}^2$, $\alpha = 33^\circ$, $\tau = 24.7 \text{ tons/m}^2$, $\psi = 46^\circ$, $\psi/2 = 23^\circ$

$$p_i = \frac{3.0 \times 24.7 \times 0.92}{5.0 \times 0.84 \times 0.54} = 30 \text{ tons/m}^2$$

When the tunnel is additionally lined by shotcrete ($d = 10\text{cm}$) an additional resistance is exerted to the surface of:

$$p_i' = \frac{2.5 \times d \times \tau_B}{5.0 \times \cos \alpha} = \frac{2.5 \times 0.10 \times 600}{5.0 \times 0.84} = 36 \text{ tons/m}^2$$

$$\sigma_r = \Sigma p_i = p_i + p_i' = 13 + 36 = 49 \text{ tons/m}^2,$$

$$\psi = 34^\circ, \psi/2 = 17^\circ$$

$$\sigma_t = 141 \text{ tons/m}^2, \alpha = 37.5^\circ, \tau = 44.5 \text{ tons/m}^2$$

$$p_i = \frac{3.0 \times 44.5 \times 0.96}{5.0 \times 0.79 \times 0.61} = 53 \text{ tons/m}^2$$

Actually σ_r , σ_t and τ increases from the border towards the interior of the rock. Determining the values of τ and α ,

chemically sound rock or by anchors embedded in cement mortar in soft rock.

The lining resistance exerted by the anchors placed at the distances "e" and "l" and stressed to the elastic limit (Fig 16)³ is given by:

$$p_i A = \frac{f_{ST} \sigma_{p^{ST}}}{el}$$

where,

$p_i A$, $p_i S$ (tons/m²) = lining resistance of anchors, resp. shotcrete

σ_t (") = tangential stresses at carrying ring

σ_r (") = radial stresses at carrying ring

σ_{ed} (") = uniaxial compressive strength of rock

c (") = cohesion of rock

τ (") = shear strength of rock

φ (°) = angle of internal friction

w (m) = width of carrying ring

p_i (tons/m²) = lining resistance of carrying ring

l (m) = length of anchor

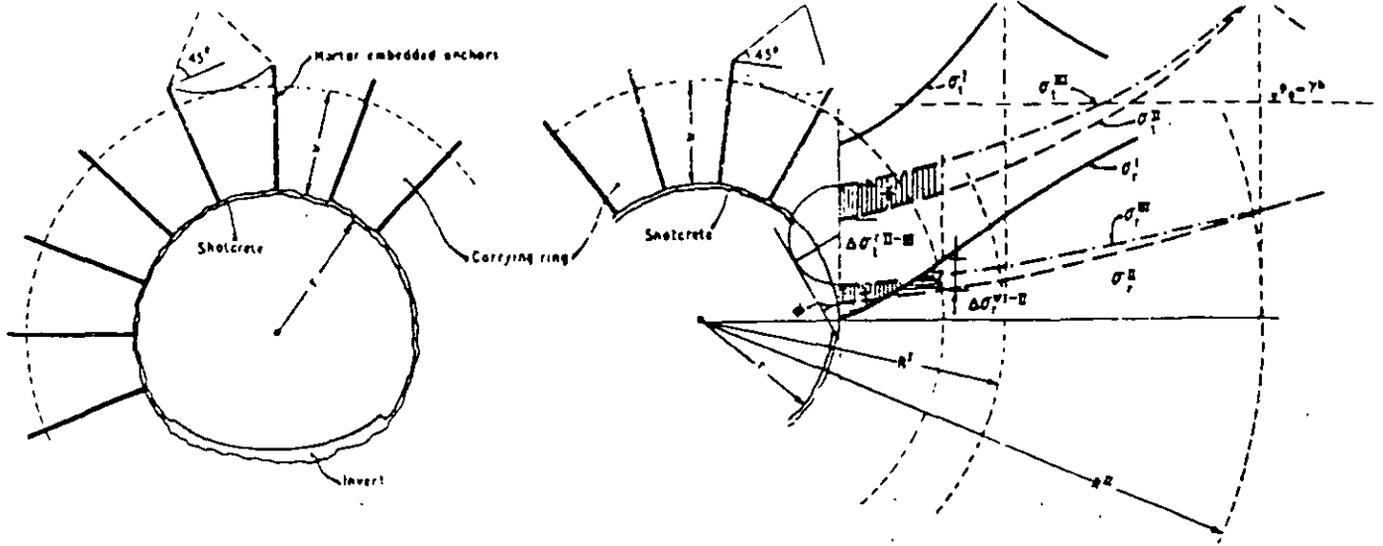


Fig. 24 left side. Stabilization of a tunnel by a system anchored carrying ring, closed by an invert and surface protection; right side: Schematic representation of mechanical process of stabilization, I, II, III, successive timely stages of stabilization

The most unfavourable possibilities which can be imagined as a basis for their calculations of the required thickness of the lining of the tubes. . . . As a consequence the existing tunnel tubes are over-designed, that is, they are very much stronger than they need to be.

“ . . . The inevitable shortcomings of pertinent theories in general should serve as a guide for judging to what extent the theoretical results can be depended upon. According to my opinion much steel could be saved by establishing a closer approximation between the assumption and reality. The real load and stress condition and the scattering of these conditions around the average will be disclosed by the pressure cell and extensometer observations”²¹.

Present trends

If there is no risk involved in a possible failure, the reason for preventive over-dimensioning no longer exists.

The knowledge gained in the manner suggested is increasing. Already, although measurement results are still scarce, we are able to assume that radial stresses acting on the lining of a tunnel of about 10m diameter hardly ever exceed 50 to 100 tons/m²—according to the physical properties of the rock—provided modern construction methods are used.

Higher values are most exceptional and occur only in heavily squeezing and particularly in swelling ground, the percentage of such cases being close to zero but certainly less than 1%. It is consequently economically correct to risk a shear break with so low a percentage, since the costs of reconstruction involved amount only to a fraction of those of an unnecessarily over-dimensioned lining for the remaining 99%.

With a fairly long tunnel, i.e. exceeding several kilometres, the results of measurement can be taken advantage of very effectively during the actual construction. In the time needed to decide roughly whether equilibrium will be reached or not—generally about two months—the design of the lining of a section in similar geological conditions encountered later can easily be corrected according to the experience already gained

Nevertheless, as already pointed out and shown by the tests, it is always important that the first tentative design of the lining be chosen with a factor of safety against shear as close to 1 as possible. As explained under “Model tests” in Part I, oversized linings which lack an appropriate

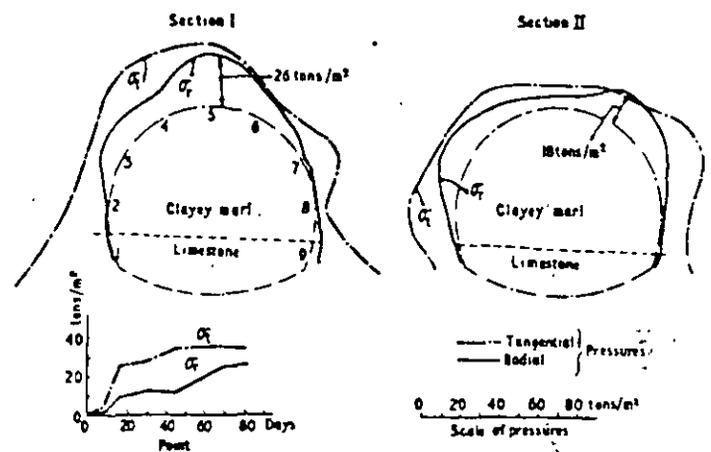


Fig. 25. Schwaikheim Tunnel. Pressure-pad measurements of tangential and radial pressure at the extrados of the outer lining and their behaviour as a function of time

degree of yield cause a build-up of unnecessarily high stresses, which might lead to misinterpretation of the measurement results.

Effect of bond between lining and rock

Substantial forces are transmitted through the bond between lining and rock, with the result that the axial forces in the lining are dispersed in the adjacent rock within a very short distance. This can be seen from the graphs (Fig. 25) showing the course of radial and tangential pressures at the extrados of the shotcrete lining¹⁷. The active radial pressures are at a maximum at the crown or on either side of it, and decrease towards the horizontal centreline, reaching zero near the lower part of the walls. A 20cm-thick shotcrete lining reinforced by steel arches has been applied in accordance with the New Austrian Tunnelling Method. The geological conditions are described later.

These results are typical for tunnels with relatively small overburden, the axis of the main direction of load being vertical. In these cases the walls below the centreline would need almost no lining at all, a light protection against weathering probably giving sufficient resistance to secure permanent stabilisation.

To increase the thickness of the lining from the top towards the walls to reach a maximum at the bottom, as

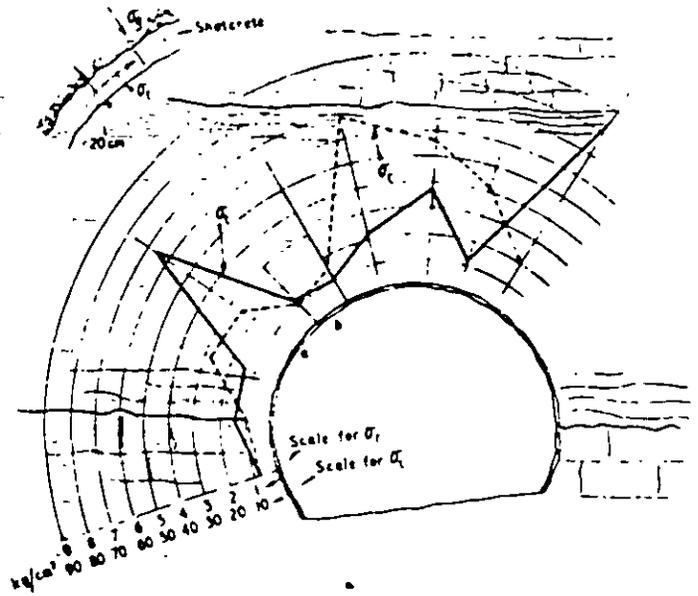
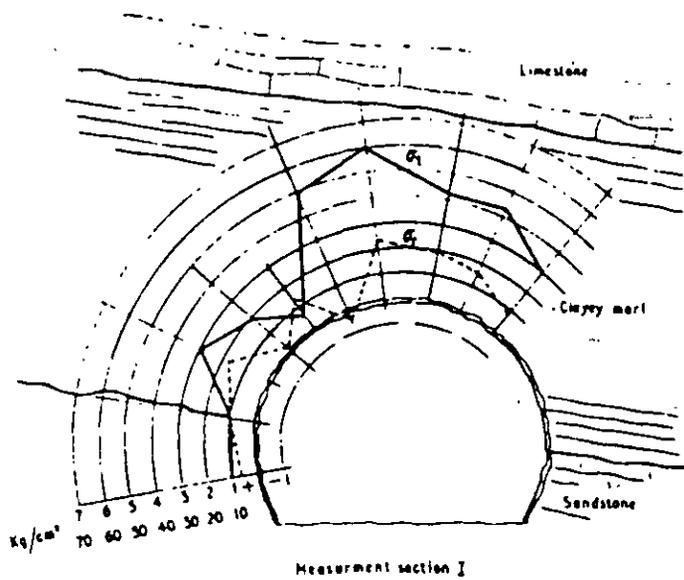


Fig. 26. Radial pressures at the extrados of the lining of a tunnel 6m in diameter and tangential stresses in shotcrete, the latter reinforced by steel arches (after Müller). Key: - - - radial stresses at extrados. — tangential stresses in shotcrete

this is usually done in conventional designs, is completely unnecessary provided a bond exists between the lining and an unloosened surrounding rock.

To meet with the static conditions of this particular case, exactly the contrary would be advisable. In practice this can easily be accomplished, for example by omitting the steel arch reinforcement from the centreline downwards and perhaps by reducing the thickness of the shotcrete as well. Should the measurement results during the course of the works show a change in the main direction of the forces the design could possibly be altered accordingly. To simplify the design the same thickness of lining should preferably be used all around.

The geological conditions of the example shown in Fig. 26 consist of a layer of clayey marl, with $\phi = 28^\circ$ and water content = 20%, interposed between a 60m top layer of limestone and a bank of sandstone at the bottom, the strike running about parallel to the tunnel axis with a dip as shown in the graph. The physical properties of the marl at the measurement section II are somewhat inferior to those at section I.

The measurements at section II, where in addition the axial stresses inside the shotcrete lining were measured by pressure pads, are particularly interesting. By comparing the course of the graphs of the radial compressive stresses acting at the extrados p_r with the corresponding axial stresses in the shotcrete σ_t , it appears that for the most part they are just inverse, the maximum of p_r almost exactly coinciding with a minimum of σ_t .

This phenomenon could possibly be explained by the course of the thrust line, which moves outward as p_r increases, simultaneously relieving the compressive stresses in the lining. The opposite occurs as p_r becomes smaller. The graph proves simultaneously that considerable shear forces are transmitted through the contact between lining and rock.

By comparing the σ_t values at the points (a) and (b) in section II, the difference between the axial forces in the lining being $\Delta P = \Delta \sigma_t d = (750 - 200) \text{ tons/m}^2 = 550 \text{ tons/m}^2$. Thus for a lining with a cross section of $0.2 \times 1.0 \text{ m} = 0.2 \text{ m}^2$, 110 tons has to be transmitted to the rock over a distance of 2m. The shear stress in the material thus being -55 tons/m^2 . If there were no friction between lining and rock the value of p_r would be equal all round.

The latter has practically been accomplished and described by Benda²². With a circular lining 4.50m in diameter, consisting of precast concrete segments, the

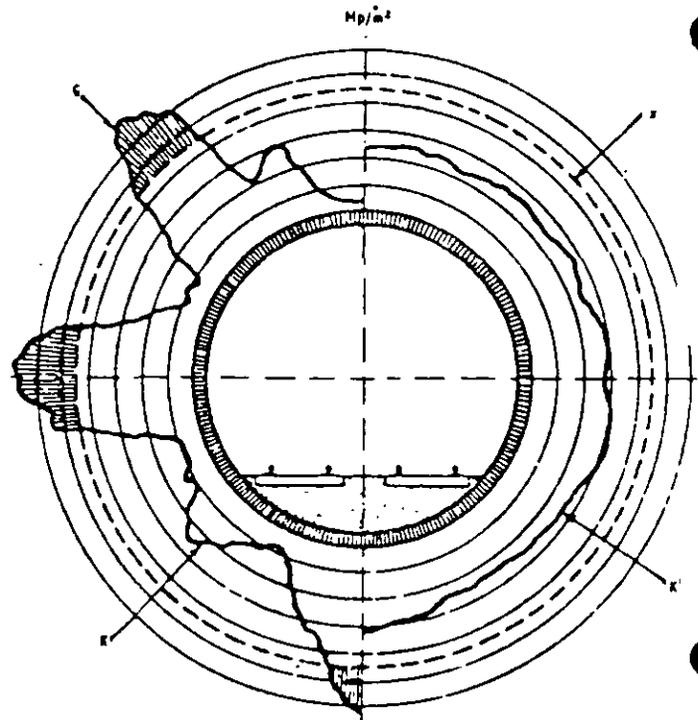


Fig. 27 Distribution of radial pressures acting at the extrados of a lining of precast concrete elements. Left side: Pressures with backfilling by normal grout, portions G indicating places where the pressure exceeds the carrying capacity of lining \times . Right side: Pressures with backfilling by special grout (after Benda)²².

curve of radial stresses around the circumference has been established. By using a normal grouting material great differences appeared, the maximum p_r , coming up to six times the minimum. Then a special type of grout was tried, which succeeded in bringing down the peaks, simultaneously equalising the radial pressures p_r to an average value (Fig. 27). In this way bending stresses in the lining are eliminated.

As has already been mentioned, with shotcrete or concrete as lining material—the latter to be placed against the rockface and grouted subsequently—possible bending moments (although insignificant as explained) are considerably reduced by the yielding of the concrete by creeping, which is most effective during the first critical period of stress rearrangement.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

**STABILITY OF TUNNELS UNDER ROCK LOAD
(PART III)**

**EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

Stability of tunnels under rock load

This final instalment is devoted to descriptions of a tunnel and an underground power house constructed in accordance with the New Austrian Tunnelling Method. The results observed are examined and some common misconceptions about the Method are clarified

By Prof. Dr. techn. Dr.h.c. L.v. RABCEWICZ

Part III

ONE OF THE outstanding recent examples of the application of the method is the double-track railway tunnel at Schwaikheim in Southern Germany. The tunnel is 300m long, the overburden being about 20m (a typical section is shown in Fig. 28). The strike is almost vertical to the axis with a dip of 10° . The upper part of the section is composed of clay in layers of different colours, the soil-mechanics characteristics of which are given as follows: $\phi = 23-28^\circ$, $c = 0.8-1.2$ tons/m², water content = 21-24%, plastic limit = 18-20%. The lower part of the section consists of limestone in small layers, interstratified with thin layers of clay (Figs. 31 and 33).

To examine the behaviour of the clay a 2.5m-diameter circular test gallery had been driven beforehand, the surface of which had been protected by 4cm of Shotcrete reinforced by a very light steel mesh. Very accurate measuring devices registered not only the deformation of the lining but also the movement of the surrounding rock (Fig. 29).

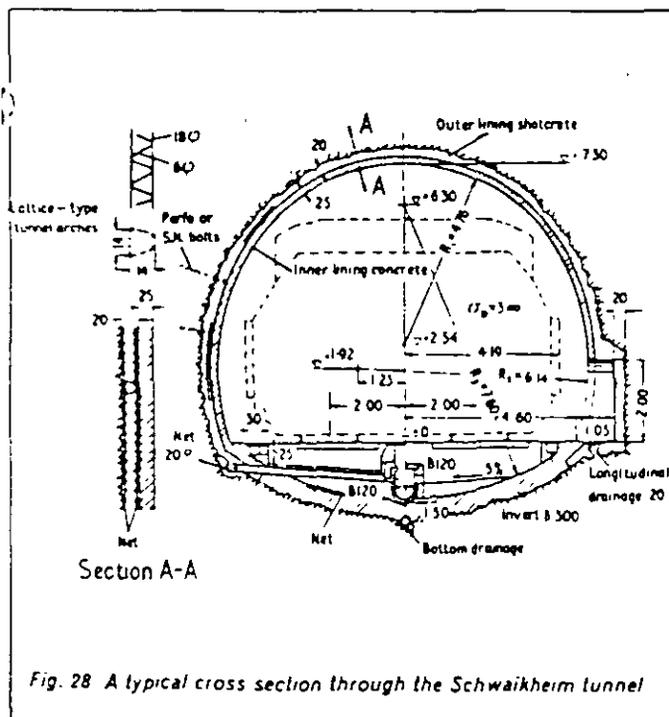
For the latter purpose holes 120mm in diameter were drilled before starting the excavation, in increasing distances from the axis and suitably encased. A wire was stretched down the centre of each hole and immovably fastened to both ends of the measuring section. Measuring devices placed in the holes at the sections I, II and III allowed dis-

placement of the circumference of the hole in relation to the immovable wire to be measured as a function of time (Fig. 30).

A very interesting phenomenon was established in this way. It was discovered that the movement of the rock started within a distance of about three diameters ahead of the face, the clay behaving like a plastic mass of high viscosity. This movement took place without the slightest symptoms at the face, which remained entirely stable. The gallery was driven at a rate of 3m/day by means of pneumatic hammers.

This test proves that movements of the surround, possibly leading subsequently to settlement at the surface are caused not only by deformations of the lining during its construction but substantially also by movement of the face and the rock mass ahead of it. As long as the face stands up, these movements occur imperceptibly, and are thus unnoticeable.

The tunnel was driven according to the scheme shown in Fig. 31. Due to the very short standing time of the clay, the upper part could not be excavated down to the centre-line but had to be divided into three portions, I, II and IIb. Immediately after excavating the newly exposed rockface was protected by shotcrete, reinforced by beams formed of welded steel bars and steel netting (Ia, IIa), the beams



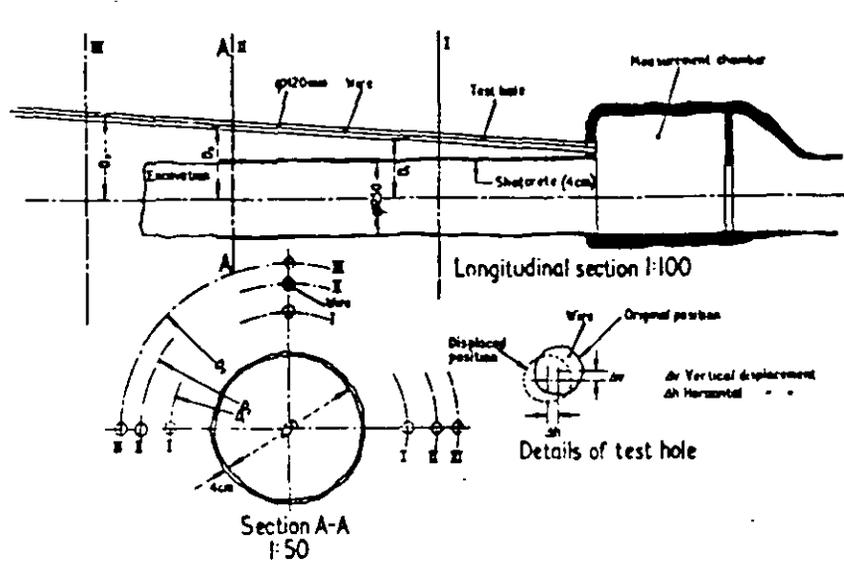
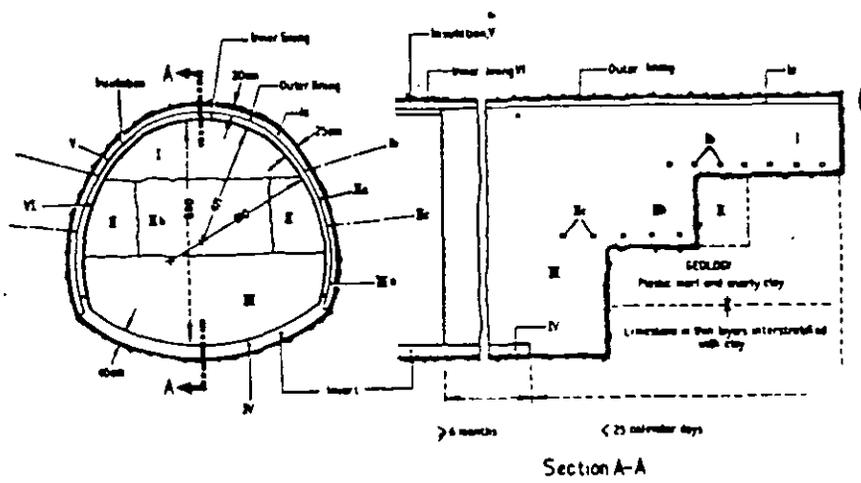


Fig. 30. Test gallery of the Schwaikheim tunnel (after Müller-Pacher)

Fig. 31. Details of the tunnel construction scheme



being fastened to the rock by SN anchors (Ib, IIc). The bottom bench was excavated as a whole (III) and the walls lined with Shotcrete (IIIa) immediately followed by concreting of the invert to close the outer lining to a complete ring (IV). Fig. 32 shows very instructively the whole course of the work.

The stages II, IIIa and IV were carried out once a week, allowing the concrete of the invert to harden during the Sunday break. The "closing time", i.e., the period elapsing between starting the excavation of the roof (I) and the placing of the invert (IV) did not exceed 25 days. An average daily progress of 2.5m was achieved after the crew had been trained sufficiently.

In the poor section the average vertical settlement of the roof was 77mm, while the horizontal deformations did not exceed a few millimetres—obviously on account of the small overburden.

The system of measurement consisted of measuring the horizontal and vertical diameters as a function of time and the horizontal displacement of the walls by anchor measurements. The observation points were placed at regular distances of 30m. In the section of worst rock pressure pads were placed at the border between rock and shotcrete to measure radial and tangential stresses (Fig. 25).

It is perhaps worthwhile to compare the tedious manner in which the excavation of the top heading and the subsequent support of the roof lining has to be carried out by conventional methods with the simple and elegant modern one. In the first case the bench must be excavated

in chequer-board pattern and the roof arch underpinned and the walls subsequently concreted, whereas with the modern method the roof arch, forming an inseparable unity with the adjacent rock, can mostly be left safely unsupported for quite a length of time, since, owing to the particular static conditions arising with the method, there are almost no radial forces acting on the lower part of the lining (Figs. 33 and 34).

Before starting the insulation (V) and the inner lining (VI) the outer lining was kept under close observation by measurements over a period of about six months to make sure that equilibrium had actually been established everywhere.

The tunnel was designed and supervised during construction by the Ingenieurbüro für Geologie und Bauwesen Prof. Dr. L. Müller and Ing.Cons. F. Pacher, Salzburg, in collaboration with the author.

The Kops power house

Another interesting case is the construction of the underground power house of the Kops hydroelectric scheme of the Vorarlberger Illwerke A.G. in Austria, which was carried out according to the advice of the author.

The Kops power house is one of the first structure this size, the excavation of which was carried out prestressed rockbolting and shotcrete as the sole means of strengthening. To test its adequacy a vast measurement programme was put in hand, the result of which has entirely justified the choice of the modern method for this



Fig. 32. The tunnel outer lining construction. Note the circular test gallery at the top in Stage I, further Stages II and III, excavation of III completed ready to start placing the invert, and the invert already placed in the foreground. (The test gallery—not part of the scheme—was driven earlier)



Fig. 33. Stages III and IIIa completed. Note the unsupported length of wall lining (about 20m). Below the wall lining the contact between clay and limestone can be seen

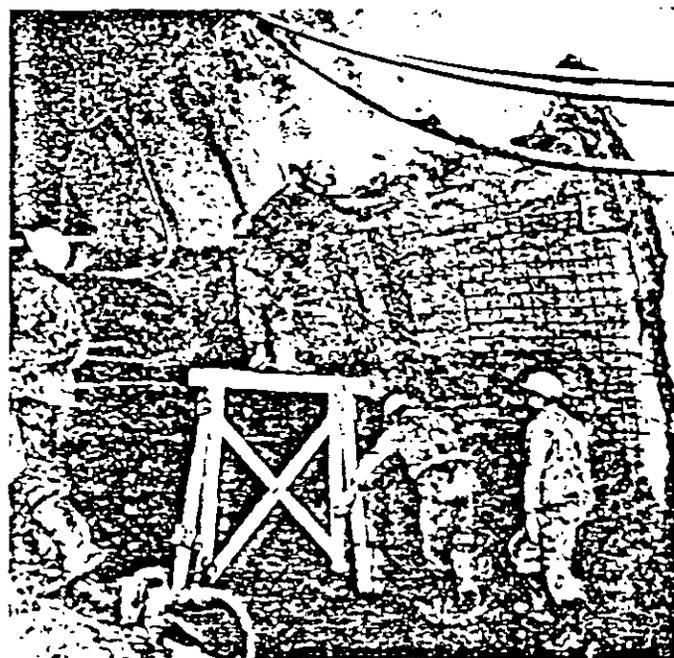


Fig. 34. Placing girders and mesh ready for the Shotcrete cover. Note the roof arch which needs no special support

particular application. The theoretical size of the excavation of the power house is $27.7 \times 30 \times 70.4$ m. The design is very suitable for the geological conditions. The unavoidable openings in the walls made by the access and busbar tunnels and the connecting galleries to the distribution manifold are designed so as not to impair the stability of the rock.

The power house is situated in sound well-bedded amphibolite striking 50° to the axis with a dip of 35° . The thickness of the bedding varies from 10 to 15cm. The average overburden amounts to about 200m. Two joint systems exist, the more pronounced of them striking 126° to the axis and dipping 75° , and the other striking almost normally to the axis with a dip of 60° . With a few exceptions the joints are generally well closed, but in the lower portion of the power house there is a pronounced tendency to parting along bedding planes. Two small fault

zones filled with clay and crushed rock crossing the structure almost at an angle of 90° and dipping very steeply have not caused any trouble worth mentioning.

The excavation, strengthening and lining have been carried out according to the scheme shown in Fig. 37. Particular attention was given to the time sequence of the different working stages of the upper part. The side galleries (1) were driven more or less simultaneously. Each new exposed rock face of the roof was immediately bolted by expansion bolts (1a) to be subsequently covered by 10cm shotcrete (1b) followed by Perfo bolting prestressed in two stages, first to 15 tons and later to 20 tons (1c). The excavation of the centre pillar (2) followed after a period of 30 to 50 days. Bolting (2a) (2c) and Shotcreting (2b) were carried out in the same way as with the side galleries (Figs. 38 and 39).

By the combined effect of prestressed bolting and sealing

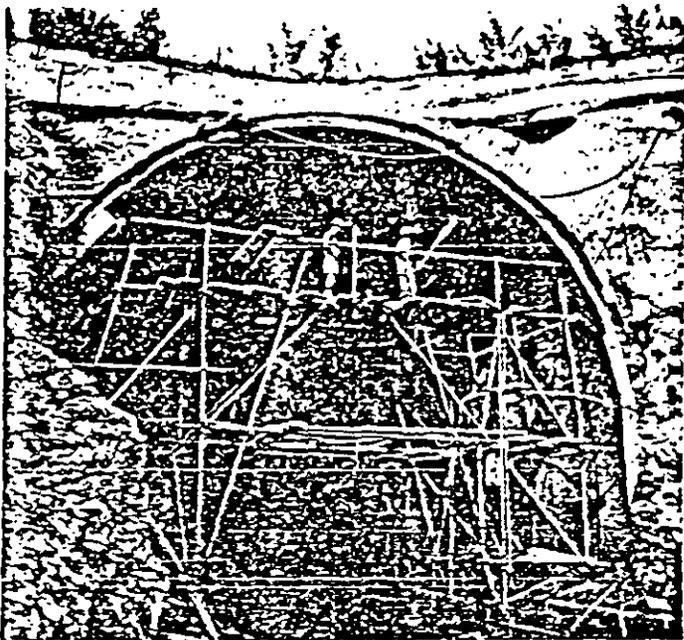


Fig. 35. The outer lining at the southern portal being reinforced by longitudinal bars for a length of about 20m to strengthen this part of the lining against horizontal forces and simultaneously stabilise the overburden

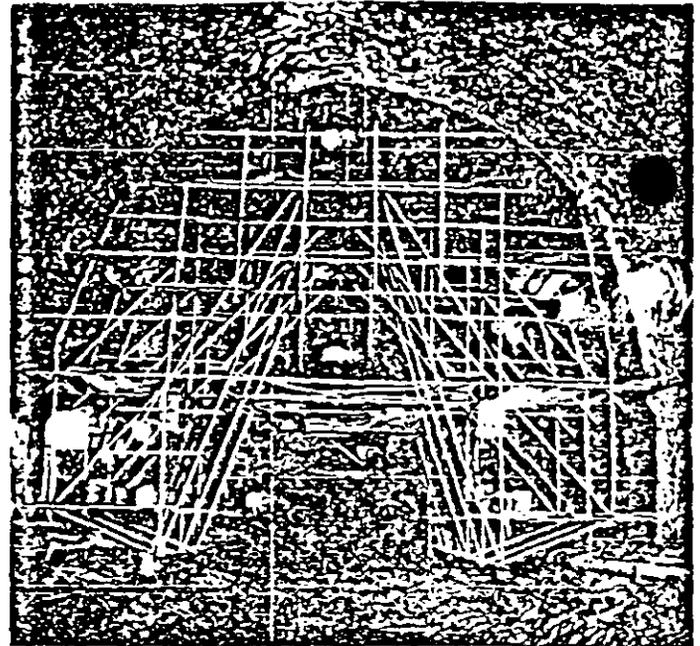
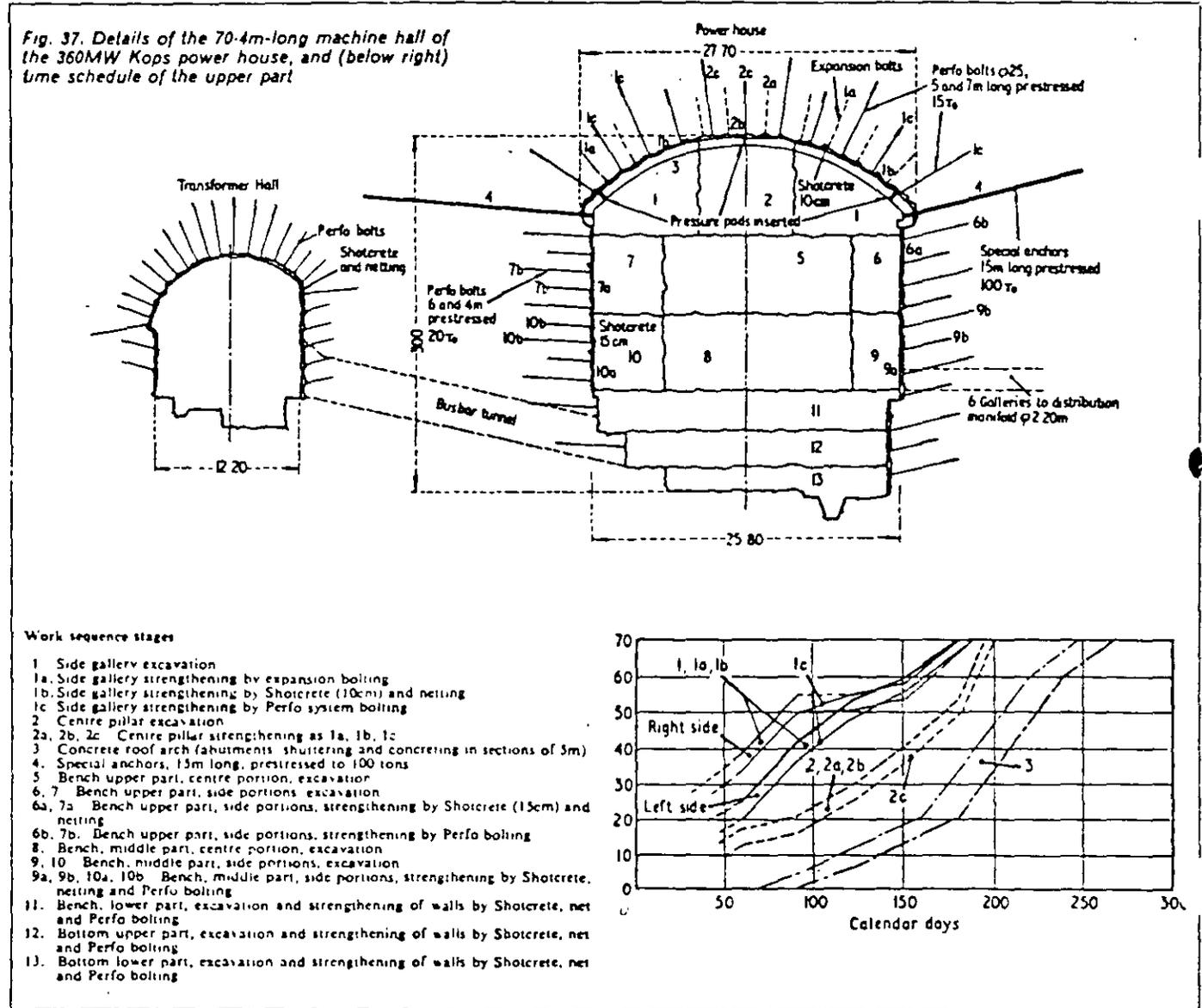


Fig. 36. Placing polyester insulation on the outer lining



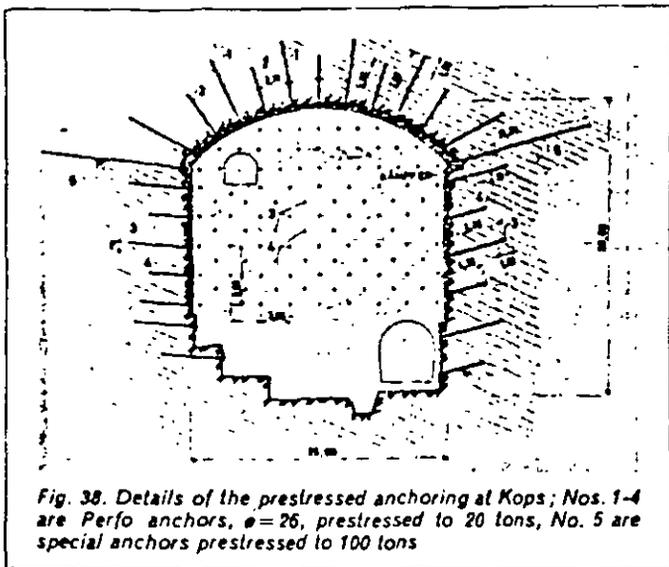
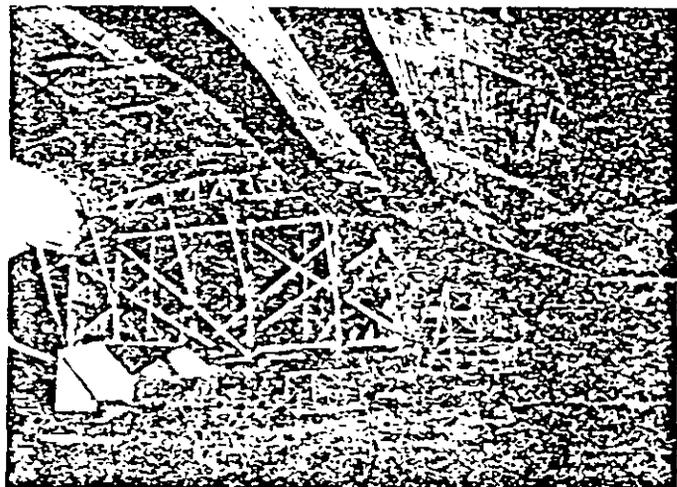
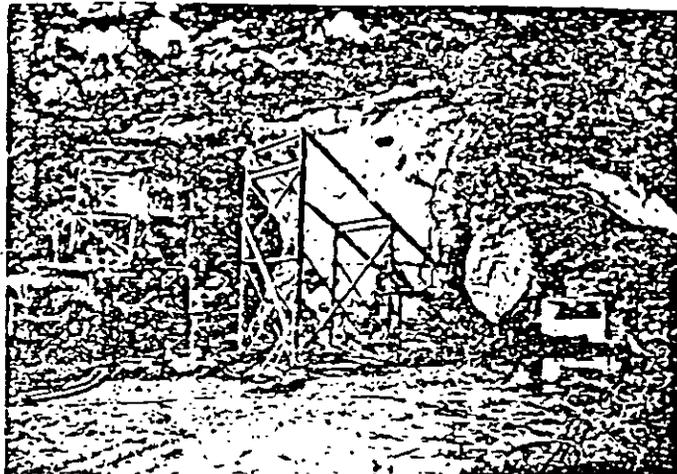


Fig. 38. Details of the prestressed anchoring at Kops; Nos. 1-4 are Perfo anchors, $\phi = 26$, prestressed to 20 tons, No. 5 are special anchors prestressed to 100 tons



(Top) Fig. 39. Excavation of the Kops roof arch
(Above) Fig. 40. Concreting of the Kops roof arch in progress
(Left) Another view of excavation works in the power house



of the recesses in the rock by Shotcrete the periphery was apparently stabilised to a state of permanent equilibrium; but since the degree of safety could not accurately be established and possible subsequent reinforcements by additional anchoring and Shotcrete would have been extremely difficult after the core had been excavated, the owner preferred to insert a relatively thin concrete roof arch (3) in addition.

This arch was commenced by forming the abutments on both sides, followed by placing the shuttering and concreting the arch in sections 5m long, Fig. 40. To complete the construction of the upper part the surrounding rock close to the abutment had been additionally reinforced by special anchors, each prestressed to 100 tons.

The core and the bottom of the power house were excavated according to the scheme shown in Fig. 37. The rock at the walls was similarly stabilised by prestressed Perfo anchoring and Shotcrete, and the end walls were treated in the same way. Special care was given to the time sequence of the different stages, to ascertain that the strengthening of the walls of one stage had been accomplished before commencing the excavation of the next lower one, Fig. 41.

When excavating the surface of the walls, the pre-splitting method was used very effectively to obtain a minimum of overbreak.

As already mentioned, an extensive measurement programme was carried out which mainly employed anchor measuring. The anchors were 10m long, 26mm in diameter and provided with electrical measuring strips. Altogether

93 anchors were placed, 16 in the roof and the rest in the side and end walls. Pressure pads were also placed at the top and the sides of three sections of the roof arch, but the stresses measured by these pads were very low, which proved—as did the extremely small settlement values—that the share of the rock load taken by the concrete arch was close to zero.

The measurements showed the outstanding ability of the method adopted to excavate and stabilise a cavity of that size. The total settlement of the crown of the roof amounted to a maximum of 14mm at one point and the average was 3.2mm. The deformations measured at the walls showed with few exceptions a tendency to move towards the cavity, they increased while the excavation was under way. The average movement of all the wall points was 5mm, the maximum 16.9mm. All the movements came to a complete stop shortly after the excavation was completed.

The magnitude of the deformations was locally influenced by geological conditions as well as by the degree of damage to the rock caused by blasting.

Misunderstandings

In connection with the examples of the New Austrian Tunnelling Method described in this and in earlier papers, it seems desirable to correct some misunderstandings that have arisen.

In order to show the possibilities and advantages of the method, examples have been deliberately chosen in rather difficult rock, which called for excavation by multiple heading and benching methods instead of advancing full



Part of the Kops machine hall during excavation



Fig. 41 Excavation of Kops nears completion. The access tunnel can be seen in the background left and the busbar galleries on the right

face. This has led to the erroneous opinion that subdivision of the tunnel section is a major feature of the method. Actually the case is just the opposite.

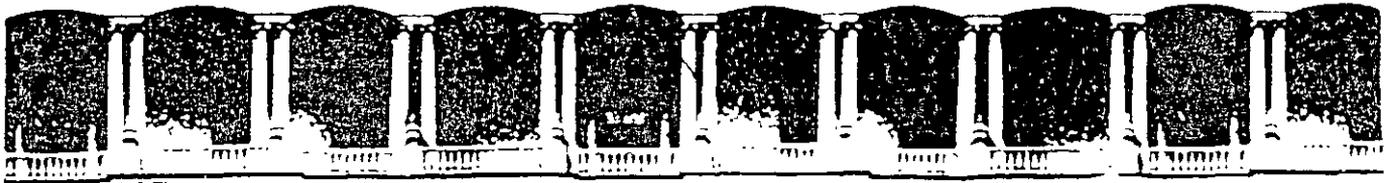
Subdivision of the section inevitably causes loss of time, and consequently delays the closing of the lining. Whenever possible, depending only on the state of the face, a tunnel should be driven full face in a minimum of time, regardless of the size of the section. Should the section be very large the possible loss of time caused thereby should be compensated by using particularly powerful equipment.

Another source of misunderstanding seems to have arisen in the use of Shotcrete, which was considered to be inseparably connected with the method. This is actually not the case. The salient features of our method consist in the application of a thin semi-rigid lining applied to a rock before it can be damaged by loosening the lining, being designed to reach permanent equilibrium adjusting itself to the rearrangement forces, regardless of the kind of material of which it is built.

The lining can consist of any material suited to the purpose, such as anchoring, Shotcrete, concrete or precast concrete, steel arches, and each of these means can be used either singly or in suitable combination with each other.

References

1. FENNER, R. "Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes", *Glückauf*, Ann. 74, 1938, Vol. 32, 33, Essen.
2. RABCEWICZ, L. v. *Patentschrift*, Austrian patent No. 165 573.
3. TERZAGHI, K. v. "Geological Introduction to Tunnelling with Steel Supports", by Proctor and White, The Commercial Shearing and Stamping Company, Ohio, 1946.
4. RABCEWICZ, L. v. "Bolted Support for Tunnels", *WATER POWER*, April, May, 1954; *Mine and Quarry Engineering*, February, March, 1955.
5. TALOBRE, J. "La Mécanique des Roches", Dunod, Paris, 1957.
6. RABCEWICZ, L. v. "Ankerung im Tunnelbau ersetzt bisher gebräuchliche Einbaumethoden", *Schweiz. Bauztg.*, Ann. March, 1957.
7. RABCEWICZ, L. v. "Spritzbeton und Ankerung als Hilfs- zum Vortrieb und als endgültiger Tunnelausbau", *Berg- und Hüttenmännische Monatshefte*, 1961, Ann. 106, Vol. 5-6, Vienna.
8. ROTTER, E. "Spritzbeton und seine praktische Anwendung im Untertagebau", *Berg- und Hüttenmännische Monatshefte*, Ann. 106, 1961, Vol. 5-6, Vienna.
9. SEEBER, G. "Auswertung von statischen Felsdehnungsmessungen", *Geologie und Bauwesen*, Ann. 24, 1958, Vol. 3, Vienna.
10. RABCEWICZ, L. v. "Aus der Praxis des Tunnelbaues. Einige Erfahrungen über echten Gebirgsdruck", *Geologie und Bauwesen*, Ann. 27, Vol. 3-4, 1962, Vienna.
11. KASTNER, H. "Statik des Tunnel- und Stollenbaues", Springer, Berlin/Göttingen, 1962.
12. RABCEWICZ, L. v. "Bemessung von Hohlraumbauten, die 'Neue Österreichische Bauweise' und ihr Einfluss auf Gebirgsdruckwirkungen und Dimensionierung", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Vol. 3-4, Springer, Vienna, 1963.
13. MÜLLER, L. "Der Felsbau", Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart.
14. VEDER, C. "Die Bedeutung natürlicher elektrischer Felder für Elektroosmose und Elektrokataphorese im Grundbau", *Bauingenieur*, Ann. 38, 1963, Vol. 10.
15. PACHER, F. "Deformationsmessungen im Versuchstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Suppl. 1, 1964.
16. RABCEWICZ, L. v. "The New Austrian Tunnelling Method", *WATER POWER*, November, December, 1964, January, 1965.
17. RABCEWICZ, L. v., and SÄTTLER, K. "Die neue Österreichische Tunnelbauweise", *Bauingenieur*, Ann. 40, 1965, Vol. 8, Springer, Berlin-Heidelberg-New York.
18. BONNARD, D., and RECORDON, E. "Experimentelle Untersuchungen des Erddruckes auf den Donnerbühlentunnel", *Schweiz. Bauztg.*, Vol. 10, 1960.
19. SZECHY, K. "The Art of Tunnelling", Akademiai Kiado, Budapest, 1967.
20. GUISSAN, F., and GETAZ, V. "Les Tunnels de Ghion", *La et la circulation routière*, Vol. 7, 1967.
21. HARTMANN, B. E. "Rock Mechanics Instrumentation for Tunnel Construction", Terrametrics Inc., Wheatridge, Colorado.
22. BIANGARDI, S. "Betonfertigteile, Betonformsteine und Spritzbeton als geschlossener ringförmiger Streckenausbau Bergbau Mitterberg", *Zschr. f. Erzbergbau u. Metallhüttenwe* Bd. XX, Vol. 5, 1967.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

ASPECTS OF CIRCULAR TUNNEL DESING

**EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

1011115, 07
 Colorado School of Mines
 Golden, Colorado

Aspects of circular tunnel design

Dr Eng G S Ebaid and Dr Eng M E Hammad, Associate Professors, Faculty of Engineering, Ain Shams University, Cairo

Tunnels with circular cross sections are used widely in design practice. Such geometry gives an optimum section for pressure tunnels for water divergent systems. Circular sections are used particularly when the shield method of tunnel construction is employed. In this paper, discussion will be restricted to those tunnels which are constructed without disturbing the ground surface, i.e. deeply buried tunnels.

The choice of circular sections for pressure tunnels is mainly based upon the concept that such geometry causes the internal pressures to be distributed with a very limited amount of bending moments at various sections. Also, the circular section will give minimum bending moments when it is subjected to a uniform surrounding radial pressure.

It is not intended in this paper to discuss the different properties of various tunnel sections but rather the aim is to set some design criteria for such tunnels. These design criteria will help the designer to understand the behaviour of the proposed tunnel section under the existing geotechnical conditions. It will assist, too, in establishing a suitable cross section and the resulting bending moments.

Design of circular tunnels

When circular sections are used, the tunnel is actually acting as a ring embedded in the surrounding rock or soil medium. Sometimes, this ring is constructed as a continuous structure or it may be constructed of several elements — such as segmented linings. The surrounding rock (or soil) pressure along the tunnel is a function of the properties of the rock or soil, the dimensions of the tunnel and its location in relation to the ground surface and the relative rigidity of the tunnel with respect to the surrounding medium. A tunnel with a small cross-section in relatively soft ground will in fact act as

a rigid section, while a tunnel of large dimensions in relatively stiff soil conditions will act as a flexible section.

The tunnel cross-section is usually designed according to one of the following basic concepts:

- The tunnel is treated as a ring subjected to a certain loading diagram, which is a function of its location and the geotechnical parameters at the tunnel site, and treated as a ring in an elastic medium. The ring, in such a case, is sometimes assumed to be a completely embedded ring in the surrounding medium while, in other cases, some separation zones are assumed, particularly at tunnel crown. The tunnel is statically designed on the basis of fulfilling the condition of compatible displacements at different locations.
- In other methods, the tunnel is treated as a ring in a continuous elastic medium, subjected to an initial type of loading. The next step is to obtain the reaction of the surrounding medium, which can then be superimposed on the initial loading. A complete embedment of the tunnel ring is assumed in such methods.
- The limit state design method, in which the liner is assumed to have some elastic hinges. Such a method can be used for dimensioning by successive approximation. However, it may not be applied when the design criterion does not allow any cracking.

For a specific practical case, the various concepts of design will yield different answers. Nonetheless, it is important to know, in simple outline, the results of various methods as applied to the same case, so as to have an estimate of the influence of various assumptions on the results.

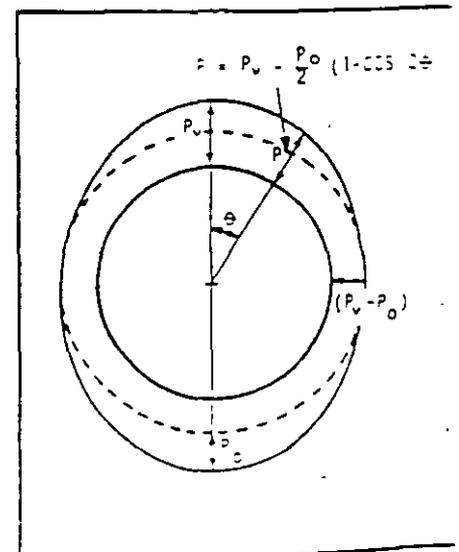
An important criterion which reveals this effect is the maximum bending moment in the tunnel section. The normal hoop thrust in the tunnel section does not vary too much from one concept to the other. However, these normal forces have an important effect on the final choice of the tunnel section. One has also to keep in mind that the

geotechnical parameters, which determine the design of the tunnel, do not have distinct values. These rather have certain ranges of values, since the tunnel passes through soil for distances where possible changes in soil parameters may take place. It is therefore necessary to know the effect of such variations on the final straining actions in different sections of the tunnel.

In an attempt to provide an answer to such problems, the present paper will compare six different methods, together with the underlying assumptions, for the design of circular tunnels. Special attention will be given to the bending moment, since this factor is the one that differs considerably according to the particular method used.

It must be noted that some simplifications are made in the design methods which give the solution as a function of both vertical pressures at tunnel crown and the horizontal pressures at the tunnel axis. The simplification made is that the horizontal pressure is related to the vertical pressure by the coefficient of lateral earth pressure. This is true for deeply buried tunnels and tunnels with small diameters. Such simplification for the case of large diameter tunnels could be applied through a modified coefficient.

Fig 1. *Muir Wood's method: the lining completely embedded in the surrounding elastic medium*



of lateral earth pressure.

The six different methods used for comparison will be summarised in the following study and the expressions for the bending moments are transformed so as to be easily expressed in a graphical form. These methods are:

Muir Wood's Method¹

This method is based upon the assumption that a circular lining deforms into the elliptical mode in elastic ground and neglects the shear stresses between the tunnel lining extrados and the ground. A complete embedment of the liner in the surrounding elastic medium is assumed to take place, Fig 1. The problem is then identified as one of plane strain. The resulting soil reaction is taken as an additional loading on the liner. In this method, the maximum bending moments in the liner is given by:

$$M_{MAX} = \pm \frac{P_0 r_0^2 \zeta EI (1 + \mu) (5 - 6\mu)}{6 EI (1 + \mu) (5 - 6\mu) + 2\zeta^3 r_0^3 E_c} \quad (1)$$

Where

- P_0 = excess pressure on the vertical axis p_v over the horizontal pressure intensity at the horizontal axis p_h : $p_0 = p_v - p_h = p_v (1 - K_0)$.
- K_0 = coefficient of lateral earth pressure at rest.
- r_0 = radius to the extrados of the tunnel lining.
- r = radius to the tunnel centroid
- $\zeta = \frac{r}{r_0}$ = ratio of the radius of the lining at centroid to that at extrados.
- E = Young's modulus of lining (replaced by $E (1 + \mu)^2$ where the lining is continuous along the tunnel axis).
- E_c = Young's modulus for soil or rock.
- I = second moment of area of lining per unit length of tunnel.
- μ, μ_1 = Poisson's ratio for ground and liner, respectively.

In the case of deeply buried tunnels in soft ground, it is possible to establish the relationship between the vertical and horizontal pressures through the coefficient of lateral earth pressure K_0 and consequently equation (1) could be put in the form:

$$M_{MAX} = \pm p_v (1 - K_0) r_0^2 \frac{2}{(5 - 6\mu)} \frac{E_c r_0^3}{(1 + \mu) EI} \quad (2)$$

Introducing the rigidity factor,

$$\alpha = \frac{E_c r_0^3}{EI}$$

in the above relation one gets

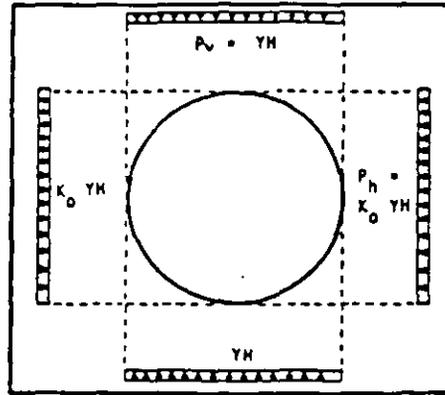


Fig 2. Peck et al's method: no shear stresses take place along the extrados.

$$\frac{1}{6 + \frac{2\alpha}{(1+\mu)(5-6\mu)}}$$

In the case of $\mu = 0.4$, this equation will take the form

$$M_{MAX} = \pm p_v (1 - K_0) r_0^2 \frac{1}{6.0 + 0.55\alpha} = \pm p_v (1 - K_0) r_0^2 \beta_M \quad (3)$$

where β_M = moment coefficient according to Muir Wood's equation, which is a function of the rigidity factor α , and Poisson's ratio of the soil.

Peck et al's method²

This method is based upon treating the tunnel design as a continuous solution with no classification of the lining as being flexible or rigid, because this classification is rather relative when it is assumed to be a function of the structural properties of the liner and the stress-strain characteristics of the surrounding soil. In this method it is assumed that no shear stresses take place along the extrados. The expressions of Burns and Rechar'd for the case of one-dimensional airblast loading for protective structures are modified to give the straining actions in the case of deeply buried tunnels. These expressions are as follows (Fig 2):

$$M_{MAX} = \pm \frac{1}{6} (1 - K_0) P_v r_0^2 b_2 \quad (4)$$

where $b_2 = 1 + 3a_2 - 4a_3$

$$a_2 = \frac{2F + 1 - 2\mu}{2F + 5 - 6\mu}$$

$$a_3 = \frac{2F + 1}{2F + 5 - 6\mu}$$

$$F = \frac{E_c / (1 + \mu)}{6EI / (1 - \mu_1^2) r_0^3}$$

In the case of a segmented liner the

$$\text{Thus, } F = \frac{E_c / (1 + \mu)}{6EI / r_0^3} = \frac{\alpha}{6(1 + \mu)}$$

Introducing the values of α , F in equation (4), one gets the following expression for the maximum bending moment in the tunnel section:

$$M_{MAX} = \pm \frac{1}{6} P_v (1 - K_0) r_0^2 \frac{12(1 - \mu^2)}{\alpha (5 - 6\mu)(1 + \mu)}$$

This expression could be easily modified in the following way so as to be compared with equation (2) and so as to be plotted in a graphical form.

$$M_{MAX} = \pm \frac{1}{6} P_v (1 - K_0) r_0^2$$

$$\frac{6(1 - \mu) / (5 - 6\mu)}{\frac{\alpha}{(5 - 6\mu)(1 + \mu)} + 3}$$

$$= \pm P_v (1 - K_0) r_0^2$$

$$\frac{12(1 - \mu) \cdot (5 - 6\mu)}{2 + 6(5 - 6\mu)(1 + \mu)}$$

$$= \pm P_v (1 - K_0) r_0^2 \beta_P \frac{12(1 - \mu)}{(5 - 6\mu)}$$

or

$$M_{MAX} = \pm P_v (1 - K_0) r_0^2 \beta_P$$

where β_P = the moment coefficient according to Peck et al's method, which is a function of the rigidity factor and Poisson's ratio of the soil.

$$\text{It must be noted that } \beta_P = \beta_M \frac{12(1 - \mu)}{(5 - 6\mu)}$$

ie β_P is equal to β_M multiplied by a factor G which is a function of μ only. The value of this coefficient G may be taken from the following table

Table 1

μ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
Coefficient G	2.4	2.45	2.51	2.63	2.77	3.0

Knud-Engelbreth-Sandvika's method⁴

In this method, the bending moment in the lining is obtained without assuming that the liner is distorted into the shape of an ellipse as in Ref 3 and without assumption of active loading on the liner. The resulting bending moment in the liner is calculated using the following formula.

$$M_{X-X} = -\gamma H r_0^2$$

$$\frac{3(5 - \mu + (1 - \mu_1)\zeta_2)}{6}$$

$$\cos 2\theta. \frac{(1 - K_0)}{4}$$

accordingly.

$$M_{MAX} = \pm P. \frac{(1 - K_0)}{4} \zeta r_0^2 \quad (7)$$

$$\frac{3(5 - \mu + (1 - \mu)\zeta)}{3(5 - \mu) + \zeta^2 r_0^2 Ec/EI}$$

where ζ is a coefficient which is equal to zero for maximum shear stress at the extrados of the lining, which in the soil is the initial undeformed state of elastic equilibrium of the mass and ζ is equal to 1.0 when the shear stress on the lining is equal to zero. In other words, the tunnel lining must be checked for both cases of $\zeta = 0$ and $\zeta = 1.0$.

If one considers the case of $\zeta = 0$, one gets the following expression:

$$M_{MAX} = \pm P. \frac{(1 - K_0)}{4} \zeta r_0^2$$

$$\frac{3(5 - \mu)}{3(5 - \mu) + \alpha}$$

$$= \pm P. (1 - K_0) \zeta r_0^2$$

$$\frac{1}{4 + \frac{4\alpha}{3(5 - \mu)}}$$

When $\mu = 0.4$, one obtains

$$M_{MAX} = \pm P. (1 - K_0) r_0^2 \zeta$$

$$\frac{1}{4 + 0.29\alpha}$$

$$= \pm P_v (1 - K_0) r_0^2 \beta E$$

where βE is the moment coefficient according to Englebreth, which depends upon the rigidity factor α and Poisson's ratio of the soil.

When $\zeta = 1.0$, one has

$$M_{MAX} = \pm P. \frac{(1 - K_0)}{4} r_0^2 \zeta$$

$$\frac{3(5 - \mu + 1 - \mu)}{3(5 - \mu) + \alpha} \quad (9)$$

This formula could be rearranged in a form similar to (7) in the following way

$$M_{MAX} = \pm P. (1 - K_0) r_0^2$$

$$1 + \frac{1 - \mu}{5 - \mu}$$

$$4 + \frac{4\alpha}{3(5 - \mu)}$$

For $\mu = 0.4$, one has

$$M_{MAX} = \pm P. (1 - K_0) r_0^2$$

$$\frac{1.136}{4 + 0.29\alpha}$$

$$= \pm P. (1 - K_0) r_0^2 \beta E \cdot 1.136$$

earth pressures. It results in a maximum bending moment at the tunnel crown. Smaller bending moments take place at other sections. The maximum bending moment is given by:

$$M_{MAX} = P_v r_0^2 (A_1 \delta + B_1 + C_1 n (1 -$$

$$\text{where } \delta = 2 - \frac{r_0}{r} = 2 - \zeta$$

$$\text{and } n = \frac{1}{0.06416 + \frac{EI}{Cr_0^4}}$$

C is the coefficient of subgrade reaction which is related to the Young's modulus of elasticity for soils and Poisson's ratio by various relationships such as

$$C = \frac{Ec}{(1 + \mu) r_0} \quad (\text{Galerkin's})$$

$$C = \frac{3E}{(1 + \mu)(5 - 6\mu) r_0} \quad (\text{M. Wood})$$

The values of A_1, B_1, C_1 have certain values for various sections. At the tunnel crown, $A_1 = 0.1628; B_1 = 0.0870; C_1 = 0.0070$.

Neglecting the effect of tunnel thickness, i.e. setting $\zeta = 1.0$, the above formula may be put in the following form

$$M_{MAX} = P_v r_0^2 \left\{ \frac{0.25}{0.014} - \frac{1}{\frac{0.06416}{Cr_0^4} + \frac{EI}{Cr_0^4}} \right\}$$

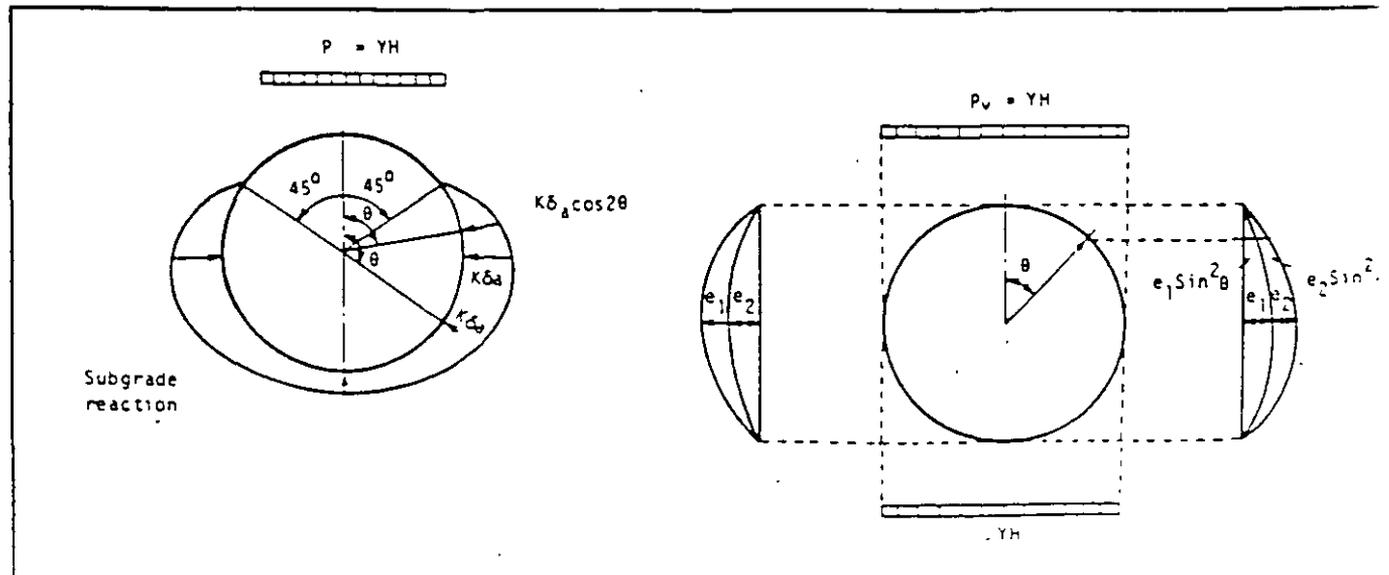
Substituting for C from Galerkin's equation one gets

$$M_{MAX} = P_v r_0^2 \left\{ \frac{0.25}{0.014} - \frac{1}{0.06416 + \frac{EI(1 + \mu)}{Ec r_0^3}} \right\}$$

Zurabov-Bugaeva's method^{6,7}

This method is based upon the assumption of the existence of a separation zone along the tunnel crown portion (forming a 90 per cent zone at the tunnel crown). The vertical load along the tunnel is assumed to be uniformly distributed along the tunnel diameter. The tunnel is designed as a ring embedded in a winkler elastic medium. The soil subgrade reaction is assumed to have a given shape (Fig 3). Its magnitude is then determined to satisfy both the equilibrium along the vertical direction and to have a specified form along the contact surface. The method is consistent with an equal displacement for the soil and the liner at points along both the horizontal diameter and the vertical axis. General expressions for the bending moments and thrust at various sections are given in Ref 1. This method does not include the effect of lateral

Fig 3 (left). Zurabov-Bugaeva's method Fig 4 (right) Davulov's method



$$= P_v r_0^2 \left\{ \frac{0.25 - 0.014}{0.06416 + \alpha (1 + \mu)} \right.$$

ie. $M_{MAX} = P_v r_0^2 \beta_B$ (12)

Where B_B is the moment coefficient according to Bugaeva's which depends upon β_B and Bugaeva's ratio of soil. In other words, it is a function of $\lambda' = EI/Cr_0^4$ which is the parameter that defines the tunnel rigidity with respect to the surrounding medium.

Thus, equation (12) could be adopted using the same rigidity factor as in the three previous methods, α , or using the factor λ' (which is also another form of the rigidity factor) irrespective of the

formula used to relate the soil subgrade coefficient with Young's modulus of the soil. Such treatment is made, since there are several means of obtaining the subgrade reaction of the soil from its Young's modulus, and each of these will give a certain shape for equation (12).

Davidov's method¹
This method adopts a solution for the subgrade reaction along the tunnel sides in the form of a second degree trigonometrical function. The elastic embedment is fulfilled only at points along the horizontal diameter, and the vertical loading on the tunnel is assumed to be uniformly distributed along the tunnel diameter. The lateral active earth pressure is assumed to have a shape similar to the lateral earth resistance. Fig (4).

This method does not include the coefficient of subgrade reaction, but calculates it in a way of H_i in analysis for a soil column H_i . In this method, the term which defines the tunnel rigidity is expressed as $\frac{EI}{r_0^4 E_s}$ instead of α .

The bending moment in the tunnel will be given by the following formula:

$$M_{MAX} = r_0^3 \left(\frac{P_v}{4} - \frac{19e_2}{96} \right) \quad (13)$$

where
$$e_2 = \frac{P_v r_0^4 / 14}{\frac{EI H_i}{E_s} + \frac{101 r_0^4}{1440}}$$

Thus, the maximum bending moment is obtained from

$$M_{MAX} = P_v r_0^2 \left\{ \frac{1}{4} - \frac{19}{96} \right.$$

$$\left. \frac{1/14}{\frac{EI H_i}{r_0^4 E_s} + \frac{101}{1440}} \right\} = P_v r_0^2 \left\{ \frac{0.25 - 0.0167}{\frac{EI H_i}{r_0^4 E_s} + 0.07} \right\} \quad (13')$$

Denoting the quantity $\frac{EI H_i}{r_0^4 E_s}$ by λ , which defines the rigidity factor, and noting that this quantity is rather similar to α , since H_i is a factor of r_0 only has:

$$M_{MAX} = P_v r_0^2 \left(0.25 - \frac{0.0167}{\lambda + 0.07} \right) = P_v r_0^2 \beta_D$$

where B_D is the moment coefficient according to Davidov's method, which is a function of the tunnel rigidity factor

Curtis et al's method²
In this method, the bending moment in the lining obtained is similar to that considered in Muir Wood's method, taking into consideration the effect of initial shear stresses between the ground and the lining. This method is mainly a modification of Muir Wood's method. The resulting bending moment in the liner is calculated using the following formula:

$$M_{MAX} = \pm \frac{P_v r_0^2}{4} \left\{ 1 + Q_2 \frac{(3 - 2\mu)}{(3 - 4\mu)} \right\} \quad (15)$$

where
$$Q_2 = \frac{E_v r_0^3}{12EI(1 - \mu)}$$

In the case of $\mu = 0.4$, one gets the following expression for the maximum bending moment

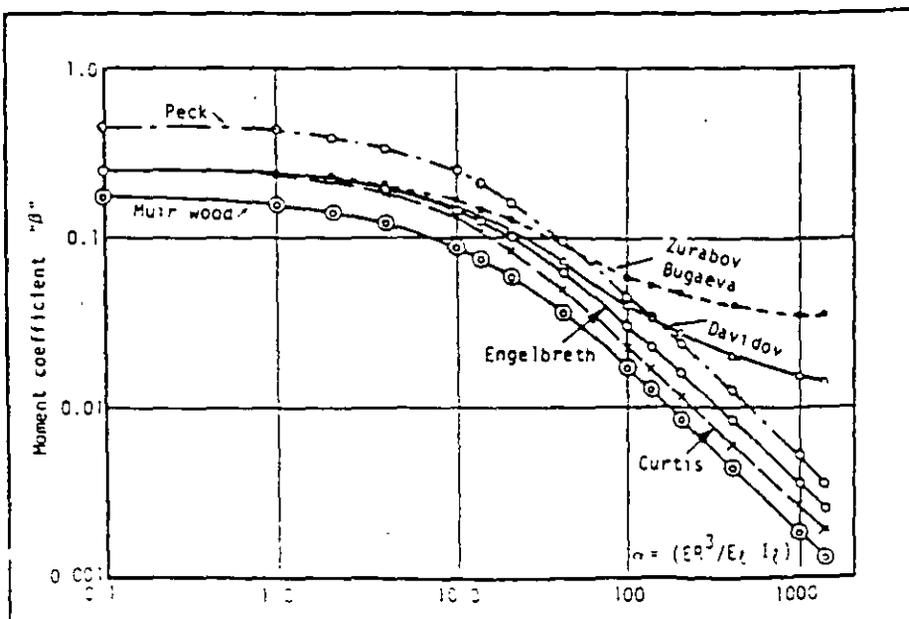
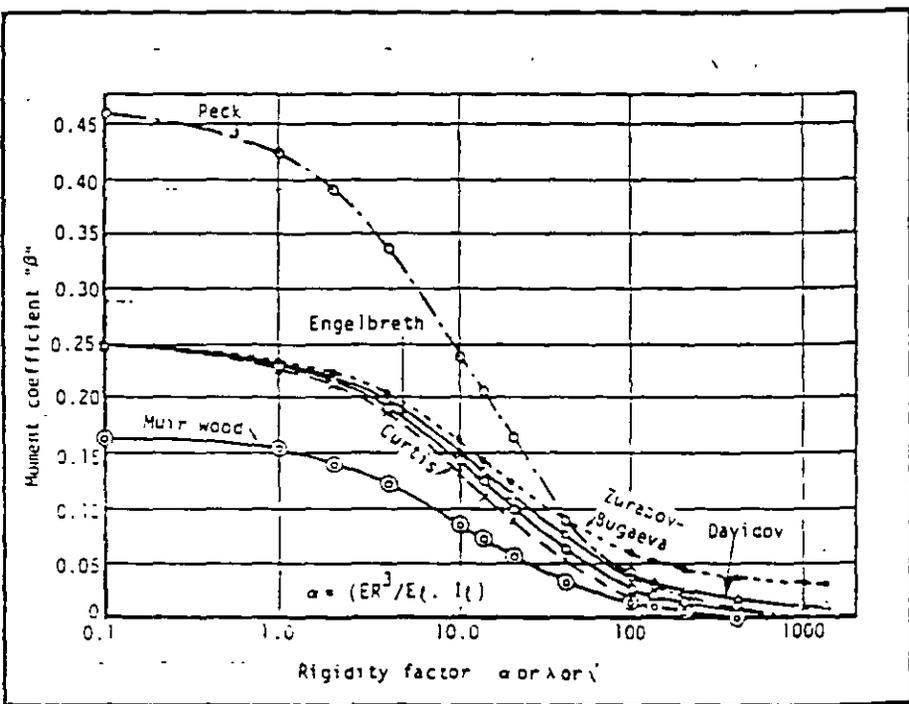


Fig 5. Comparison of different methods for determining the maximum bending moment in a tunnel lining.

$$M_{max} = \frac{P_0 r_0^2}{4} / \{1 + 0.0935 \alpha\}$$

$$= P_0 r_0^2 \cdot \beta_c \quad (16)$$

where β_c is the moment coefficient according to Curtis et al's method, which depends upon α and Poisson's ratio of the soil.

Expressions giving the final bending moment (3), (6), (9), (12), (14) and (16) according to the various methods discussed here, could be plotted in graph form (Fig 5 and Fig 6). The horizontal axes of these graphs represent the rigidity coefficient α , or λ or λ' , whereas the vertical axes represent the moment coefficient β . It must be noted here that there is a difference in these equations, particularly (3), (6), (9) which include the factor $(1 - K_0)$ as a general multiplier, whereas equations (12), (14), (16) do not include this term.

It may be noted also that differences between the rigidity factors are not large, and the same parameter may be used in all methods and the variations in the bending moments will be so small that they could be neglected.

It should also be noted that variations in rigidity factor coefficients were taken from 0.1 up to 1000, which covers the practical range of variations of this parameter very well. Also, this range of variation was chosen to give a deeper insight into the influence of parameters which affect the bending moments in tunnels with circular cross-sections.

Conclusions

From the graphical representation of the bending moments in circular tunnel cross-sections, the following conclusions could be made.

1 There are no definite boundaries between rigid and flexible tunnel liners as a function of liner rigidity alone. It would be more convenient, however, to correlate the bending moments in circular cross-sections through the rigidity coefficient α , λ or λ' which includes the EI of the tunnel liner, the E_s of soil and r_0 of the tunnel. The greater the

coefficient α , the more flexibly the liner will behave and, thus, the fewer bending moments will develop in the tunnel section.

2 Since the soil parameters are not strictly defined, the use of curves in Fig 5 and Fig 6 will help in establishing how much the changes in these parameters will affect the resulting bending moments.

3 There exists a zone for the rigidity coefficient in which any small change in the rigidity coefficient will cause a considerable change in the bending moment (α range from 1 to 100). Outside this range, the variations in α will not cause much of a change in the resulting bending moments. In practical applications, the soil parameters have to be determined in a more thorough manner, so as to obtain more accurate values for bending moments.

4 The assumption of complete embedment of the tunnel liner leads to relatively low bending moments in the liner cross-section, whereas bending moments which take place when separation is considered at the tunnel crown are consistently high. Thus one has to verify the validity of such a condition in the tunnel through field measurements, before considering it as a definite matter.

5 Bending moments which are calculated using Peck et al's method (Eq 6) and those calculated according to Muir Wood's method (Eq 3) are related by $\beta_p = \beta_M \cdot G$.

The value of the coefficient G which is a function of Poisson's ratio of soil is given in Table 1. This means that the assumption of the elliptical mode gives a considerable decrease in the bending moments in the tunnel section, since Peck et al's method is not based upon this assumption.

6 Bending moments calculated using Engelbreth's method (Eq 8) and those calculated according to Curtis et al's method (Eq 16) are very similar. But one has to take into consideration the additional case for Engelbreth's method when $\zeta_2 = 1.0$ and the bending moment is given by (Eq 9')

7 Consideration of the lateral earth

pressures appears in the factor $(1 - K_0)$ in equations (3), (6), (9), whereas other methods do not include this parameter which is of small importance for good soil and rock conditions. Such a parameter has to be included in the design; for example in the case of tunnelling in soft ground.

8 Using the graphical representation for the six design methods, one could easily establish the resulting maximum bending moments in the tunnel section by the methods illustrated.

9 A more effective means of decreasing the bending moments in the tunnel section is to use a segmented liner. This will substantially decrease the effective EI for the liner section, thus giving a smaller value for the rigidity factor and, consequently, smaller bending moments in the tunnel section. However, one has to keep in mind that the additional bending moments, which result from joint rotations in the segmented tunnel liner, should be considered.

References

- 1 Szechy, K: The art of tunnelling. Akademiakiado, Budapest 1967.
- 2 Morgan, H D: A contribution to the analysis of stress in a circular tunnel. Geotechnique 11, No 1, 1961.
- 3 Muir Wood, A M: The circular tunnel in elastic ground. Geotechnique 25 No 1, 1975.
- 4 Engelbreth, K. Correspondence on Morgan, Geotechnique 11 No 3, 1961.
- 5 Peck, R. B., Hendran, A. J. and Mohraz, B: State of the art of soft ground tunnelling. RETC Proceedings, Volume 1, Illinois 1972
- 6 Zurabova G G and Bugzeva, O E. "Gidrotechnicheskie tunneli gidroelektricheskikh stantsii". Gosenergoizdat, Moscow 1962 (Water tunnels for hydraulic power plants)
- 7 Davidov, S S. "Raschet i proektirovaniye podzemnykh konstruksii". Stroizdat, Moscow 1950 (Design of underground structures).
- 8 Curtis, D J, Mott, Hav and Anderson, Croydon: Correspondence on Muir Wood, A M: The circular tunnel in elastic ground, Geotechnique, March 1976. □

A modern design for tunnel lining

Tevfik Sungur State Hydraulic Works, Ankara, Turkey

It is well known that the classical approach of designing tunnel linings in static loading conditions neglects the passive reaction of the surrounding rock and regards the lining as a free-standing cylinder. This approach will result in uneconomically thick lining with heavy reinforcement in the concrete. In contrast to this approach modern methods have been developed parallel with the advancements in the field of rock mechanics, these methods taking into consideration the interaction of the tunnel lining and the surrounding rock. The method developed by Bougayeva is based on the analysis of the distribution of bending moments in the lining which is supporting a uniform vertical load and is transferring the load onto the surrounding rock in an elastic manner. Bougayeva's method is, in the author's opinion, a suitable one for tunnel lining design. Fig 1 shows the assumed distribution of elastic reactions around the rock — lining interface. Calculation of the elastic reaction forces in the rock, which are due to the deformation of the lining, makes use of the coefficient of ground reaction. A similar analysis was first developed by Bull in 1944. (Ref 6)

The bending moments in a circular lining are the functions of the coefficient of ground reaction and the rigidity of the tunnel lining. An increase in the coefficient of ground reaction or in the flexibility of the tunnel lining will result in a decrease in the maximum bending moment which occurs at the crown of the cross section.

'Thin tunnel lining' and 'moderate rock'

The tunnel lining having a thickness to radius ratio as:

$$d/R \leq 1/10 \tag{1}$$

can be described as 'thin tunnel lining', where d is the thickness of concrete lining, as shown in Fig 2 and R is the radius of the centre line of lining. The rock which can be described as a competent and moderately blocky and seamy rock may have a Modulus of Elasticity of

$$E_r \geq 14GN/m^2 \tag{2}$$

Concrete type for thin tunnel lining

The quality of concrete required for thin tunnel lining should be equal to or higher than the type of concrete which has a minimum 28 day compressive strength of 22.5MN/m². The modulus of elasticity of this type of concrete may be taken as

$$E_c = 14GN/m^2 \tag{3}$$

for evaluating the moments in the tunnel lining.

Computation of max. bending moment

The maximum bending moment of circular tunnel lining occurs at the crown of the ring. It is computed in accordance with Szechy by the following formula:

$$M = wRR_2 [A\alpha + B - Cn(1 + \alpha)] \tag{4}$$

where

A procedure, which was developed by Bougayeva and illustrated by Szechy, for calculating bending moments in circular tunnel linings subjected to static loading conditions, is discussed briefly. The author suggests that thin unreinforced concrete lining can provide adequate, economic supports with acceptable safety factors in tunnels of circular cross section under moderate loading conditions.

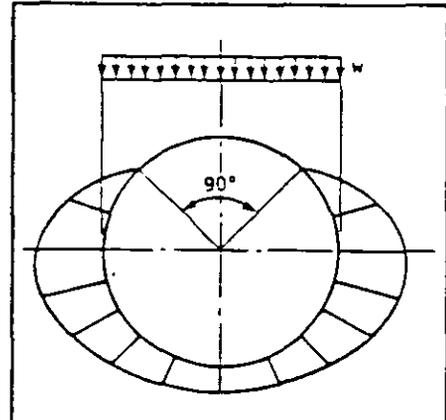


Fig 1. Distribution of passive reactions of rock, according to Bougayeva.

M is the maximum bending moment at centre line of crown (per unit length along the axis of tunnel lining)

w is the uniform vertical rock load per unit length

R is the radius of the centre line of lining

R_2 is the radius of the outer surface of lining

$$\alpha = 2 - R_2/R \tag{5}$$

$$n = 1/(m - 0.06416) \tag{6}$$

$$m = E_c I / k R_2 R^3 \tag{7}$$

k is the coefficient of ground reaction, MN/m²

I is the Second Moment of Inertia per unit width of lining section

A, B and C are constants. $A = 0.1628, B = 0.0872, C = 0.0070.$

The coefficient of ground reaction of the surrounding rock, k , can be calculated from.

$$k = E_r / [R_2(1 + \nu_r)] \tag{8}$$

where

ν_r is Poisson's Ratio for rock, assumed to be 0.25

The radius to outer surface of lining R_2 , can be expressed in the form:

$$R_2 = R - d/2 = R[1 - (1/2)d/R] \tag{9}$$

Substituting R_2 into Eq 5 we obtain

$$\alpha = 1 - (1/2)d/R \tag{10}$$

The Moment of Inertia of lining section per unit width can be determined from.

$$I = d^3/12 \tag{11}$$

Substituting expressions of k and I into Eq 7, we obtain

$$m = (1/12)kE_c/E_r(1 + \nu_r)(d/R)^3 \tag{12}$$

Using the values related to 'thin tunnel lining', 'moderate rock' and 'type of concrete' given in Equations (1), (2) and (3), we obtain

$$\alpha = 0.95$$

$$m = 0.0014583$$

$$n = 15.239651$$

Finally the values of maximum bending moment of tunnel lining which is considered under the conditions assumed in this article, can be calculated as follows:

$$M \leq 0.036wR^2 \tag{13}$$

The values of bending moments around the tunnel lining, calculated by the same procedure using the relevant constants given by Szechy, are shown in Fig 3 to illustrate the variation of bending moments around the tunnel lining.

Computation of resulting stresses

The resulting maximum bending stress in the concrete section of tunnel lining can be determined from:

$$|f_b| = M/S \tag{14}$$

where

$|f_b|$ is the absolute value of resulting maximum bending stress of the lining as compressive or tensile stress, MN/m²

S is Section Modulus of tunnel lining per linear unit length and width

The value of S can be determined from.

$$S = d^2/6 \tag{15}$$

By substituting the value of S given by Eq (15) and the value of maximum bending moment given by Eq (13) into Eq (14), we thus obtain

$$|f_b| \leq 21.6w \tag{16}$$

Apart from the bending stresses the lining is also subjected to compressive stresses across the concrete section. (Ref 1) The load, T , imposed on the thin tunnel lining by the rock is proportional to w and R .

$$T = wR \tag{17}$$

The resulting compressive stress assumed to act uniformly across the concrete section of lining can be determined from.

$$f_c = T/d \quad (18)$$

where

f_c is the resulting compressive stress on the concrete lining.

If we substitute the expressions given by Equations (1), (9) and (17) into Eq (18), we obtain

$$f_c = 10.5w \quad (19)$$

The combined axial and bending stresses in the concrete section of tunnel lining at the crown due to rock load are calculated as:

$$f_{c1} = \pm f_c + f_b \quad (20)$$

where

f_{c1} is the maximum combined stress in tunnel lining, MN/m²

By substituting the expressions given by Equations (16) and (19) into Eq (20), we obtain

$$f_{c1} = +21.6w - 10.5w = +11.1w \quad (21)$$

$$f_{c2} = -21.6w - 10.5w = -32.1w \quad (22)$$

where

f_{c1} is maximum tensile stress in lining, MN/m²

f_{c2} is maximum compressive stress in lining, MN/m²

Values of rock load (w)

The ultimate value of rock load on steel supports of tunnel for moderately blocky and seamy rock is given by Terzaghi as follows:

$$w = 0.35(D + H_1)\gamma_r, \text{ with no side pressure} \quad (23)$$

where

D is the width of the excavation
H₁ is the height of the excavation
 γ_r is the unit weight of rock

For circular tunnels:

$$H_1 = 0 \quad (24)$$

and the width of excavation of circular tunnel can be expressed in the form:

$$D = 2(R_2 + \Delta) \quad (25)$$

where

Δ is the width of overbreak, ie the gap between the outer radius of lining and the radius of the excavation.

For computation of maximum resulting stresses in the concrete section of tunnel lining, γ_r may be taken as 25kN/m³

Application of sprayed concrete and anchor bolts as pre-lining and modern construction techniques will be considered herewith for 'thin tunnel linings' and 'moderate rocks'. Consequently the following assumptions can be made:

0.35m may be taken as a mean value of Δ .

rock load, w given by Eq (23) for steel supports of tunnel may be reduced by half.

By substituting the accepted values for γ_r , Δ and the reduction ratio of rock load in Eq (23), we obtain

$$w = 0.375(R_2 - 0.35) \quad (26)$$

Table 1. Values of f_{c1} calculated for various R_1 and E.

E	1	2	3	4	5 (GN/m ²)
R_1 (m)					
5	0.572	0.518	0.488	0.474	0.468MN/m ²
4	0.491	0.414	0.390	0.379	0.374MN/m ²
3	0.369	0.311	0.293	0.285	0.281MN/m ²
2	0.245	0.207	0.195	0.190	0.187MN/m ²

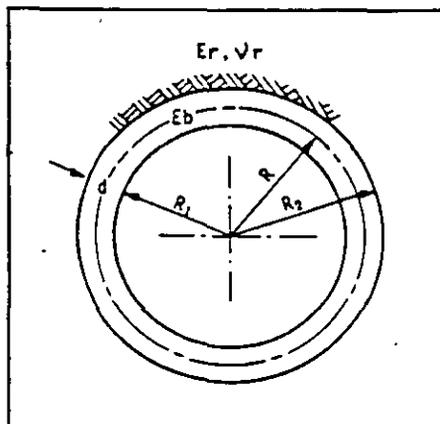


Fig 2. Circular concrete lining of tunnel in rock.

Maximum internal radius of tunnel

For the situation of thin tunnel linings considered in this paper, a maximum internal radius of 5m is adopted. Thus

$$R_1 \leq 5.0m \quad (27)$$

where

R_1 is radius to inner surface of lining and can be expressed in the form:

$$R_1 = R[1 - (1/2)d/R] \quad (28)$$

By substituting this into Eq (9) we obtain

$$R_2 = R_1[1 + (1/2)d/R]/[1 - (1/2)d/R] \quad (29)$$

and by substituting the values given by Equations (1) and (27) into Eq (29) we thus obtain

$$R_2 \leq 5.53m \quad (30)$$

Using this above value of R_2 , we obtain from Eq (26)

$$w \leq 51.45kN/m \quad (31)$$

Maximum values of combined stresses

By substituting the value of rock load given by Eq (31) into Eqs (21) and (22) we obtain

$$f_{c1} \leq +0.572MN/m^2 \quad (32)$$

$$f_{c2} \leq -1.652MN/m^2 \quad (33)$$

As can be seen, these maximum tensile stresses are quite acceptable for the type of concrete having a minimum 28 day compressive strength of 22.5MN/m² and no reinforcement is needed for the concrete lining against moderate rock loads. However, it is recommended that the inner face of the lining be provided with a minimum amount of reinforcement for reducing the effects of temperature variation and shrinkage of concrete as an additional safety measure. Furthermore it is necessary for voids between tunnel lining and surrounding

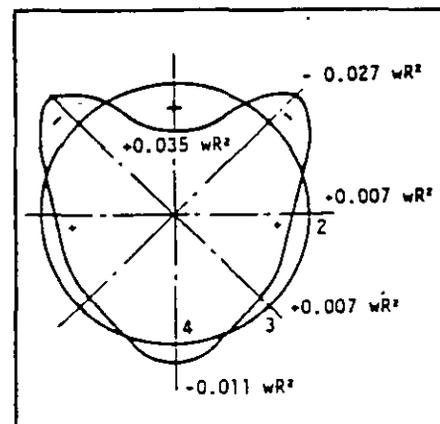


Fig 3. Bending moments in the lining.

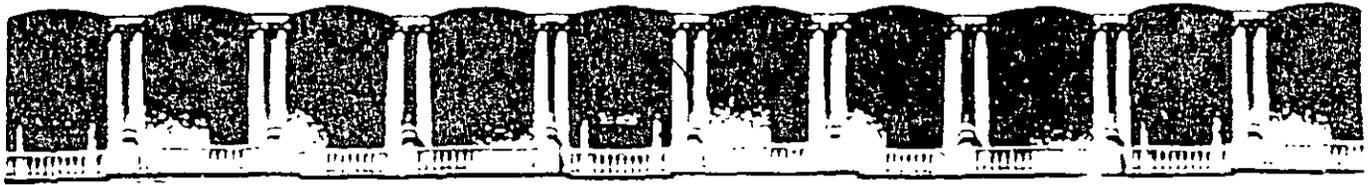
rock to be filled by low-pressure grouting. Grouting may also be necessary to consolidate loose rock behind the lining.

Thin walled tunnel linings of concrete having a thickness approximately one tenth of the radius may be economical and adequately support structures against loads of moderately blocky and seamy rock, if sprayed concrete and anchor bolts are applied as pre-lining during construction of the tunnel. The resulting stresses in the concrete section of lining are within acceptable limits for the type of concrete having a minimum 28 day compressive strength of 22.5MN/m² with no additional reinforcement being required for the concrete. □

References:

- 1 'Engineering and Design, Tunnels and Shafts in Rock', EM-1110-2-2901, 15 Sept 1978, Dept of Army Corps of Engineers.
- 2 Roark, R J 'Formulas for Stress-Strain'.
- 3 Proctor, R V and White, T L 'Rock Tunneling with Steel Supports', 1946.
- 4 Proctor, R V and White, T L 'Earth Tunneling with Steel Supports', 1977
- 5 Kastner, H 'Statik des Tunnel-und Stollenbaues', Springer-Verlag, Berlin, 1962
- 6 Bull, A 'Stresses in the Linings of Shield-Driven Tunnels', Transactions-ASCE, 1944 pp1363-1394
- 7 Bougaveva, O 'Computation of Circular Tunnel Linings', Izvestia Gidrotek, 1951
- 8 Zurabov, T and Bougaveva O 'Tunnels for Hydroelectric Power Plants', Gosenergizdat, Moscow 1962 p352.
- 9 Szczny, K 'The art of tunnelling', Akademiai Kiado Budapest 1966.
- 10 Craig and Muir Wood 'A review of tunnel lining practice in the UK, TRRL Suppl Report 335, p190

The technical advice received during editing of this article from Mr A Szeckl, Lecturer in Rock Mechanics at the University of Newcastle upon Tyne, is hereby gratefully acknowledged



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

GUIDELINES FOR THE DESING OF TUNNELS

**EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

Guidelines for the Design of Tunnels

ITA Working Group on General Approaches to the Design of Tunnels

Abstract—This second report by the ITA Working Group on General Approaches to the Design of Tunnels presents international design procedures for tunnels. In most tunnelling projects, the ground actively participates in providing stability to the opening. Therefore, the general approach to the design of tunnels includes site investigations, ground probing and in-situ monitoring, as well as the analysis of stresses and deformations. For the latter, the different structural design models applied at present—including the observational method—are presented. Guidelines for the structural detailing of the tunnel lining and national recommendations on tunnel design are also given. It is hoped that the information herein, based on experiences from a wide range of tunnelling projects, will be disseminated to tunnel designers throughout the world.

Résumé—Le groupe de travail AITES sur le dimensionnement des tunnels présente ici son deuxième rapport. En rassemblant toutes les informations, qui étaient accessibles entre les pays sur le dimensionnement des tunnels, nous espérons, que les expériences gagnées sur beaucoup de projets des travaux souterrains seront propagées dans tout le monde. Parce que le sol participe d'une grande partie à fournir des moyens de stabilité pour des ouvertures souterraines, des méthodes de dimensionnement comprennent aussi bien les investigations sur le chantier, les essais laboratoires et la surveillance pendant le progrès du travail que l'analyse des contraintes et des déformations. Concernant ce dernier point, des modèles de dimensionnement différents et actuellement appliqués sont présentés, y compris aussi la méthode d'observation. Recommandations pour les détails de revêtement et quelques recommandations nationales sur le dimensionnement des tunnels achèvent ce rapport.

1. Scope of the Guidelines

The International Tunnelling Association (ITA) Working Group on General Approaches to the Design of Tunnels was established in 1978. As its first project, the group developed a questionnaire aimed at compiling information about structural design models used in different countries for tunnels constructed prior to 1980. A synopsis of the answers to the questionnaire was published by the International Tunnelling Association in 1982 (ITA 1982).

As a continuation of that first report, the working group herein presents guidelines that attempt to condense the various answers from the first report and include additional experiences in the general approaches to the design of tunnel structures. These guidelines fulfill one of the main objectives of the International Tunnelling Association, namely, to disperse information on underground use and underground structures throughout the world by crossing national borders and language barriers.

Those interested in the subject of tunnel design should also consult published reports of other ITA working groups, e.g. the recent ITA report on contractual sharing of risk (see *T&UST* 3:2) and ITA recommendations on maintenance of tunnels (see *T&UST* 2:3). Furthermore, a number of national and international organizations, such as the International Society on Rock Mechanics, have published recommendations on related subjects, such as field measurements and laboratory testings for rock and ground. Some of these publications and reports are listed in the Appendix.

In tunnelling, most often the ground actively participates in providing stability to the opening. Therefore, the design procedure for tunnels, as compared to aboveground structures, is much more dependent on such factors as the site situation, the ground characteristics, and the excavation and support methods used. Recommendations on tunnel design

naturally are limited with regard to their consistency and applicability because each tunnelling project is affected by special features that must be considered in the design. Nevertheless, it is hoped that the general outline provided in these guidelines, based on the experience gained from many tunnelling projects, may be of some help for those starting a project.

2. Outline of General Approaches

2.1. General Procedure in Designing a Tunnel

Planning a tunnelling project requires the interdependent participation of the following disciplines, at a minimum:

- Geology.
- Geotechnical engineering.
- Excavation technology, e.g. machine tunnelling.
- Design of the supporting structural elements, including long-term behavior of materials.
- Contract principles and law.

Although the experts in each of these disciplines may be responsible only for their specific area of knowledge, the decision on the main design features should be the outcome of the cooperative integration of all the disciplines. Only thus can it be ensured that the project, in all its details, has been developed in unity, and not as the consecutive addition of the separate work of each of the experts.

The basic documents for tunnel design should include or cover:

- The geological report presenting the results of the geological and geophysical survey.
- The hydrogeological report.
- The geotechnical report on site investigations, including the interpretation of the results of site and laboratory tests with respect to the tunnelling process, soil and rock classification, etc..
- Information on line, cross-section, drainage, and structural elements affecting later use of the tunnel.

driving procedure, including the different cross-sections related to different ground conditions.

- Design documents for the types of excavation methods and tunnel supports likely to be applied, considering, e.g. excavation advance and face support (types and number of anchors, shotcrete strength, closure length, etc.).
- The program for the *in-situ* monitoring of the tunnel by field measurements.
- The analysis of stresses and deformations (for unlined tunnels as well as for single- or double-lined tunnels), and the dimensioning of the tunnel support for intermediate phases and final linings.
- The design for waterproofing or drainage.
- Structural documents for the final design of the tunnel project, including the detailing.
- During and after the excavation, reports on the field measurements and interpretation of their results with respect to the response of the ground and the structural safety of the tunnel.
- Documentation of the problems encountered during the excavation and measures applied, e.g. strengthening the ground or changing the projected type of support, based on monitoring results.

The above sequence of these basic documents also provides the general outline of the design procedure.

2.2. Elements of the Structural Design Model for Tunnels

In planning, designing, analysing and detailing a structure, engineers promise that the structure will neither suffer structurally nor collapse during its projected lifetime. Thus, models of the reality are necessary for analysis in order to predict the behaviour of a tunnel during the excavation and during its lifetime. Models are also needed for bidding on projects.

The following main elements involved in the design procedure are shown as a flow-chart in Fig. 1:

(1) *Geology and site investigations* must confirm the line, orientation, depth, etc., of the opening, e.g. a cavern.

(2) *Ground probing and soil or rock mechanics* must be applied to determine the ground characteristics, e.g. primary stresses, soil or rock strength, faults, water conditions.

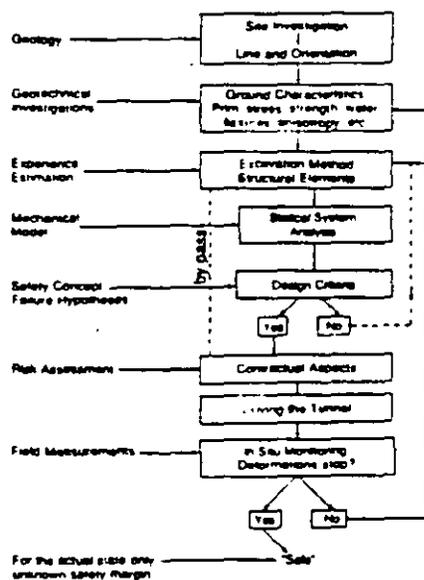


Figure 1. Design process for tunnelling.

are used to determine the cross-section required and the choice of the excavation method or the tunnel driving machine to be used, as well as the methods of dewatering the ground and the selection of the supporting structural elements.

(4) After steps (1)–(3) are completed, the tunnelling engineer must derive, or even invent, a structural model. By applying equilibrium and compatibility conditions to the model, the engineer has to arrive at those criteria that are factors in deciding whether or not the design is safe. Different models may be used for each excavation phase, for the preliminary and the final tunnel lining, or for different ground behaviour, e.g. in discontinuous rock or homogeneous soft soil. Modelling of the geometric features may vary greatly, depending on the desired intensity of the analysis.

(5) A safety concept drawn from failure hypotheses may be based on criteria such as strains, stresses, deformation, or failure modes.

The bypass in Fig. 1 indicates that for many underground structures, as in mining or in self-supporting hard rock, no design models at all are applied. In such cases, past experiences alone may be sufficient.

Risk assessment by the contractor as well as by the owner is needed at the time of contract negotiations. Risks involve possible structural failures of the tunnel support and lining, functional failures after completion of work, and financial risks. The contractual aspects also include risk sharing and risk responsibilities.

In-situ monitoring can be applied only after the tunnelling has begun. If the displacements stop increasing over time, it generally may be assumed that the structure is designed safely. Yet monitoring provides only part of the answer to the question of safety, for it does not tell how close the structure may be to sudden collapse or nonlinear failure modes. The results of field measurements and experiences during excavation may compel the engineer to change the design model by adjusting it to real behaviour.

An iterative, step-by-step approach is characteristic of the design of structures in the ground that employ the participating strength of the ground (see loops in Fig. 1). The designer may begin by applying estimated and simple behavioural models. Adjustments based on actual experiences during the tunnelling excavation (such as excavating the initial section in the same ground conditions or driving a pilot tunnel) will bring the model closer to reality and refine it (if refinement is consistent with the overall accuracy attainable). The interpretations of *in-situ* measurements (and some back analyses) also may assist designers in making these adjustments.

All of the elements of the structural design model in Fig. 1 should be considered an interacting unity. Scattering of parameters or inaccuracy in one part of the model will affect the accuracy of the model as a whole. Therefore, the same degree of simplicity or refinement should be provided consistently through all the elements of the design model. For example, it is inconsistent to apply very refined mathematical tools simultaneously with rough guesses of important ground characteristics.

2.3. Different Approaches Based on Ground Conditions and Tunnelling Methods

The response of the ground to excavation of an opening can vary widely. Based on the type of ground in which tunnelling takes place, four principal types of tunnelling may be defined:

(1) For cut-and-cover tunnelling, in most cases the ground acts only passively as a dead load on a tunnel structure erected like any aboveground engineering structure.

(2) In soft ground, immediate support must be provided by a stiff lining (as, for example, in the case of shield-driven tunnels with tubings for ring support and pressurized slurry

Présentation de la méthode de construction des tunnel avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage (Presentation of the tunnel construction method with immediate support by shotcrete and bolting)

Recommandations sur les conditions d'emploi du boulonnage (Recommendations for conditions of the use of bolting).

Tunnels et Ouvrages Souterrains 73 (Jan./Feb. 1986), pp. 18-38: Recommendations for use of the convergence-confinement method.

Tunnels et Ouvrages Souterrains 67 (Jan./Feb. 1985), pp. 32-13: Recommandations relatives au choix d'un type de soutènement en galerie (Recommendations for the selection of tunnel support).

Tunnels et Ouvrages (1984), pp. 80-97: Recommandations relatives à l'emploi des citres dans la construction des ouvrages souterrains (Recommendations on the use of steel arches as temporary support in tunnel structures).

Standard Specifications for Tunnels.

Mountain Tunnelling Method. Nov. 1986.

Shield Tunnelling Method. June 1986.

Cut-and-cover Method. June 1986.

Recommandation SIA No. 199: Etude du massif rocheux pour les travaux souterrains. 1975. (Also in German)

Norme SIA No. 198: Travaux souterrains (avancement à l'explosif) 1975. (Also in German)

Recommandation SIA No. 198/1: Construction de tunnels et de galeries en rocher au moyen de tunneliers. 1985. (Also in German)

British Standard 1377 Methods of test for soils for civil engineering purposes. British Standards Institution, 1975.

British Standard 5930, Code of Practice for site investigations, British Standards Institution, 1981.

Craig, R. N. and Muir Wood, A. M. A review of tunnel lining practice in the United Kingdom. TRRL Supplementary Report 335, 1978.

Tunnelling Waterproofing. CIRIA Report 81, 1979.

Dumbleton, M. J. and West, G. A guide to site investigation procedures for tunnels. TRRL Laboratory Report 710, 1976.

Guidelines for Tunnel Lining Design. Ed. by T. O'Rourke. ASCE Technical Committee on Tunnel Lining Design, Technical Council on Research.

Japan
Tunnel Engineering Committee,
Japan Society of Civil Engineering,
Japan Tunnelling Association

Switzerland

United Kingdom

United States of America
American Society of
Civil Engineers (ASCE)

The ITA's Approach to Structural Design of Tunnels: a Report from the Animateur



Heinz Duddeck

At the Rockstore '77 Symposium in Stockholm, the International Tunnelling Association (ITA) presented a special session on safety in tunnelling. Tunnelling safety has at least three different aspects: safety of human beings and machinery; maintenance of tunnels in use; and structural safety of tunnels. The discussion on the structural aspects resulted in the establishment of a working group on "Structural Design of Tunnels" at the 1978 ITA general assembly meeting in Tokyo.

In comparison with the design of a bridge, for example, where the structural design procedures are internationally well-established, there is considerable variation in the design of tunnels because tunnelling has to cope with ground conditions that vary considerably from site to site. Furthermore, the excavation method and the chosen sequence of support measures strongly influence the stresses and deformations and, hence, the stability of the opening.

The working group set as its first goal the compilation of information on the structural design procedures currently in use in ITA member nations. A questionnaire developed in 1978 collected information for four different types of tunnels in response to questions about:

- Site investigations and ground characteristics.
- Derivations or assumptions of the ground pressures on tunnel structures.
- Kinds of structural design models from which stresses and deformations are drawn.
- Concepts for determination of structural safety.
- *In-situ* monitoring and verification of structural safety of the tunnel.

The results of this questionnaire were published in 1982 (in *Advances in Tunnelling Technology and Subsurface Use*, Vol. 2, No. 3).

In 1982 the working group decided to proceed by condensing the different national approaches to the structural design of tunnel into a more comprehensive and consistent set of guidelines. The results of various drafts and

many discussions in the years 1983 to 1987 are submitted herewith to the international community of tunnelling engineers. It is hoped that the guidelines may stimulate critical thinking and further progress for the benefit of all tunnellers.

The guidelines try to cover the actual design procedures that are currently applied for tunnelling projects throughout the world. It is emphasized that in tunnelling the determining of ground conditions, the experiences gained from similar projects, the computational model, and the *in-situ* monitoring should be considered not separately, but as essential parts of a unified approach. The guidelines purposely do not cover the more refined approaches already available as a result of research in tunnelling (as, for example three-dimensional theories for homogeneous or discontinuous media, or methods of interpretational back-analysis).

Having achieved its goal, the working group on design of tunnels will proceed to other objectives. Members of the ITA working group who primarily contributed to the formulation of these guidelines are: G. Barla (Italy), D. Baxter (Australia), D. Buckley (Great Britain), F. Descœudres (Switzerland), Heinz Duddeck (Federal Republic of Germany), Z. Eisenstein (Canada), P. Gesta, vice-animateur (France), C. Kirkland (Great Britain) and P. Lunardi (Italy).

The sessions of the working group at the ITA symposia from 1983 to 1987 were attended each time, except for a small nucleus, by different participants. Therefore, many more engineers contributed their ideas to the contents of the guidelines for the design of tunnels than those mentioned above. I wish to express my thanks to all those who contributed to achieve the second objective of the working group.

HEINZ DUDDECK
Animateur
ITA Working Group on
Structural Design of Tunnels

for face support). In such a case, the ground usually participates actively by providing resistance to outward deformation of the lining.

(3) In medium-hard rock or in more cohesive soil, the ground may be strong enough to allow a certain open section at the tunnel face. Here, a certain amount of stress release may permanently be valid before the supporting elements and the lining begin acting effectively. In this situation only a fraction of the primary ground pressure is acting on the lining.

(4) When tunnelling in hard rock, the ground alone may preserve the stability of the opening so that only a thin lining, if any, will be necessary for surface protection. The design model must take into account the rock around the tunnel in order to predict and verify safety considerations and deformations.

Especially in ground conditions that change along the tunnel axis, the ground may be strengthened by injections, anchoring, draining, freezing, etc. Under these circumstances, case (2) may be improved, at least temporarily, to case (3).

The characteristic stress release at the tunnel face (Erdmann 1983) is shown in Figs 2 and 3. The relative crown displacement w is plotted along the tunnel axis, where $w/w_0 = 1.0$ represents the case of an unsupported tunnel. In medium-stiff ground nearly 80% of the deformations have already taken place before the lining (shown here as shotcrete) is still enough to participate.

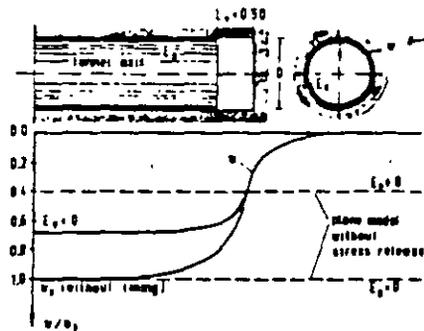


Figure 2. Crown displacement w along the axis, ahead and beyond the tunnel face.

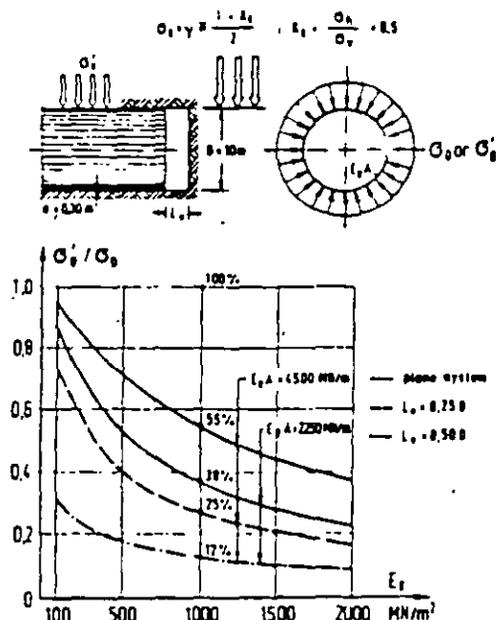


Figure 3. Ground stresses acting on the lining as fractions of the primary stress (Erdmann 1983).

For a simplified plane model with no stress release, where the full primary stresses are assumed to act on a lined opening, the displacement may be only 0.1 of that occurring in the unsupported case. The corresponding stress release is shown in Fig. 3. The simplified example, considering only the constant part of radial pressure, yields the values shown for a ring stiffness of $E_A D = 15,000 \times 0.3 = 4500 \text{ MN/m}$ and a ground deformation modulus of $E_A = 1000 \text{ MN/m}^2$.

Even in the unrealistic case when the full primary stress acts simultaneously on the ground opening and the lining, only 55% of the stress is taken by the lining; in the case of $E_A D = 2250 \text{ MN/m}$, only 38% is taken by the lining. If an open section of 0.25 of the tunnel diameter is left without lining support, the lining takes only 25% of the primary stresses; for $L_0 = 0.5 D$, it takes only 12% of the primary stresses.

For very soft ground requiring immediate support (as in the case of very shallow tunnels), almost 100% of the primary stresses are acting on the lining. The values change, of course, with other stiffness relationships and other stress distributions than those shown in Fig. 3, with other cross-sections, and other tunnelling methods.

2.4. Site Investigations, Structural Analysis and In-Situ Monitoring

An adequate intensity of site exploration, from which geological and hydrological mappings and ground profiles are derived, is most important for choosing the appropriate tunnel design and excavation method. A well-documented geological report should provide as much information as is obtainable about the physical features along the tunnel axis and in the adjacent ground. The amount of information should be much greater than the information required for entering directly into a structural analysis.

The results of an analysis depend very much on the assumed model and the values of the significant parameters. The main purposes of the structural analysis are to provide the design engineer with: (1) a better understanding of the ground-structure interaction induced by the tunnelling process; (2) knowledge of what kinds of principal risks are involved and where they are located; and (3) a tool for interpreting the site observations and the *m-situ* measurements.

The available mathematical methods of analysis are much more refined than are the properties that constitute the structural model. Hence, in most cases it is more appropriate to investigate alternative possible properties of the model, or even different models, than to aim for a more refined model. For most cases, it is preferable that the structural model employed and the parameters chosen for the analyses be lower-limit cases that may prove that even for unfavourable assumptions, the tunnelling process and the final tunnel are sufficiently safe. In general, the structural design model does not try to represent exactly the very actual conditions in the tunnel, although it covers these conditions.

In-situ monitoring is important and should be an integral part of the design procedure, especially in cases where stability of the tunnel depends on the ground properties. Deformations and displacements generally can be measured with much more accuracy than stresses. The geometry of the deformations and their development over time are most significant for the interpretation of the actual events. However, *m-situ* monitoring evaluates only the very local and actual situation in the tunnel. Therefore, in general the conditions taken into account by the design calculations do not coincide with the conditions that are monitored. Only by relating measurement results and possible failure modes by extrapolating can the engineer arrive at considerations of safety margins.

In many cases, exploratory tunnelling may be rewarding because of the information it yields on the actual response of the ground to the proposed methods for drainage, excavation,

TBM driving, support, etc. In important cases a pilot tunnel may be driven; such a tunnel may even be enlarged to the full final tunnel cross-section in the most representative ground along the tunnel axis. For larger projects, it may be useful to excavate a trial tunnel prior to commencing the actual work. More intensive *in-situ* monitoring of the exploratory tunnel sections should check the design approach by numerical analysis.

2.5. Design Criteria and Evaluating Structural Safety

An underground structure may lose its serviceability or its structural safety in the following cases:

- The structure loses its watertightness.
- The deformations are intolerably large
- The tunnel is insufficiently durable for its projected life and use
- The material strength of the structural elements is exhausted locally, necessitating repair.
- The support technique (for example, in erecting segmental linings) fails or causes damage.
- Exhaustion of the material strength of the system causes structural failure, although the corresponding deformations develop in a restrained manner over time.
- The tunnel collapses suddenly because of instability.

The structural design model should yield criteria related to failure cases, against which the tunnel should be designed safely. These criteria may be:

- Deformations and strains.
- Stresses and utilization of plasticity
- Cross-sectional lining failure.
- Failure of ground or rock strength.
- Limit-analysis failure modes.

In principle, the safety margins may be chosen differently for each of the failure cases listed above. However, in reality the evaluation of the actual safety margins is most complex and very much affected by the scattering of the involved properties of the ground and the structure and, furthermore, by the interacting probabilistic characteristics of these properties. Therefore, the results of any calculation should be subject to critical reflection on their relevance to the actual conditions.¹

National codes for concrete or steel structures may not always be appropriate for the design of tunnels and the supporting elements. Computational safety evaluations should always be complemented by overall safety considerations and risk assessments employing critical engineering judgment, which may include the following aspects:

- The ground characteristics should be considered in light of their possible deviations from average values
- The design model itself and the values of parameters should be discussed by the design team, which includes all of the experts involved (see Section 2.1, "General Procedure in Designing a Tunnel," above).
- Several and more simple calculation runs with parametric variations may uncover the scattering of the results. In general, this approach is much more informative than a single over-refined investigation.
- The *in-situ* measurements should be used for successive adjustment of design models.
- Long-term measurement of deformations via extrapolation may reveal to a large extent the final stability of the structure, although sudden collapse may not be announced in advance.

3. Site Investigations and Ground Probing

3.1. Geological Data and Ground Parameters

The appropriate amount of ground investigations on site and in laboratories may vary considerably from project to

project. Because the types of ground explorations and probings depend on the special features of the tunnelling project, its purpose, excavation method, etc., they should be chosen by the expert team, especially in consultation with the design engineer. The intensity of the ground explorations will depend on the homogeneity of the ground, the purpose of the tunnelling, the cost of boring, e.g. for shallow or deep cover, and other factors.

The geological investigations should include the following basic geotechnical information (see also ISRM Commission on Classification of Rocks and Rock Masses 1981).

3.1.1. Tunnels in rock

Zoning. The ground should be divided in geotechnical units for which the design characteristics may be considered uniform. However, relevant characteristics may display considerable variations within a geotechnical unit. The following aspects should be considered for the geological description of each zone:

- Name of the geological formation in accordance with a genetic classification.
- Geologic structure and fracturing of the rock mass with strike and dip orientations.
- Colour, texture and mineral composition.
- Degree of weathering.

Parameters of the rock mass e.g. in five classes of intervals, including:

- Thickness of the layers.
- Fracture intercept.
- Rock classification.
- Core recovery.
- Uniaxial compressive strength of the rock, derived from laboratory tests.
- Angle of friction of the fractures (derived from laboratory direct shear tests).
- Strength of the ground in on-site situations.
- Deformation properties (modulus).
- Effect of water on the rock quality.
- Seismic velocity.

Primary stress field of the ground. For larger tunnel projects, tests evaluating the natural stresses in the rock mass may be recommended. For usual tunnel projects one should at least estimate the stress ratio σ_h/σ_v at tunnel level, where σ_h is the lateral ground pressure and σ_v the major principal stress (usually in the vertical direction), for which the weight of the overlying rock generally may be taken. Tectonic stresses should be indicated.

Water conditions. Two types of information about water conditions are required:

- (1) Permeability, as determined by:
 - Coefficient k (m/s) (from field tests).
 - Lugron unit (from tests in boreholes).
- (2) Water pressure:
 - At the tunnel level (hydraulic head).
 - At piezometric levels in boreholes.

Deformability of the rock mass. *In-situ* tests are required to derive the two different deformation moduli, which can be determined either from static methods (dilatometer tests in boreholes, plate tests in adits, or radial jacking tests in chambers) or from dynamic methods (wave velocity by seismic-refraction or by geophysical logging in boreholes). Engineering judgment should be exercised in choosing the value of the modulus most appropriate for the design—for instance, by the relevant tangent of the pressure-deformation curve at the primary stress level in the static method.

Properties for which information is needed when tunnel boring machines are to be employed include:

- Abrasiveness and hardness.
- Mineral composites, as, e.g. quartzite contents.
- Homogeneity.

Swelling potential of the rock. The presence of sulfates, hydroxydes, or clay minerals should be investigated by mineralogical testing. A special oedometer test may be used to determine the swell test-curve of a specimen subjected first to a load-unload-reload cycle in a dry state, and then unloaded with water.

The following *ground water conditions* should be given:

- Water levels, piezometric levels, variations over time, pore pressure measurements in confined aquifers.
- Water chemistry.
- Water temperatures.
- Expected amount of water inflow.

3.1.2. Tunnels in soil

The geotechnical description should primarily follow the recommendations given above for rock. Additional special features for soil include:

1. Soil identification (laboratory testing):

- Particle size distribution.
- Atterberg limits w_L , w_p .
- Unit weights, γ , γ_d , γ_z .
- Water content w .
- Permeability k .
- Core recovery.

2. Mechanical properties determined by laboratory testing:

- Friction angle ϕ_u , ϕ .
- Cohesion c_u , c .
- Compressibility m_v , c_v .

3. Mechanical properties determined by field testing:

- Shear strength τ_v (Vane-test).
- Penetration N (Standard Penetration Test).
- Deformability E (Plate bearing, Dilatometer).

4. Ground water condition (in addition to those listed in 3.1.1.): permeability, as determined by pumping tests.

3.2. Evaluation of Parameters by Ground Probing and Laboratory Tests

The properties of the ground that are relevant for the tunnel design should be evaluated as carefully as possible. *In-situ* tests, which cover larger ground masses, generally are more significant than are laboratory tests on small specimens, which often are the better preserved parts of the core. The natural scattering of ground properties requires an appropriate number of parallel tests—at least three tests for each property (see also the corresponding ISRM recommendations).

Results of laboratory tests must be adjusted to site conditions. The size of specimen, the effects of ground water, the inhomogeneity of the ground on site, and the effects of scattering must be considered. The conclusions drawn from tests also should take into consideration whether the specimens were taken from disturbed or undisturbed ground.

In many cases, the first part of the tunnelling may be interpreted as a large-scale test, the experiences from which may be drawn upon not only for the subsequent excavations but also for predicting ground behaviour. In certain cases, long horizontal boreholes may facilitate ground probing ahead of the face, or a pilot tunnel may serve as a test tunnel that at the same time provides drainage. The on-site investigations provide valuable results for checking the correlation of large-scale *in-situ* tests with laboratory tests.

Special tests that correspond directly to the proposed tunnelling method may be required, e.g. for the sufficient preservation of a membrane at the face of a bentonite shield. The evaluation of the parameters should indicate the expected scattering. From probabilistic consideration of normally distributed quantities it can be deduced that a mean

value or a value corresponding to a moderately conservative fractile of a Gaussian distribution is more appropriate than the worst case value.

A set of all the parameters describing the ground behaviour of one tunnel section with regard to tunnelling should be seen as a comprehensive unit and should be well-balanced in relation to each of the parameters. For example, a small value of ground deformation modulus indicates a tendency to plastic behaviour, to which corresponds a ratio of lateral to vertical primary stress that is closer to 1.0. Hence, for alternative investigations some complete, balanced sets of parameters should be chosen instead of considering each parameter alone, unrelated to the others.

The available methods for ground probing and laboratory tests, their applicability and accuracy are given in the Appendix.

3.3. Interpretation of Test Results and Documentation

The field and laboratory tests should be given in well-documented reports, in the form of actual results. Based on these reports, an interpretation of the tests that is relevant to the actual tunnelling process and the requirements of the design models for the structural analysis is necessary. At the time the tests are planned, the team of experts referred to in Section 2.1 should decide which ground properties and ground characteristics are necessary for the general geotechnical description of the ground and for the projected design model. Thus, a closer relationship may be achieved between ground investigations and tunnelling design, and between the amount and refinement of tests and the tunnelling risks.

The documents should lay open the rational interpretational way in which design values are derived from test results. This method has proven to be especially useful in the tendering process, because it condenses the relevant data for the description of the ground and for the design of the tunnel on a band along the tunnel axis beneath a graphical representation of the tunnel profile (see the examples in Figs 9–13).

Such condensed tables may be prepared first for tendering and the preliminary design, and then improved through experience gained and incoming monitoring results. However, it should be clearly stated, especially in the contract papers, that much relevant information is lost or oversimplified in such tables, and that therefore the geotechnical reports and other complete documents should be considered the primary documents.

4. On Structural Design Models for Tunnelling

4.1. Alternative Design Models

The excavation of a tunnel changes the primary stress field into a three-dimensional pattern at the tunnelling face. Farther from the face, the stress field eventually will return to an essentially two-dimensional system. Therefore, the tunnel design may consider only two-dimensional stress-strain fields as first approximations.

The design of a tunnel should take into account the interaction between ground and lining. In order to do so, the lining must be placed in closest possible bond with the ground. To preserve its natural strength, the ground should be kept as undisturbed as possible. The deformations resulting from the tunnelling process (see Fig. 2) reduce the primary ground pressure and create stresses in the lining corresponding to that fractional part of the primary stresses in the ground which act on the sustaining lining. The stresses depend on the stiffness relationship of the ground to the lining, as well as on the shape of the tunnel cross-section. The latter should be selected such that an arching action in the ground and the lining may develop.

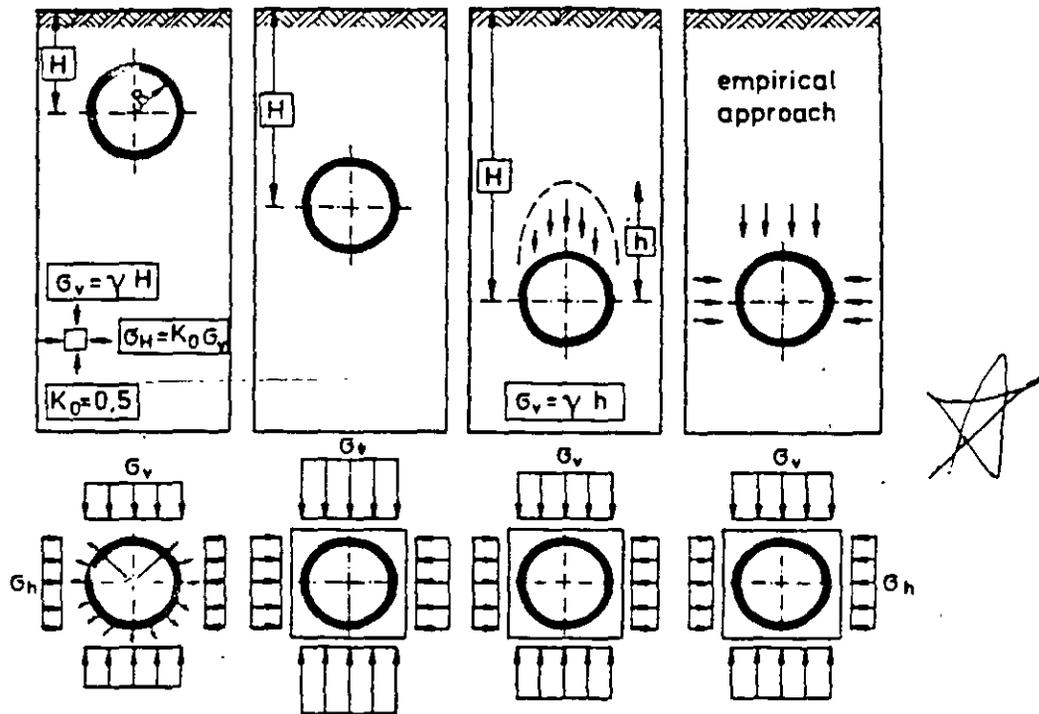


Figure 4. Alternative plane-strain design models for different depths and ground stiffnesses.

Figure 4 presents four different structural models for a plane-strain design analysis. The cross-sections need not be circular. These four models are explained more explicitly below.

In soft ground, immediate support is provided by a relatively stiff lining. For tunnels at shallow depth (as for underground railways in cities), it is agreed that a two-dimensional cross-section may be considered, neglecting the three-dimensional stress release at the face of the tunnel during excavation. In cases (1) and (2) in Fig. 4, the ground pressures acting on the cross-section are assumed to be equal to the primary stresses in the undisturbed ground. Hence, it is assumed that in the final state (some years after the construction of the tunnel), the ground eventually will return to nearly the same condition as before the tunnelling. Changes in ground water levels, traffic vibrations, etc., may provoke this "readjustment."

In case (1), for shallow tunnels and soft ground, the full overburden is taken as load. Hence, no tension bedding is allowed at the crown of the tunnel. The ground reaction is simplified by radial and tangential springs, arriving at a bedded-beam model.

In case (2), for moderately stiff ground, the soil stiffness is employed by assuming a two-dimensional continuum model and a complete bond between lining and ground. As in case (1), stress release due to predeformations of the ground is neglected. Inward displacements result in a reduction of the pressure on the lining.

Case (3) assumes that some stress release is caused by deformations that occur before the lining participates. In medium-hard rock or in highly cohesive soil, the ground may be strong enough to allow a certain unsupported section at the tunnel face (see Fig. 2). Also, for tunnels having a high overburden, a reduction of the acting crown pressure (represented in Fig. 4 by $h < H$) is taken into account.

In case (4), the ground stresses acting on the lining are determined by an empirical approach, which may be based on previous experiences with the same ground and the same tunnelling method, on *in-situ* observations and monitoring

of initial tunnel sections, on interpretation of the observed data, and on continuous improvements of the design model.

If a plane model is not justified—as is the case for caverns, for more complicated geometries of underground structures, or for an investigation directly at the tunnelling face—a three-dimensional model may be necessary (see Fig. 5). The three-dimensional model also may be conceived as consisting of discontinuous masses (block theory) or a continuum with discrete discontinuous fissures or faults.

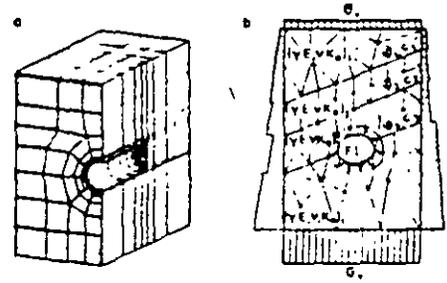


Figure 5a. Three-dimensional continuum model.
Figure 5b. Example of two-dimensional finite-element model.

4.2. Continuum or Discontinuum Model

For structural design models such as those in Figs 5a and b, the ground may be modelled as homogeneous or heterogeneous, isotropic or anisotropic; as a two-dimensional, i.e. allowing some stress release before the lining is acting, or a three-dimensional stiff medium. The lining may be modelled either as a beam element with bending stiffness or as a continuum. Plasticity, viscosity, fracture of the rock, non-linear stress-strain and deformation

behaviour, etc., may be covered by special assumptions for material laws.

The design criteria are computed by numerical solutions. From their origins, the finite-element method and the boundary-element method are basically continuum methods. Thus, homogeneous media and stress-strain fields are evaluated best. In general, discontinua such as rock with fissures and faults, and failure modes, which are initiated by local rupture, shear failure, or full collapse, cannot be covered by continuum methods.

A continuum or discontinuum model is appropriate for tunnel structures where the ground provides the principal stability of the opening (as in hard rock) or where the geometrical properties of the underground opening can be modelled only by numerical analysis, e.g. in the case of closely spaced twin tunnels.

4.3. Bedded-Beam Model (Action-Reaction Model)

If the stiffness of the ground is small compared to the stiffness of the lining, a design model such as that shown in Fig. 6 may be employed. In such a case, the active ground pressures are represented by given loads and the passive reaction of the ground against deformations is simulated by constant bedding moduli. The model may be particularly well-suited to the design of linings of shield-driven tunnels. As to applicability, the stiffness ratio β may be smaller than 200:

$$\beta = E_s R^3 / EJ < 200,$$

where: E_s is the representative deformation stiffness modulus of the ground.

R is the radius of the tunnel cross-section or its equivalent for non-circular tunnels.

EJ is the bending stiffness of the lining.

A more correct solution for the bedding is given by a non-zero stiffness matrix for all elements with regard to radial and tangential displacements.

However, in most cases and in view of the unavoidable approximations based on the other assumptions, a simpler approach may be sufficient. Such an approach considers only radial (and, eventually, tangential) bedding, neglecting the interdependence of radial and tangential displacements and beddings. For non-circular cross-sections, the continuum solution reveals that bedding may be increased at corner sections of the lining, with smaller radius of the curvature.

The bedded-beam model may be adjusted to more complex cases, e.g. by reducing the crown load in accordance with stress release at the tunnel face (see Fig. 3) or, for deep tunnels, by assuming bedding also at the crown.

For articulated effective hinges in linings the bending moments are smaller; the deformations may be larger, depending on the ground stiffness. For hinged linings the limit of β given above is not valid.

The analysis of the bedded beam yields ring forces, bending moments, and deformations as design criteria for the lining. If the lining ring is completely closed, the bending moments may be considered less important than the ring forces for providing equilibrium (a smaller safety factor may be

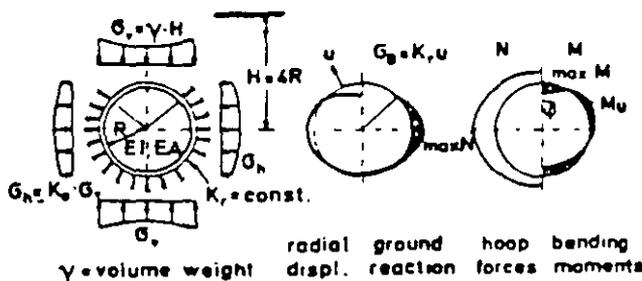


Figure 6. Example of a bedded-beam model for shallow tunnels.

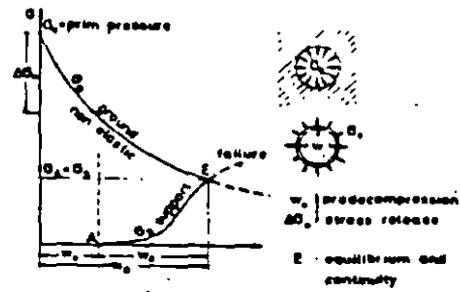


Figure 7. Characteristic curves for the ground and the support for convergence-confinement models (Fenner-Pacher curves).

justified for the bending moments). Allowances also may be made for a plastic rotation capacity of the lining segments.

For tunnels with very pronounced stress release due to inward deformations, e.g. for deep tunnels in rock, a simple approach to design consideration is given by the convergence-confinement model, which is based only on the interaction of the radial inward displacement and the support reaction to these deformations by resisting ring forces and the corresponding outward pressure (see Fig. 7).

The primary stresses σ_0 in the ground are released with progressive inward displacements. The acting pressure may even increase when rock joints are opening with larger displacements. In self-supporting rock, the ground characteristic in Fig. 7 meets the w -axis; because the primary stresses are released completely, a supporting lining is not necessary. Before the supporting members are installed, it is unavoidable—even desirable—that decompression associated with the predeformation w_0 will occur. The stiffness of the lining determines where both curves (characteristic lines) will intersect. At this point, equilibrium as well as compatibility conditions are fulfilled. If the ground characteristic is known, e.g., by *in-situ* monitoring, the predeformation w_0 and the stiffness of the lining (including its development over time and as tunnelling advances), and even its plastic properties are very decisive for the actual stresses in the lining. Both curves in Fig. 7 may vary considerably.

In its usual analytical form, the convergence-confinement model assumes constant ground pressure along a circular tunnel lining. Consequently, it yields only ring forces and no bending moments at all. However, it may be extended to cover ground pressures that vary along the tunnel lining (Gesta 1986).

The model may also be applied as a first approximation for non-circular tunnel cross-sections, although the support reaction curve is distinctly different, e.g. for horseshoe-type cross sections. Therefore, it may be helpful to use the convergence-confinement model in combination with a continuum model and *in-situ* measurements.

Although the convergence-confinement approach is primarily a tool for the interpretation of field measurements, it also may be applied in support of the empirical approach.

4.4. Empirical Approach

The structural elements and the excavation procedure, especially for the preliminary support of the tunnel, may be selected mainly based on experience and empirical considerations that rely more on direct observations than on numerical calculations. This procedure may be especially reasonable if experiences from a successful tunnelling project can be applied to a similar, new one yet to be designed. Such a transfer of information is justified only when:

- The ground conditions, including those of the ground water, are comparable.
- The dimensions of the tunnel and its cross-sectional shape are similar.
- The depths of overburden are approximately the same.

the preceding tunnelling project.

One disadvantage of prolonged application of the empirical approach is that, lacking an incentive to apply a more appropriate tunnelling design via a consistent safety assessment, the structure may be designed over-conservatively, resulting in higher construction costs. The simple empirical approach contributes little to the advancement of the state of the art in tunnelling.

The empirical approach to tunnel design may also be applied to larger projects in only slightly changing ground if provision is made (especially in the tender) for initial experiences to be extrapolated to the subsequent sections along the tunnel axis. Such a situation justifies a measurement programme that is more intensive for the first sections, in order to gain experience.

4.5. Observational Method

By combining analytical methods with the empirical approach and the immediate interpretations of *in-situ* measurements, a tunnelling design procedure that is adjustable as the tunnel excavation proceeds may be applied. In this approach, the field measurements of ground movements, displacements and stresses in the lining are used on an ongoing basis to verify or modify the design of the tunnel. More intensively instrumented sections at the early stages of the tunnelling provide the data for these procedures. The interpretation of the measured data yields insight into the ground behaviour as a reaction to the tunnelling procedure.

In applying the observational method, the following conditions must be met:

- The chosen tunnelling process must be adjustable along the tunnel line.
- Owner and contractor must agree in advance on contractual arrangements that allow for modifications of the design on an ongoing basis during the project.
- The field measurements should be interpreted on the basis of a suitable analytical concept relating measurement data to design criteria.
- The interpretation of a particular instrumented section must be used to draw conclusions about the other sections of the tunnel. Hence, the experiences are restricted to those tunnel sections that are comparable with respect to ground conditions, ground cover, etc. (see Section 4.4 "Empirical Approach").
- Field measurement should be provided throughout the entire length of the tunnel in order to check its assumed behaviour.

4.6. Special Design Features

Special considerations may be necessary if unusual ground behaviour is expected or is caused by ground improvements. Some special design features and considerations are discussed below.

4.6.1. Ground improvement techniques

Grouting and injections. Intensive grouting or injections of the ground may improve the ground characteristics considered in the design model. Although in most cases grouting is applied only for closing discontinuities in rock or for strengthening soft ground, in both cases the goal is to achieve better homogeneity.

Drainage and compressed air. Usually the ground is stabilized by dewatering it and by avoiding inflows of water. Ground failure may be avoided if the pore water pressure is minimized. The assumed ground characteristics may be valid only if successful drainage is possible or if water inflow is prevented, as in tunnelling under compressed air.

Stress release due to tunnelling and ground water influx may cause swelling and a corresponding increase in pressure on the lining. In these cases, a circular cross-section or at least an invert arch is recommended. The swelling resulting from a chemical reaction, as in anhydrid, generally is much more pronounced than that due to the physical absorption of water, as in clay.

4.6.2. Unusual ground behaviour

Swelling ground. Stress release due to tunnelling and ground water influx may cause swelling and a corresponding increase in pressure on the lining. In these cases, a circular cross-section or at least an invert arch is recommended. The swelling resulting from a chemical reaction, as in anhydrid, generally is much more pronounced than that due to the physical absorption of water, as in clay.

Underground erosion, mining subsidence, and sinkholes. Tunnelling in ground that is subject to settlements, as in the case of gypsum erosion or mining subsidence, requires special design considerations. A flexible lining that follows the ground movements by utilizing its plastic deformation capacity is more suitable in these cases than is a too-rigid or brittle, failure-prone lining. If the ground has sinkhole potentials, a tunnel structure that can be repaired easily may be more economical than a structure designed to allow the bridging of the sinkholes.

5. In-Situ Monitoring

5.1. Purpose of In-Situ Measurements

In-situ monitoring during the excavation and at longer intervals after the tunnel is completed should be regarded as an integral part of the design not only for checking the structural safety and the applied design model but also for verifying the basic conception of the response of the ground to tunnelling and the effectiveness of the structural support.

The main objectives of *in-situ* monitoring are:

- (1) To control the deformations of the tunnel, including securing the open tunnel profile. The time-history development of displacements and convergences may be considered one safety criterion, although field measurements do not yield the margins the structure can endure before failing.
- (2) To verify that the appropriate tunnelling method was selected.
- (3) To control the settlements at the surface, e.g. in order to obtain information on the deformation pattern in the ground and on that part of settlements caused by lowering the water level.
- (4) To measure the development of stresses in the structural members, indicating sufficient strength or the possibility of strength failure.
- (5) To indicate progressive deformations, which require immediate action for ground and support strengthening.
- (6) To furnish evidence for insurance claims, e.g. by providing results of levelling the settlements at the surface in town areas.

5.2. Monitoring Methods

A programme for monitoring the deformations and stresses during the excavation may comprise the following measurements (see Fig. 8):

- (1) Levelling the crown (at the least) inside the tunnel as soon as possible. With regard to interpretation of the data, Fig. 2 reveals that often only a small fraction of the entire crown movement can be monitored because a larger part occurs before the bolt can be set. For difficult tunnelling, the distance between two crown readings may be as close as 10-15 m. Levelling of the invert is recommended for rock having swelling potentials.
- (2) Convergence readings (in triangular settings; K in Fig. 8)

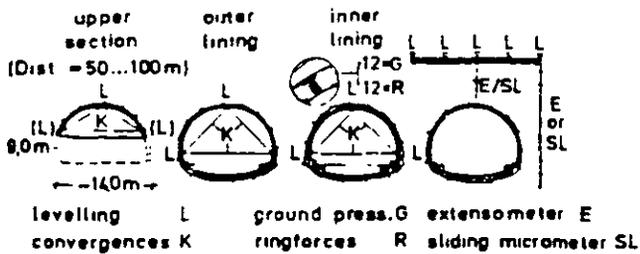


Figure 8. Example of in-situ monitoring of the tunnel excavation, the preliminary lining, and the surface settlements.

8) should be the standard method for early information. They are easily applied and are accurate to within 1 mm.

(3) In a few cross-sections, the linings may be equipped with stress cells for reading the ground pressures and ring forces in the lining (G and R in Fig. 8).

(4) Stress cells should also be installed in a few sections of the final second lining if long-term readings are desired after the tunnel has been completed.

(5) Surface levelling along the tunnel axis and perpendicular to it yield settlements and the correlation to measurements inside the tunnel (see Fig. 2).

(6) Extensometers, inclinometers, sliding micrometers may be installed from the surface well ahead of the tunnelling face, yielding deformation measurements within the ground (see Fig. 8). Monitoring of the ground deformations is especially appropriate for checking and interpreting the design model. Therefore, the installation should be combined with convergence readings and stress cells in the same cross-section.

The frequency of the readings depends on how far from the tunnelling face the measurements are taken, and on the results. For example, readings may be performed initially two times a day; then be reduced to one reading per week four diameters behind the face; and end with one reading per month if the time-data curves justify this reduction in measurement readings.

5.3. Interpreting Results of In-Situ Monitoring

The results of *m-situ* monitoring should be interpreted with regard to the excavation steps, the structural support work, and the structural design model in conjunction with safety considerations.

The actual readings normally show a broad scatter of values. Expectations of reliability may not be met, especially for pressure cells, because stresses and strains are very local characteristics. Deformation and convergence readings are more reliably obtainable because displacements register integrals along a larger section of the ground.

The *m-situ* measurements should be interpreted in consideration of the following:

- The results should verify whether the tunnelling method is appropriate.
- Graphed time-history charts may reveal a decreasing rate of deformation, or uncover danger of collapse.
- Large discrepancies between the theoretically predicted and actually observed deformations may force revision of the design model. However, measurements are valid only for the actual state at the time and the place where they are taken. Long-term influences such as rising water level, traffic vibrations, and long-term creep are not registered during excavation.
- The readings may promote visual understanding of the structural behavior of ground and support interaction.
- The readings may cover only a fraction of the actual phenomena if bolts and stress cells are installed too late (see Fig. 2).
- The tunnel may be considered stable when all the

readings cease to increase. However, a safety margin against failure—especially sudden collapse—cannot be deduced from measurement, except by extrapolation.

6. Guidelines for the Structural Detailing of the Lining

On design aspects with regard to maintenance the reader is referred to other recommendations of the ITA (see *T&UST* 2.3). For concrete linings, the following structural design specifications are suggested.

(1) The thickness of a second lining of cast-in-place concrete may have a lower limit of 25–30 cm to avoid concrete placing problems such as undercompaction or honeycombing of concrete. The following lower limits may be recommended:

- 20 cm, if lining is unreinforced;
- 25 cm, if lining is reinforced;
- 30 cm for watertight concrete.

(2) Reinforcement may be desirable for crack control, even when it is not required for covering inner stresses. On the other hand, reinforcement may cause concrete-placing problems or long-term durability problems due to steel corrosion. If reinforcement in the second lining is provided for crack control, a closely-spaced steel mesh reinforcement may have the following cross-sections in both directions:

- At the outer surface, at least 1.5 cm²/m of steel;
- At the inner surface, at least 3.0 cm²/m of steel.

(3) The recommended minimum cover of reinforcement is:

- | | |
|---------------|---|
| 3.0 cm | At the outer surface if a waterproof membrane is provided. |
| 5.0 cm–6.0 cm | At the outer surface if it is directly in contact with the ground and ground water. |
| 4.0 cm–5.0 cm | At the inner tunnel surface. |
| 5.0 cm | For the tunnel invert and where water is aggressive. |

(4) For lining segments, specifications (1), (2) and (3) above are not valid, especially if the segmented tunnel ring is the outer preliminary lining. For detailing the tunnel segments, special attention should be given to avoiding damage during transport and erection.

(5) Sealing against water (waterproofing sheets) may be necessary under the following conditions:

- When aggressive water action threatens to damage concrete and steel.
- When the water pressure level is more than 15 m above the crown.
- When there is a possibility of freezing of ingressing water along the tunnel section close to the portals.
- When the inner installations of the tunnel must be protected.

(6) In achieving watertightness of concrete, special specifications of the concrete mixture, avoidance of shrinkage stresses and temperature gradients during setting, and the final quality of the concrete are much more important than theoretical computations of crack widths.

(7) Temperature effects (tension stresses) may be somewhat controlled by working joints (as close as 5 m at the portals) and by additional surface reinforcement in concrete exposed to low temperatures.

(8) An initial lining of shotcrete may be considered to participate in providing stability of the tunnel only when the long-term durability of the shotcrete is preserved. Requirements for achieving long-term durability include the absence of aggressive water, the limitation of concrete additives for accelerating the setting (liquid accelerators), and avoiding shotcrete shadows behind steel arches and reinforcements.

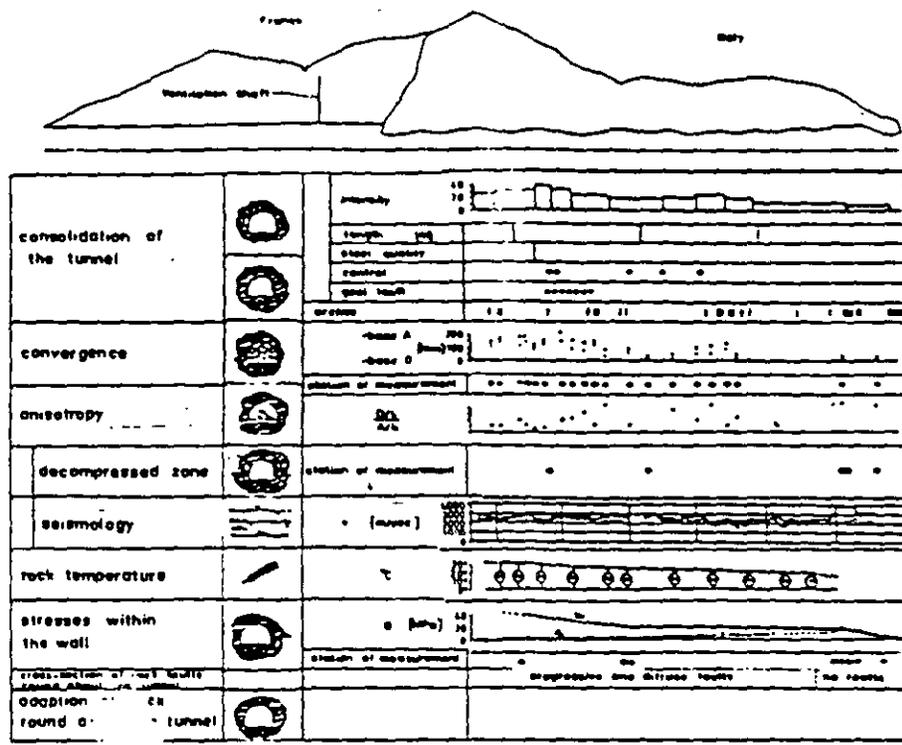
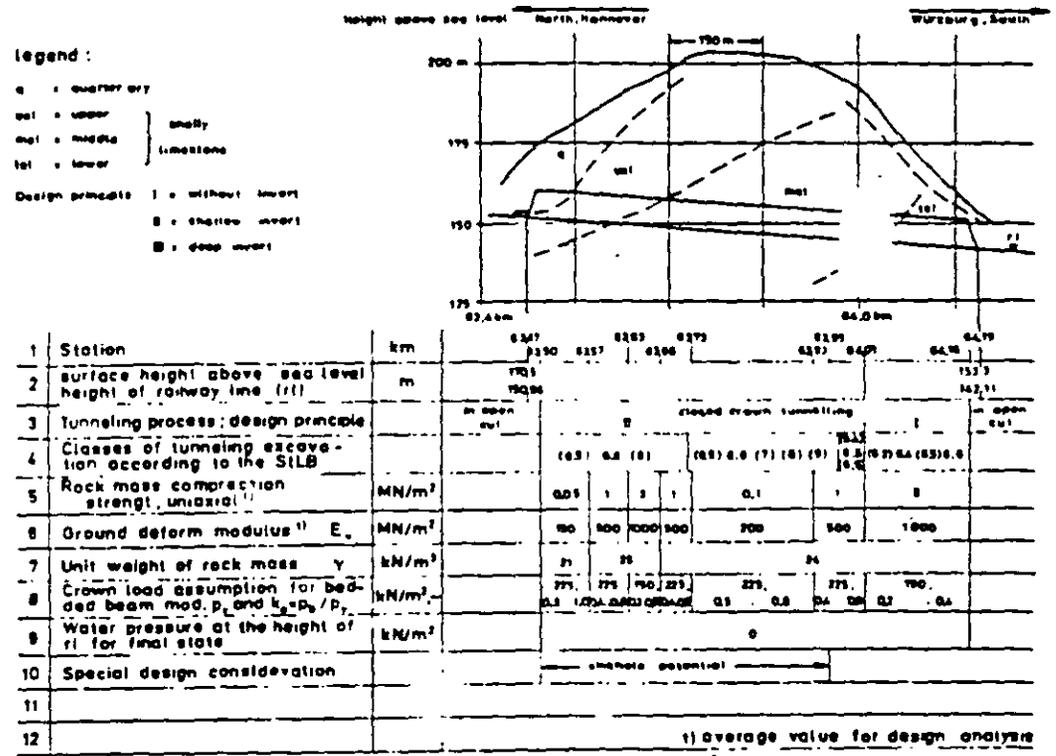
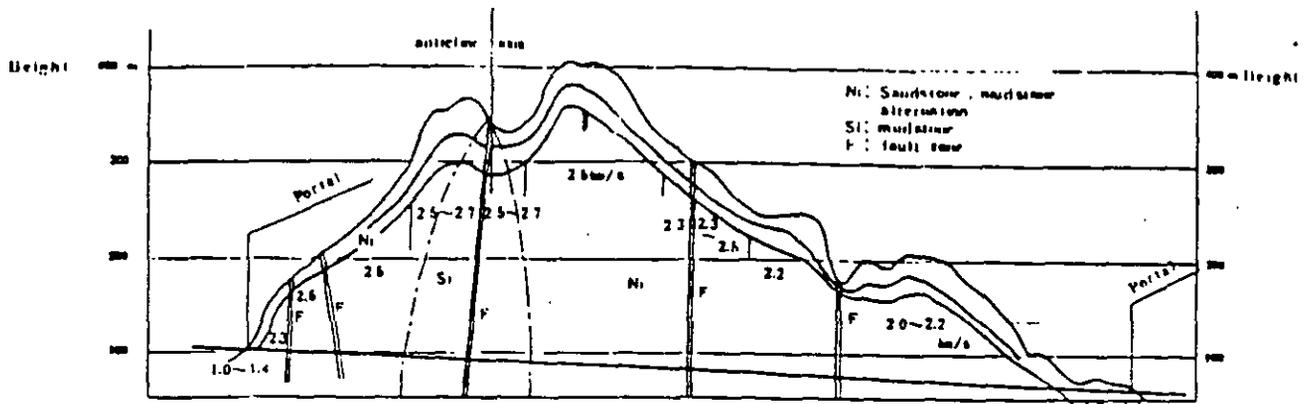


Figure 9. Table of measured data and encountered conditions along a tunnel in France.



Technical design conditions (TVR) for the Hopfenberg-Tunnel (Fed. R. Germany) | Longitudinal section with design characteristics

Figure 10. Predicted ground conditions, tunnelling classes and design characteristics along a tunnel of the rapid railway line in Germany.



Kilo meter	41km		42km		43km		44km		45km		46km		47km	
Geological Formation	Ni: Nishiyama Formation				Si: Shirai Formation		Ni						砂岩地層	
Rock name	alt. of s.s. and m.s.		s.s. and m.s. (s.p.)		s.s. and m.s. (s.p.)		s.s. and m.s.		s.s. and m.s. (s.p.)		m.s. (s.p.)		s.s. m.s. (s.p.)	
Seismic Velocity	1.4-1.6	2.3	2.6	2.5	2.5-2.7	2.5	2.5	2.3	2.3-2.2	2.2	2.0-2.2	2.2	1.4	1.4
Unconfined Compressive Strength (Competence Factor)	$\sigma_c = 44-58 \%$ (70-97)				$\sigma_c = 51-64 \%$ (19-17)		$\sigma_c = 61-108 \%$ (17-30)		$\sigma_c = 52-56 \%$ (46-48)					
Water Inflow	a little													
Rock Class	IL	IN	IS	IN	IN	IN	IN	IN	IN	IN	IN	IN	IL	IL
Note	Squeezing Property													

s.s.: sandstone m.s.: mudstone s.p.: sandstone predominates

Figure 11. Predicted ground conditions along a tunnel line (example submitted by Japan).

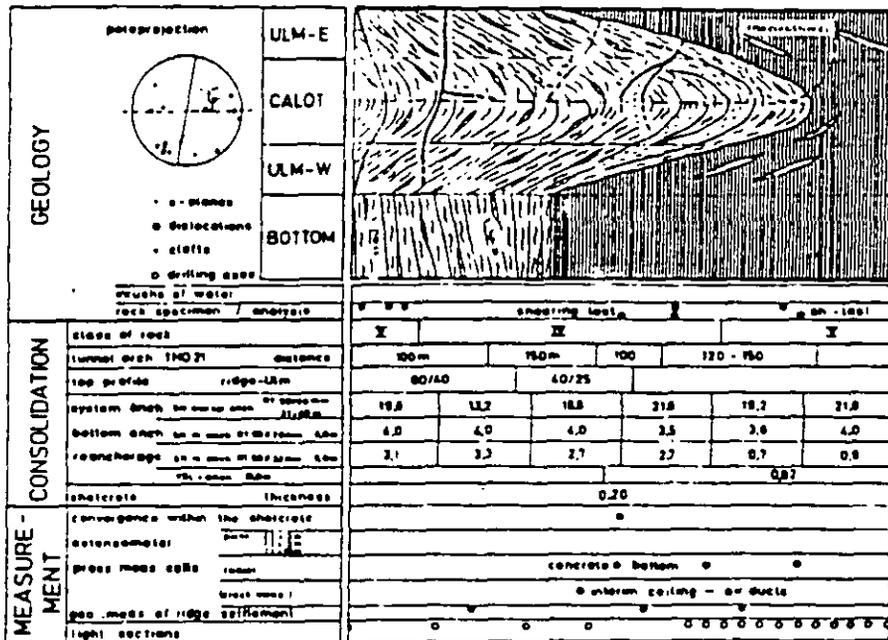


Figure 12. Documentation of geology, ground classes, support, geotechnical field measurements gathered during a tunnel project in Austria.

of Tunnel Design Data

Figures 9-12 are national examples of tabulated information on geotechnical conditions and design characteristics given in condensed form along a longitudinal tunnel section. This information may be part of the tendering documents and should be amended with ongoing tunnelling. By gathering the data actually encountered along the tunnel line in a similar table, a comparison can be made between predicted and actual tunnelling conditions. □

References

Erdmann, J. 1983. Comparison of two-dimensional and development of three-dimensional design methods for tunnels (in German).

Technical University of Braunschweig.

- Gesta, P. 1986. Recommendations for use of the convergence-confinement method. *Tunnels Ouvrages Souterrains* 75: 18-39.
- International Society of Rock Mechanics Commission on Classification of Rocks and Rock Masses. 1981. *Int. J. Rock Mechanics Mining Sci.* 18: 85-110.
- International Society of Rock Mechanics. 1975. ISRM Recommendations on site investigation techniques.
- International Tunnelling Association Working Group on Structural Design of Tunnels. 1982. *Advances Tunnel. Technol. Subsurface Use* 2(3): 153-228.

Note

¹See, for example, the Swiss SIA Dokument 260 or the corresponding U.S.-ASCE Code.

Appendix. International and National Recommendations on Structural Design of Tunnels.

Although the following selected list of recommendations by national and international organizations is not complete, it nevertheless should provide the reader with sources of additional information regarding the design of tunnels.

Organization/Country
International Tunnelling Association (ITA).

Publication

Views on structural design models for tunnelling. *Advances in Tunnelling Technology and Subsurface Use* 2:3 (1982).

International Society for Rock Mechanics (ISRM)

ISRM recommendations on site investigation techniques, July 1975.

ISRM Committee on Field Tests:

Document No. 1—Suggested Method for Determining Shear Strength

Document No. 2—Suggested Methods for Rock Bolt Testing

ISRM Committee on Laboratory Tests; ISRM Committee on Swelling Rocks:
Document No. 1—Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength of Rock Materials and Point Load Strength Index.

Document No. 2—Suggested Methods for Determining Water Content, Porosity, Density, Absorption and Related Properties, Swelling and Slake Durability Index Properties.

Australia

Australian Standard 1726 - S.A.A. Site Investigation Code.

Australian Standard 1289 - Methods of Testing Soils for Engineering Purposes.

Austria

ÖNORM B 2203 Untertagebaunorm, Richtlinien und Vertragsbestimmungen, Werkvertragsnorm.

Projektierungsrichtlinien für Geotechnische Arbeiten. RVS 9.240 u. 9.241, Forschungsges. Strassenwesen, Nov. 1977.

Federal Republic of Germany
(in German)

Recommendations for the design of underground openings in rock. *Tunnelbau-Taschenbuch 1980*, Gluckauf-Verlag, Essen (1980), pp. 157-239.

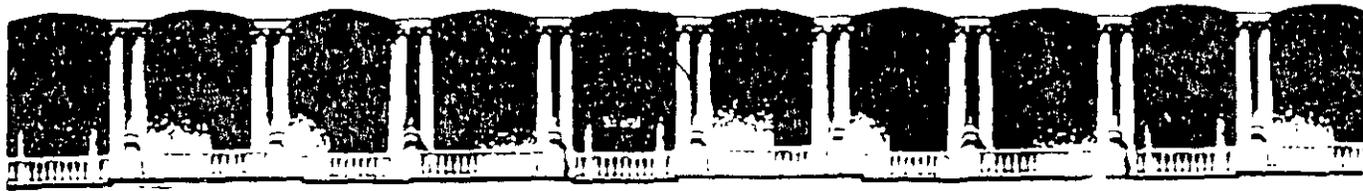
Recommendations for the analysis of Tunnels in soft ground (1980), *Bautechnik 10* (1980), Berlin, pp. 349-356.

Recommendations for the Concrete Lining of Tunnels in soft ground (1986), *Bautechnik 10* (1986), Berlin, pp. 331-338.

France

Tunnels et Ouvrages Souterrains, Special Issue July 1982, pp. 32-123:

Réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains (Usual calculation methods for the design of tunnel linings).



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

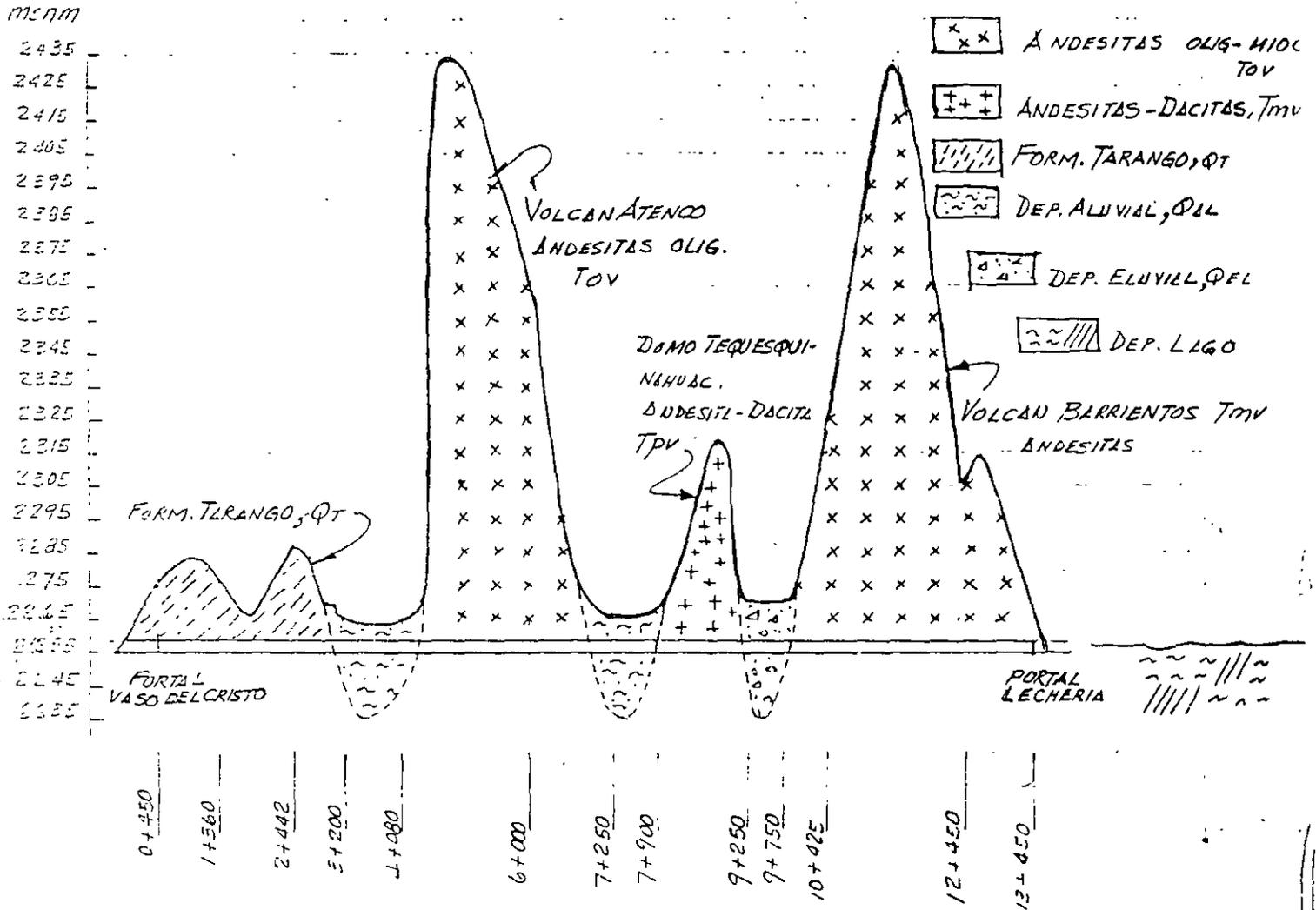
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

TEMA

**TUNEL DEL PONIENTE II
REVISION GEOTECNICO - ESTRUCTURAL**

**EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERIA
OCTUBRE DEL 2000**

1.- PERFIL GEOLOGICO



PERFIL LONGITUDINAL HOR: 1:100 000 ; VERT. 1: 2000

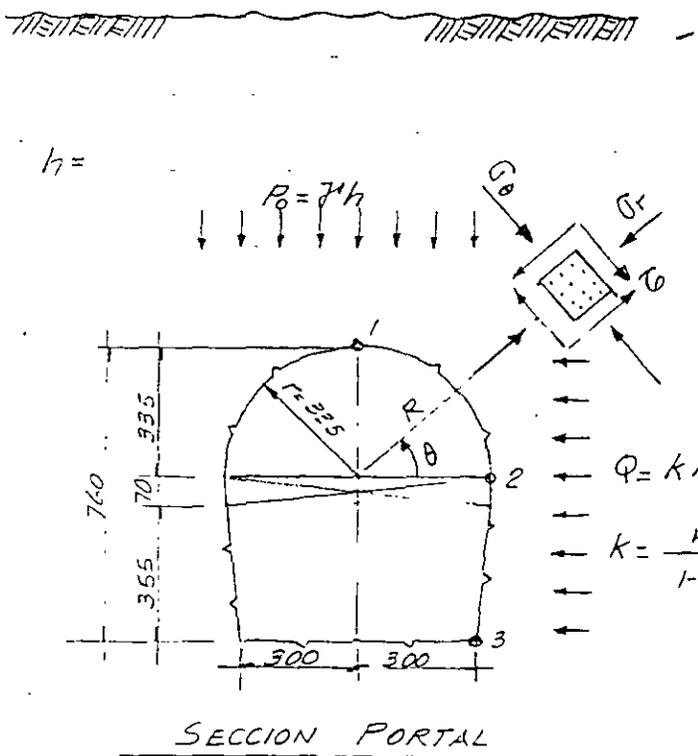
2.. PROPIEDADES FISICAS

	C ton/m ²	φ	γ _u ton/m ²	ν	k = $\frac{\nu}{1-\nu}$
1.- PORTAL VASO DEL CRISTO : PELLENDOS	4.6	12.22	11.3	0.40	0.67
2.- FORMACION TARANGO 0+450 a 3+200, TOBLS, PIROCLASTICOS y LAMARXES (QT)	40	32°	144.2	0.35	0.54
3.- DEPOSITOS ALUVILLES (QAL) ENTRE TARANGO y VOLCAN ATENCO	5.36	14.43	13.81	0.40	0.67
DEPOSITOS ELUVILLES DE TELUD (QEL) ENTRE TEQUESQUINHULC y BARRIENTOS	31.20	6.91°	70.32	0.38	0.61
5.- DEPOSITOS DE LLGO, OBRA DE DESCARGA	4.05	9.65°	9.58	0.45	0.82
6.- ROCLES	250	35°	700	0.28	0.39

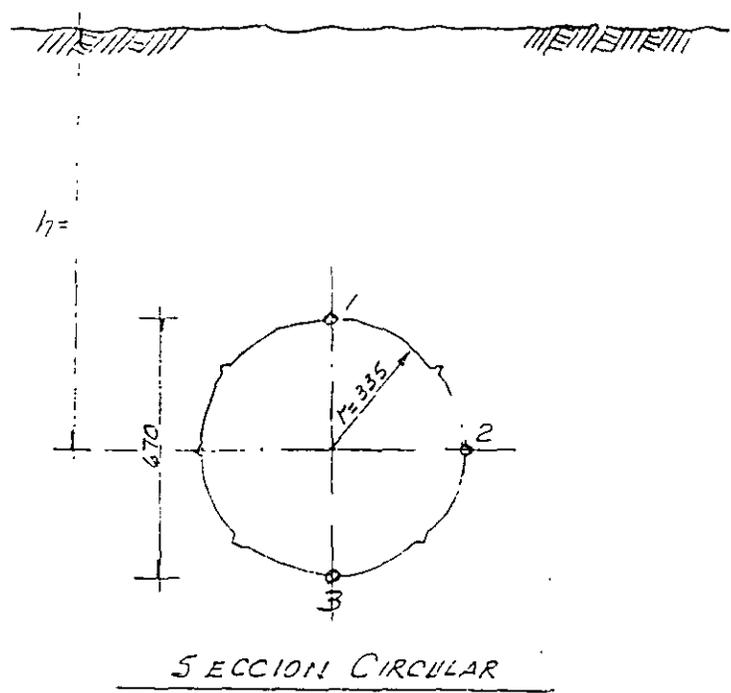
3. ESTABILIDAD ELÁSTICA DEL TUNEL

3.1. Estado Natural de esfuerzos

3.2. Factores de concentración



PUNTOS	TARANGO K = 0.54	DEP. ALUV. (QAL)	DEP. ELUV. TALUD QEL	DEP. LAGO	ROCAS	ROCAS
1	0.6	0.6	1.16	1.66	0.6	
2	1.65	1.65	1.55	1.46	1.65	2.1
3	6.5	6.5	7.27	7.94	6.5	5.5



PUNTOS	TARANGO K = 0.54	DEP. ALUV. (QAL)	DEP. ELUV. (QEL)	DEP. LAGO	ROCAS	ROCAS
1	0.5	0.5	1.01	1.46	0.5	-1
2	2.5	2.5	2.33	2.18	2.5	3
3	0.5	0.5	1.01	1.46	0.5	-1

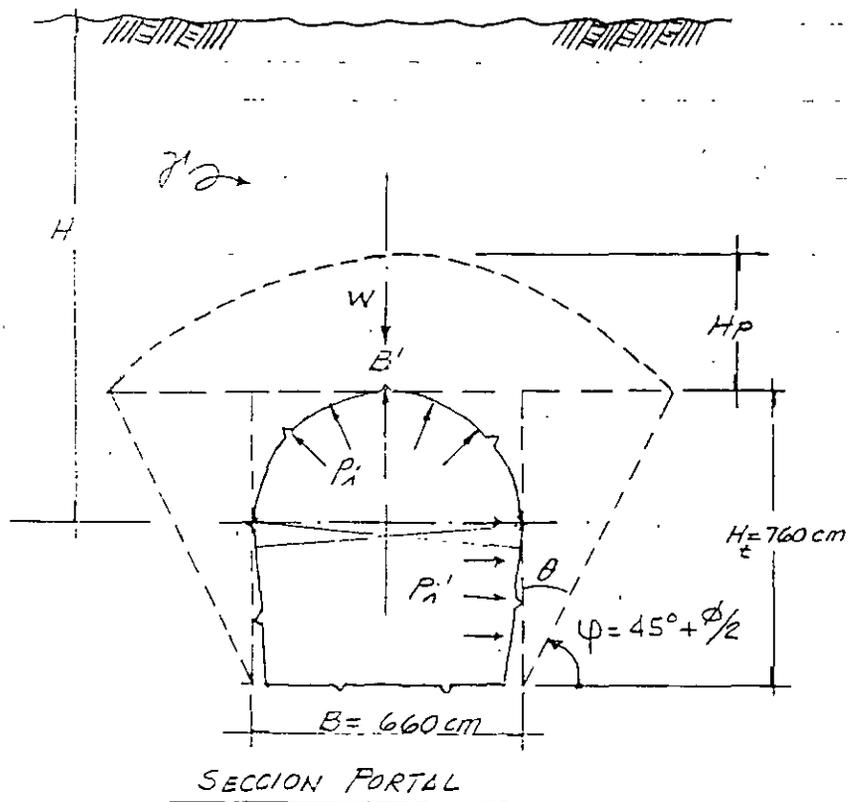
4. PRESION INDUCIDA SOBRE EL SOPORTE (P_i)

A continuación se determinará la presión inducida sobre el soporte (P_i), utilizando los métodos empíricos usuales para fines del dimensionamiento del soporte de construcción, conocido como soporte primario o provisional.

Los métodos que utilizaremos son los siguientes.

- a) Método de Terzaghi
- b) Método de Protodiakonov
- c) Método de Deere-Cording
- d) Método de Bieniawski-Laufer ó del CSIR
- e) Nuevo Método Austriaco de Tünelo (NATM)

4.1.- Método de Terzaghi



$$H_p = k \cdot (B + H_t)$$

$$W = \frac{2}{3} B' \times H_p \times \gamma'$$

$$\text{Presión inducida: } P_i = \frac{W}{B'}$$

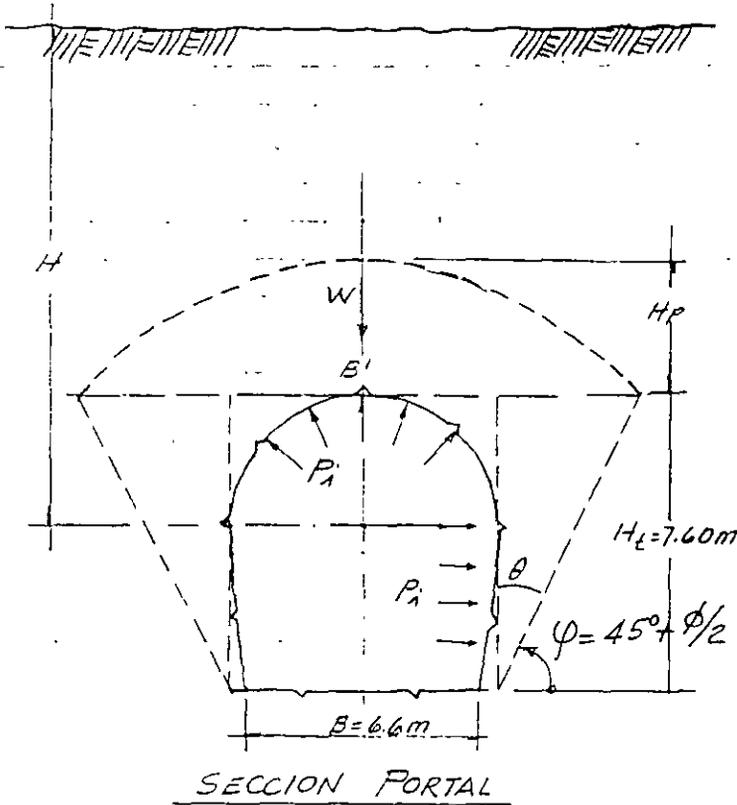
ϕ = ángulo de fricción del material

φ = ángulo de ruptura

	ϕ	γ' ton/m ³	γ_{21} ton/m ²	RQD %	k	B' m	H _t m	W ton	P _i ton/m
FORM. TARANGO. TOBLS	32°	1.8	144.2		0.55	15.02	12.56	226.3	15.1
DEP. ALUVIALL QAL	14.43°	1.69	13.81		0.8	18.38	20.78	430.3 (12) 248.5	23.4 (13.5)
DEP. ELUVIALL TALLUD QEL	6.91°	1.67	70.32		0.55	20.07	15.21	340.1	16.9
DEP. LLGO	9.65°	1.71	9.58		0.8	19.43	20.78	460.3	23.7
ROCA (ATENCO-BARRIENTOS)*	35°	2.5	700		0.10	10.7	1.42	25.3	2.4
ROCA (TEQUESQUINAHUAC)*	35°	2.5	700		0.10	10.7	1.42	25.3	2.4

* Se consideran fracturas tectónicas con elado de 75° ∴ $\theta = 15^\circ$

4.2. Método de Protodiakonov



$$H_p = \frac{B'}{2f} ; f = \text{Factor}$$

$$W = \frac{2}{3} \times B' \times H_p \times \gamma'$$

Presión inducida: $P_i = \frac{W}{B'}$

ϕ = ángulo fricción del material

φ = ángulo de ruptura

$f = \tan \phi$: Suelos friccionantes

$f = \tan \phi + \frac{c}{100}$: Suelos cohesivos

$f = \frac{\sigma_c}{100}$: Rocas ; σ_c = compr. simple

$\gamma', \text{Kg/cm}^3$	c Kg/cm^2	ϕ	f	$B' \text{ m}$	$H_p \text{ m}$	$\gamma' \text{ ton/m}^3$	$W \text{ t/m}$	$P_i \text{ ton/m}^2$
FORM. TARANGO, TOBLS	4.0	32°	0.66	15.02	11.38	1.8	192.6	12.82 ✓
DEP. ALUVIAL QDL	0.54	14.43°	0.26	18.38	35.35 (12)	1.69	732 (248.5)	39.83 (13.5) ✓
DEP. ELUVIAL, TALUD, QEL	3.12	6.91°	0.15	20.07	66.90 (25)	1.67	1495 (558.6)	74.48 (27.8) ✓
DEP. LAGO	0.41	9.65°	0.17	19.43	57.15 (15)	1.71	1266 (332)	192 (17.1) ✓
700 ROCA (ETENCO-BARRIENTOS)*	—	35°	7	10.70	0.76	2.5	39.2	3.7
700 ROCA (TEQUISQUIC)*	—	35°	7	10.70	0.76	2.5	39.2	3.7

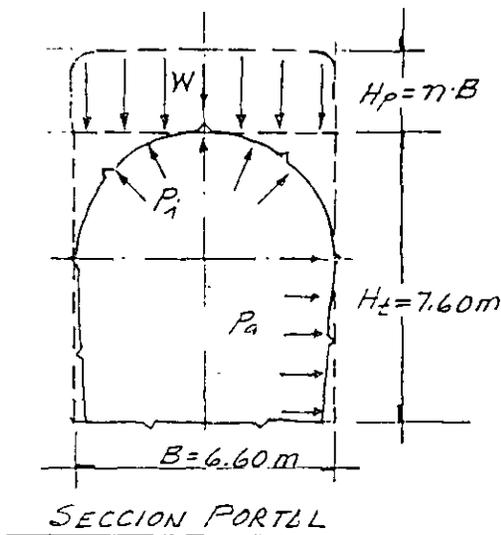
* Se considera fracturas tectónicas con echado de 75° ∴ $\theta = 15^\circ$

4.3. Método de Deere-Cording



$$W = \pi B \gamma$$

$$\text{Presión inducida } P_i = \frac{W}{B}$$



	γ, m^3	ϕ	RQD %	η	B, m	H_p, m	W ton	$P_i \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$
ANDESITAS TERC. OLIG. (TOV) VOLCAN ATENCO	2.5	35°	70	0.25	6.6	1.65	27.2	4.1
ANDESITZ-DACITA CULT. PLEIST. (TPV) DUMOTEQUESQUINHUIIC		35°	70	0.25	6.6	1.65	27.2	4.1
ANDESITA TERC-MIOC (TMY) VOLCAN BARRIENTOS	2.5	35°	70	0.25	6.6	1.65	27.2	4.1

4.4. Método de Bieniawski-Laufner ó del CSIR*

* South African Council for Scientific and Industrial Research, 1974
Manual Obras Civiles, CFE, Geotecnia, 1979.

EVALUACION DE LOS PARAMETROS DE CLASIFICACION DE LAS ROCAS

	q_u kg/cm ²	RQD %	ESPAC. FRACT. (m)	RUMBO Y ECHADO	CARACT. JUNTAS	FLUJO DE AGUA
1) ANDESITAS VOLCAN ATENCO TUV OLIGOCENO (25-40) x 10 ⁶ años						
2) DOMO ANDESITA-DACITA TPV TEQUESQUINAHUAC 1 x 10 ⁶ años						
3) ANDESITAS VOLCAN EL RRIENTOS TIV MIOCENO (14-25) x 10 ⁶ años	700	70	0.3-3 m	475° REGULAR	ABIERTAS 1.5 mm C/RELLENOS	< 25 lt/min
EVALUACION:	2	14	15	10	7.5	9 $\Sigma = 57.5$

A la suma de los valores de los parámetros de calidad se les conoce como RMR (Rock-Mass-Rating)

La CLASE DE ROCA (Rock Mass Classes) en función del RMR es la siguiente:

CLASE DE ROCA	I	II	III	IV	V
DESCRIPCION DE CLASE	MUY BUENA ROCA	BUENA ROCA	ROCA REGULAR	ROCA POBRE	ROCA MUY POBRE
EVALUACION	100-90	90-70	70-50	50-25	< 25

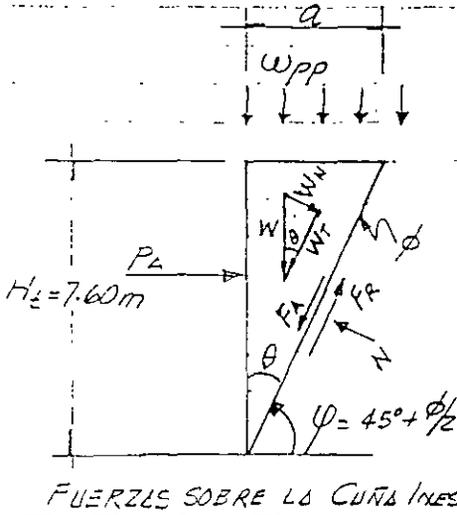
Significado de la CLASE DE ROCA en la excavación de túneles:

CLASE DE ROCA	I	II	III	IV	V
CLARO SIN SOPORTE	5m	4m	3m	1.5m	0.5m
TIEMPO PROMEDIO SIN SOPORTE	10 años	6 meses	1 semana	5 Hr	10 min

SOPORTE RECOMENDADO PARA ROCA CLASE III

- A) Anclas $\phi 3/4" \times 3.3m$ @ 1m x 1.5m
+ malla y 2.5cm en clase, mallas.
- B) 10cm (sc) en bóveda y 5cm en paredes, oca 3m x 1m + malla y ancl.
- C) Marcos ligeros @ 1.5 a 2.0m.

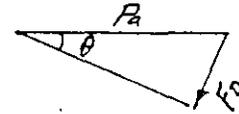
5.0.- PRESION INDUCIDA SOBRE LA PARED = PRESION DE ANCLAJE : P_A



w_{pp} = sobrecarga

Comp. Normal $W_N = W \sin \theta$
 Comp. Tang $W_T = W \cos \theta$

Normal $N = W_N$
 $F_a = F_{a, Actante}$
 $F_R = F_{a, Resistente} = N \tan \phi$
 $F_{a, en Desequilibrio} F_D = F_a - F_R$



P_A = Presión de Anclaje

$F_D = P_A \sin \theta$

$\therefore P_A = \frac{F_D}{\sin \theta}$

PRESION DE ANCLAJE P_A ; EN SUELOS

$w_{pp} \text{ ton/m}^2$	ϕ	$\gamma' \text{ ton/m}^3$	H_e	θ°	a, m	W_{ton}	$W_N \text{ ton}$	$W_T \text{ ton}$	$F_R \text{ ton}$	$F_D \text{ ton}$	$P_A \text{ ton}$		
3.96	FORM. TERLINGO, TOBOS	32°	1.8	7.6	29°	4.21	28.8	14	25.2	8.7	16.5	34	(7.1)
	DEP. ALUVIAL, QOL	14.43°	1.69	7.6	37.78°	5.89	37.8	23.2	29.9	6	23.6	38.5	5.1
3.5							77.5	48.7	62.8	12.5	50.3	82.1	10.8
3.5	DEP. ELUVIAL, QEL	6.91°	1.67	7.6	41.55°	6.73	43.2	28.7	32.3	3.5	28.8	43.5	5.7
3.5							150.4	99.8	112.6	12.1	100.5	151.5	19.9
3.5	DEP. LLGO	9.65°	1.71	7.6	40.18°	6.42	41.7	26.9	31.9	4.6	27.3	41.2	5.4
3.5							131	84.5	100.1	14.4	85.7	132.9	17.5

PRESION DE ANCLAJE P_A ; EN ROCAS

$w_{pp} \text{ ton/m}^2$	ϕ	$\gamma' \text{ ton/m}^3$	H_e	θ°	a, m	W_{ton}	$W_N \text{ ton}$	$W_T \text{ ton}$	$F_R \text{ ton}$	$F_D \text{ ton}$	$P_A \text{ ton}$	$P_A \text{ ton/m}^2$	
	ROCAS ANDESITICAS *	35°	2.5	7.6	27.5°	2.04	19.4	8.95	17.2	6.26	10.94	23.7	3.1
	(TEMCO-TEQUEO, BARRIENTOS)	3.4					6.9	3.20	6.1	2.20	3.86	8.4	1.1

* Se consideran fracturas tectónicas con echado de 75° $\therefore \theta = 15^\circ$

6.- APLICACION DEL NUEVO METODO AUSTRIACO DE TUNELEO (NATM)

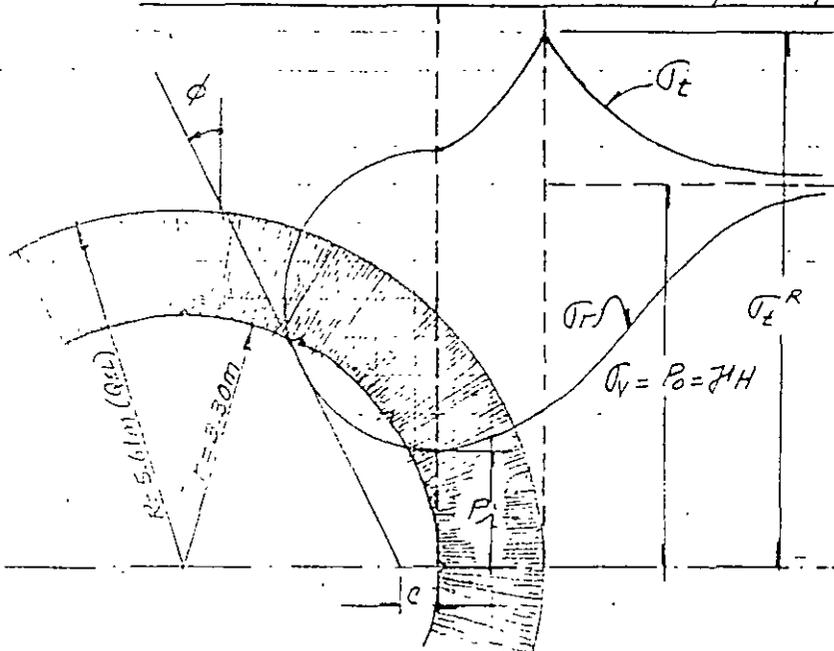
Tomando en cuenta los resultados de los análisis de estabilidad elástica del capítulo 3, en el cual se presentaría el fenómeno de "plastificación" para la sección circular sobre el diámetro horizontal para todos los tipos de suelos. Para la sección portal se produce plastificación en las esquinas inferiores para todos los suelos y en el diámetro central para dos de los suelos (Q_{dL} y L_{60}), quedándose muy cerca de la plastificación en los suelos restantes (T_{ARANGO} y Q_{EL}).

Este método teórico-práctico requiere un control de los desplazamientos del subsuelo en la periferia del túnel registrándose la velocidad de desplazamiento como una medida de estabilización, lo cual permite reforzar el soporte cuando sea necesario para lograr la estabilización.

El método está basado en la teoría de la generación de un "arco auxiliar" de material plastificado al cual puede incrementarse su resistencia reforzándolo por medio de un confinamiento que viene a estar constituido por soporte a base de concreto lanzado, anclas de fricción y marcos de acero.

Al incrementarse la resistencia de este "arco auxiliar" se obtiene una optimización de un soporte combinado, lo cual significa un menor costo.

6.1. Determinación de la zona de plastificación



ESFUERZOS DE TIPO HIDROSTATICO

a) Expresión de Fenner-Kastner-Talobre, para el cálculo del radio de plastificación

$$P_1 = -c \cot \phi + \left[c \cot \phi + P_0 (1 - \sin \phi) \right] \left(\frac{r}{R} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}}$$

en donde: $P_1 = \sigma_r^r$; esfuerzo radial ó resistencia de piel ó presión inducida sobre el revestimiento

σ_r = esfuerzo radial; σ_t = esfuerzo tangencial; R = radio de zona plastificada

ϕ = ángulo de fricción, c = cohesión; r = radio del túnel

Según Talobre para $P_1 = 0$ se tiene el R máximo

	q_u ton/m ²	c , ton/m ²	ϕ	γ ton/m ³	H m	$P_0 = \gamma H$ ton/m ²	Rel. r/R	L/R m	$W = (R-1)$ m
TZRLINGO, TORLAS	144.2	40.00	32°	1.8	41	73.8	0.825	4.0	0.70
DEP. ÁLUVILLES QAL	13.81	5.36	14.43°	1.69	12	20.3	0.44	7.44	4.14
DEP. ÁLUVILLES QEL	70.22	31.20	6.91°	1.67	25	41.8	0.59	5.61	?
DEP. LAGO	9.58	4.05	9.65°	1.71	15	25.7	0.20	16.20	12.90

Cálculo del radio de plastificación 12

$$P_i = -c \cdot \cot \phi + \left[c \cdot \cot \phi + P_0 \cdot (1 - \operatorname{sen} \phi) \right] \left(\frac{r}{R} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}} ; \text{ con } P_i = 0$$

P_0 ton/m ²	ϕ	$\cot \phi$	$(1 - \operatorname{sen} \phi)$	$2 \operatorname{sen} \phi$	$\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$	c	$c \cdot \cot \phi$
-----------------------------	--------	-------------	---------------------------------	-----------------------------	---	-----	---------------------

1) FORM. TARANGO

73.8	32°	1.6003	0.4701	1.0598	2.2545	40	64.0120
------	-----	--------	--------	--------	--------	----	---------

$$64.0120 = (64.0120 + 73.8 \times 0.4701) \left(\frac{3.30}{R} \right)^{2.2545}$$

$$0.6485 = \left(\frac{3.30}{R} \right)^{2.2545} ; R^{2.2545} = 22.7551 ; R = 22.7551^{0.4436} = 4 \text{ m}$$

$$\therefore \frac{r}{R} = \frac{3.30}{4.0} = 0.825 ; \text{ espesor del arco auxiliar} = 0.70 \text{ m.}$$

P_0	ϕ	$\cot \phi$	$(1 - \operatorname{sen} \phi)$	$2 \operatorname{sen} \phi$	$\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$	c	$c \cdot \cot \phi$
-------	--------	-------------	---------------------------------	-----------------------------	---	-----	---------------------

2) DEP. ALUVILLES, QUL

20.3	14.43°	3.9724	0.7508	0.4984	0.6638	5.36	21.2921
------	--------	--------	--------	--------	--------	------	---------

$$21.2921 = (21.2921 + 20.3 \times 0.7508) \left(\frac{r}{R} \right)^{0.6638}$$

$$0.5828 = \left(\frac{3.30}{R} \right)^{0.6638} ; R^{0.6638} = 3.7903 ; R = 3.7903^{1.5065} = 7.44 \text{ m}$$

$$\therefore \frac{r}{R} = \frac{3.30}{7.44} = 0.44 ; \text{ espesor del arco auxiliar} = 4.14 \text{ m.}$$

P_0	ϕ	$\cot \phi$	$(1 - \operatorname{sen} \phi)$	$2 \operatorname{sen} \phi$	$\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$	c	$c \cdot \cot \phi$
-------	--------	-------------	---------------------------------	-----------------------------	---	-----	---------------------

3) DEP. ELUVILLES, QEL

41.8	6.91°	8.2515	0.8797	0.12406	0.2735	31.20	257.4468
------	-------	--------	--------	---------	--------	-------	----------

$$257.4468 = (257.4468 + 41.8 \times 0.8797) \left(\frac{3.3}{R} \right)^{0.2735}$$

$$0.8648 = \left(\frac{3.3}{R} \right)^{0.2735} ; R^{0.2735} = 1.6029 ; R = 1.6029^{3.6563} = 5.61 \text{ m}$$

$$\therefore \frac{r}{R} = \frac{3.30}{5.61} = 0.59 ; \text{ espesor del arco auxiliar} = 2.31 \text{ m.}$$

P_0	ϕ	$\cot \phi$	$(1 - \operatorname{sen} \phi)$	$2 \operatorname{sen} \phi$	$\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$	c	$c \cdot \cot \phi$
-------	--------	-------------	---------------------------------	-----------------------------	---	-----	---------------------

DEP. LAGO

25.7	9.65°	5.8811	0.8324	0.3353	0.4028	4.05	23.8185
------	-------	--------	--------	--------	--------	------	---------

$$23.8185 = (23.8185 + 25.7 \times 0.8324) \left(\frac{3.30}{R} \right)^{0.4028} ; 0.5268 = \left(\frac{3.30}{R} \right)^{0.4028}$$

$$R^{0.4028} = 3.0705 ; R = 3.0705^{2.4826} ; R = 16.20 \text{ m.}$$

$$\frac{r}{R} = \frac{3.30}{16.20} = 0.20 ; \text{ espesor del arco auxiliar} = 12.90 \text{ m.}$$

b). - Determinación de la "resistencia de Piel" ó Presión inducida P_i , requerida para establecer el equilibrio de la cavidad, en función del ángulo de fricción interno ϕ y el esfuerzo natural vertical $\sigma_v = P_0 = \gamma H$.

$$P_i = P_0 (1 - \text{sen} \phi) \left(\frac{\Gamma}{R} \right)^{\frac{2 \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi}} = \eta P_0$$

	P_0	ϕ	$(1 - \text{sen} \phi)$	$\left(\frac{\Gamma}{R} \right)^{\frac{2 \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi}}$	P_0	
1.- FORM. TARANGO (TOBIS)	73.8	32°	0.4701	$(0.825)^{2.2545} = 0.6481$	73.8	$P_{i \text{ máx}} = P_0 (1 - \text{sen} \phi)$ $P_i = 34.7 \text{ t/m}$
	$P_i = P_0 (0.4701) \times 0.6481 = 0.30 P_0 \therefore \boxed{\eta = 0.30}$					Sin colaboración del "arco auxiliar."
	y $P_i = 73.8 \times 0.3047 = \underline{\underline{22.49 \text{ ton/m}^2}}$					

	P_0	ϕ	$(1 - \text{sen} \phi)$	$\left(\frac{\Gamma}{R} \right)^{\frac{2 \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi}}$	P_0	
2.- DEP. ALUVIALES QAL	20.3	14.43°	0.7508	$(0.44)^{0.6638} = 0.5799$		$P_{i \text{ máx}} = P_0 (1 - \text{sen} \phi)$ $P_i = 15.7 \text{ t/m}$
	$P_i = P_0 (0.7508) \times 0.5799 = 0.4354 P_0 \therefore \boxed{\eta = 0.44}$					
	y $P_i = 20.3 \times 0.44 = \underline{\underline{8.84 \text{ ton/m}^2}}$					

	P_0	ϕ	$(1 - \text{sen} \phi)$	$\left(\frac{\Gamma}{R} \right)^{\frac{2 \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi}}$	P_0	
3.- DEP. ELUVIALES QEL	41.8	6.91	0.8797	$(0.59)^{0.2735} = 0.8656$		$P_{i \text{ máx}} = P_0 (1 - \text{sen} \phi)$ $P_i = 36.8 \text{ t/m}$
	$P_i = P_0 (0.8797) \times 0.8656 = 0.76 P_0 \therefore \boxed{\eta = 0.76}$					
	y $P_i = 41.8 \times 0.76 = \underline{\underline{31.83 \text{ ton/m}^2}}$					

	P_0	ϕ	$(1 - \text{sen} \phi)$	$\left(\frac{\Gamma}{R} \right)^{\frac{2 \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi}}$	P_0	
4.- DEP. DE LAGO	25.7	9.65°	0.8324	$(0.20)^{0.4028} = 0.5229$		$P_{i \text{ máx}} = P_0 (1 - \text{sen} \phi)$ $P_i = 21.39 \text{ t/m}^2$
	$P_i = P_0 (0.8324) \times 0.5229 = 0.44 \therefore \boxed{\eta = 0.44}$					
	y $P_i = 25.7 \times 0.44 = \underline{\underline{11.19 \text{ ton/m}^2}}$					

c). Redistribución elasto-plástica de esfuerzos.

Para materiales cohesivo-friccionantes ($c \neq 0, \phi \neq 0$) se utilizará el criterio de fluencia de Mohr-Coulomb, según la expresión siguiente:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + \frac{2c \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

en donde: ϕ = ángulo de fricción interna y c = cohesión

σ_1 = esfuerzo principal mayor ó σ_v ó $P_0 = \gamma H$

σ_3 = esfuerzo principal menor; $\sigma_3 = k \sigma_1$ en donde $k = \frac{\nu}{1 - \nu}$

entonces se desarrollará una zona plástica cuando:

$$\underbrace{P_0 = \gamma H}_{\text{ESF. VERT. PESO PROPIO}} \geq \underbrace{\frac{P_i + c \cdot \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}}_{\text{RESISTENCIA}}$$

	$P_0 = \sigma_1$	k	σ_3	ϕ	c	$\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$	$\frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$	P_i	$c \cdot \cos \phi$
1.- FORM. TARLENGO (TOBIS)	73.8	0.54	39.85	32°	40	$\frac{1.5299}{0.4701} = 3.2545$	$\frac{2 \times 40 \times 0.3480}{0.4701} = 144.3$	22.49	33.9219

$$\sigma_1 = 39.85 \times 3.2545 + 144.3 ; \quad \sigma_1 = \underline{273.99 \text{ ton/m}^2}$$

$$\gamma : \frac{P_i + c \cdot \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \frac{22.49 + 33.9219}{0.4701} = 120 \text{ ton/m}^2$$

$\frac{73.8}{P_0} > \frac{120}{\text{RESISTENCIA}} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{No OCURRE} \\ \text{PLASTIFICACION} \end{array} \right.$
 ESF. VERT. DE PESO PROPIO

Presión interior mínima P_{imin} , para establecer el equilibrio de la cavidad.

$$\text{Despejando: } P_{i \text{ min}} \leq \sigma_1 (1 - \operatorname{sen} \phi) - c \cdot \cos \phi$$

$$\text{sustituyendo: } P_{i \text{ min}} \leq 273.99 (0.4701) - 33.9219 = \underline{0.77 \text{ ton/m}^2}$$

Este valor se compara contra la presión inducida sobre el revestimiento P_i de 22.49 ton/m² y se utilizará el valor mayor.

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

	P_i	$\frac{P_o}{\sigma_1}$	K	σ_3	ϕ	c	$\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$	$\frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}$	$c \cdot \cos \phi$
2. DEP. ALUVIALES, ϕ_{BL}	(8.84)	(20.3)	(0.54)	(10.96)	(14.43°)	(5.36)	$\frac{1.2492}{0.7508}$	(1.6638)	$\frac{10.3918}{0.7508}$ (13.827) (5.19)

$$\sigma_1 = 10.96 \times 1.6638 + 13.8277 \therefore \sigma_1 = \underline{32.0629 \text{ ton/m}^2}$$

$$y: \frac{P_i + c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{8.84 + 5.1909}{0.7508} = \frac{18.6872}{0.7508} < \sigma_1 \Rightarrow \begin{cases} \text{OCURRE} \checkmark \\ \text{PLASTIFI-} \\ \text{CACION} \end{cases}$$

RESIST.
 ESF. VERT.
 DE PESO PROPIO

Presión interior mínima P_{imin} , para establecer el equilibrio de la cavidad

Despejando: $P_{imin} \leq \sigma_1 (1 - \sin \phi) - c \cdot \cos \phi$

sustituyendo: $P_{imin} \leq 20.3 (0.7508) - 5.1909 = \underline{10.0503 \text{ ton/m}^2}$

	P_i	$\sigma_1 = P_o$	K	σ_3	ϕ	c	$\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$	$\frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}$	c
3. DEP. ELUVIALES, ϕ_{EL}	(31.83)	(41.8)	(0.67)	(28.00)	(6.91°)	(3.12)	$\frac{1.1203}{0.8797}$	(1.2735)	$\frac{61.9467}{0.8797}$ (70.418) (30.)

$$\sigma_1 = 28 \times 1.2735 + 70.418 = \underline{106.0760 \text{ ton/m}^2}$$

$$y: \frac{P_i + c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{31.83 + 30.97}{0.8797} = \frac{71.388}{0.8797} > \sigma_1 \Rightarrow \begin{cases} \text{NO} \\ \text{OCURRE} \\ \text{PLASTIFI} \\ \text{CACION} \end{cases}$$

ESF. VERT.
 PESO PROPIO

Presión interior mínima P_{imin} , para establecer el equilibrio de la cavidad:

Despejando: $P_{imin} \leq \sigma_1 (1 - \sin \phi) - c \cdot \cos \phi$

sustituyendo: $P_{imin} \leq 41.8 (0.8797) - 30.97 = \underline{5.8015 \text{ ton/m}^2}$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

	P_i	$\sigma_1 = P_0$	K	σ_3	ϕ	c	$\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$	$\frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}$	$c \cdot \cos \phi$
4.- DEP. DEL LAGO	11.19	25.7	0.82	21.07	9.65°	4.05	$\frac{1.1676}{0.8324} = 1.4027$	$\frac{7.9884}{0.8324} = 9.59$	3.99

$$\sigma_1 = 21.07 \times 1.4027 + 9.59 = \underline{39.1449 \text{ ton/m}^2}$$

$$y : \frac{P_i + c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{11.19 + 3.99}{0.8324} = 18.2364 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_1 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{OCURRE} \\ \text{PLASTIFICACION} \end{array} \right.$$

$P_0 = 25.7$
ESF. VERT. PESO PROPIO

Presión interior mínima P_{imin} , para establecer el equilibrio de la cavida

Despejando : $P_{imin} \leq \sigma_1 (1 - \sin \phi) - c \cos \phi$

Sustituyendo : $P_{imin} \leq 25.7 (0.8324) - 3.99 = \underline{17.4027 \text{ ton/m}^2}$

7. PRESIONES INDUCIDAS SOBRE EL REVESTIMIENTO, P_i , ton/m^2

MÉTODO	PRESION INDUCIDA SOBRE EL REVESTIMIENTO P_i (ton/m^2)				
	TARANGO	DEP. ALUV. Q_{AL}	DEP. ELUV. Q_{EL}	DEP. LAGO	ROCAS
	TERZAGUI	15.1	13.5	16.9	23.7
PROTODIAKONOV	12.82	13.5	27.8	17.1	3.7
DEERE-CORDING	—	—	—	—	4.1
BIENIAWSKY	—	—	—	—	10
P_i Promedio :	14.5	13.5	22.4	20.40	5.05
NATM : P_i total	22.49	8.84	31.83	11.19	—
NATM : P_i mín	0.77	10.05	5.80	17.40	—
NATM : P_i max	34.70	15.24	36.80	21.39	—

RESISTENCIA DE PIEL, ton/m^2

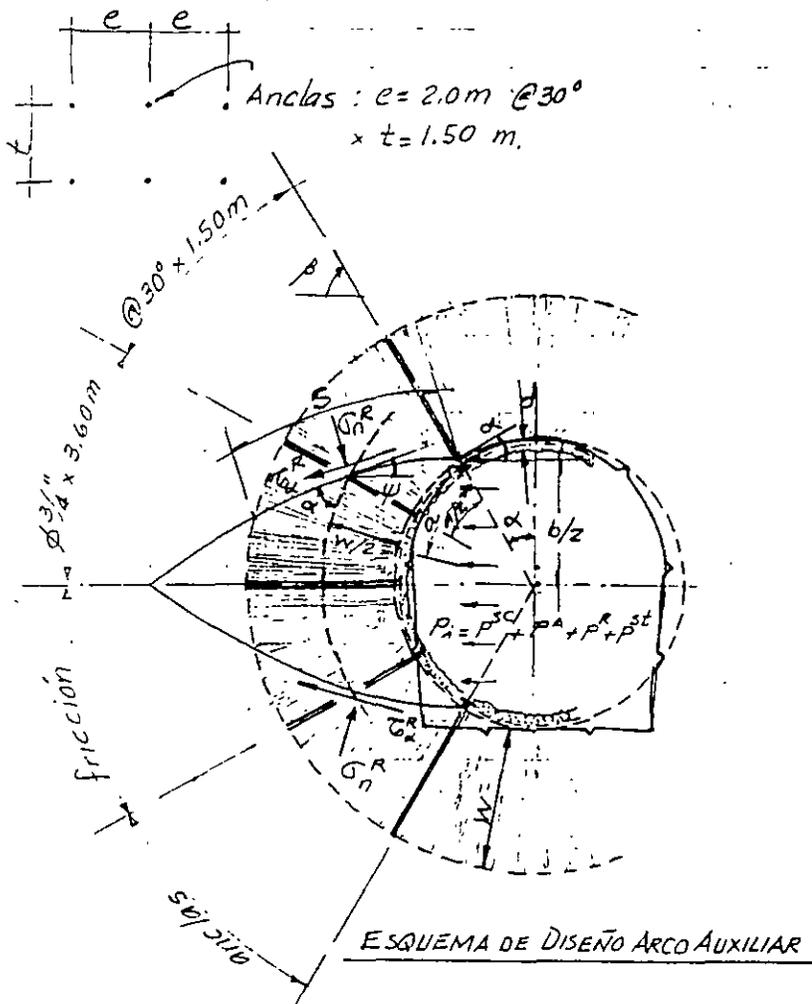
CONCRETO LANZADO	10.15	10.15	10.15	10.15	10.15
"ARCO AUXILIAR"	20.66	5.20	39.00 19.00	21.40* 0.00	—
SUMA	30.81	15.35	49.15 29.15	10.15 21.4*	—

PRESION DE ANCLAJE SOBRE LA PARED, P_A , ton/m^2

13.6	15.90	25.6	22.9	4.2
------	-------	------	------	-----

* Para 15 cm de espesor de concreto lanzado únicamente en los depósitos del lago.

d). Resistencia total del soporte



$$P^{sc} = \frac{d \tau^s}{\text{sen } \alpha^s (b/2)} \quad \text{Resistencia concreto lanzado}$$

$$P^A = \frac{a s f_s \times a \cos \beta}{e \times t (b/2)} \quad \text{Resistencia anclas}$$

$$P^R = \frac{s \times \tau^R \cos \psi}{b/2} - \frac{s \times \sigma_n^R \times \text{sen } \psi}{b/2} \quad \text{Resistencia arco de roca}$$

$$P^{st} = \frac{F^{st} \times \tau^{st}}{\text{sen } \alpha^s (b/2)} \quad \text{Resistencia marcos acero}$$

$$P_i = P^{sc} + P^A + P^R + P^{st} \quad \text{Resistencia total del soporte ó} \\ \text{Presión inducida sobre el soporte}$$

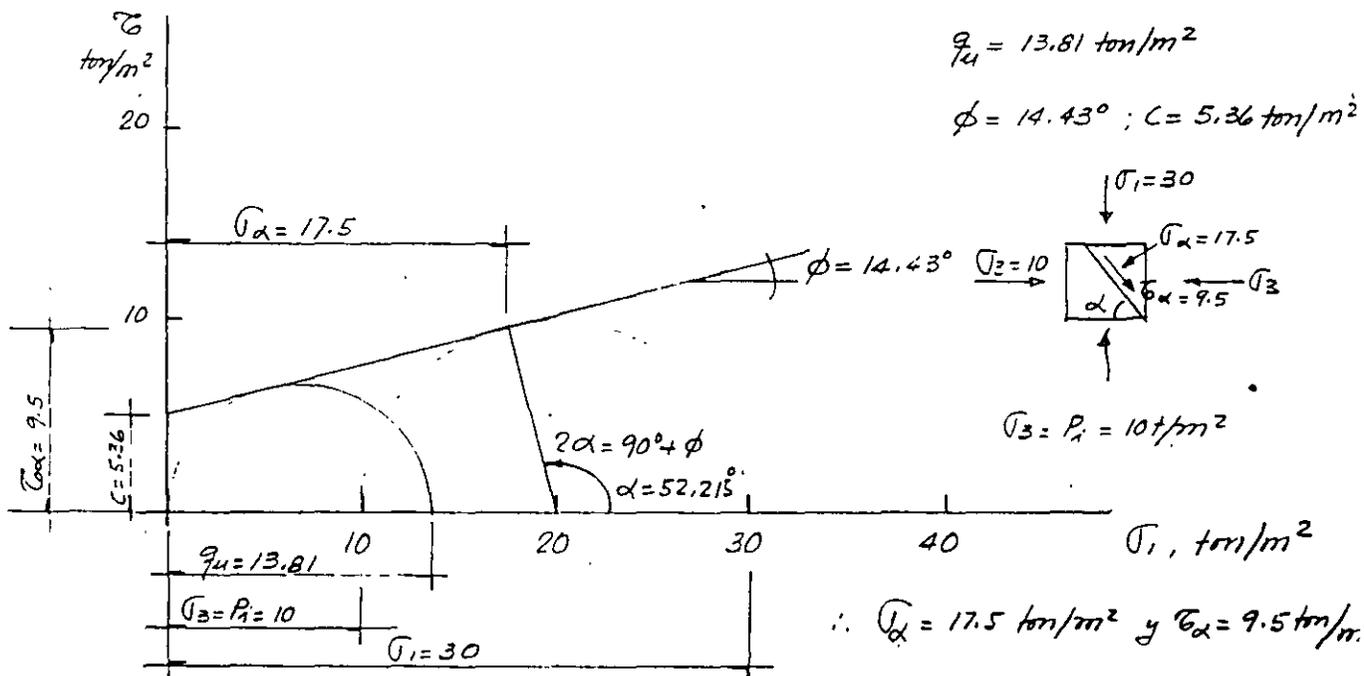
d.3.- Resistencia del "arco auxiliar" del subsuelo

Utilizaremos el criterio de falla de Mohr-Coulomb

La presión lateral de confinamiento que utilizaremos será únicamente la del concreto lanzado $p^{sc} = 10 \text{ ton/m}^2$, ya que las anclas aportarían solamente una presión resistente $p^a = 1 \text{ ton/m}^2$, la cual es muy pequeña y no vale la pena utilizarla.

Por lo tanto utilizaremos un valor de 10 ton/m^2 como presión de confinamiento proveniente del concreto lanzado.

DEPOSITOS ALUVIALES ϕ_{SL}



$$\text{Resist. del subsuelo: } P^R = \frac{S \cdot \tau_\alpha^R \cos \psi}{b/2} - \frac{S \sigma_n^R \sin \psi}{b/2};$$

$$\text{en donde: } S = 5.8 \text{ m}; \quad b/2 = 3.29 \text{ m}; \quad \psi = 20^\circ \quad \therefore P^R = \frac{5.8 \times 9.5 \cos 20^\circ}{3.29} - \frac{5.8 \times 17.5 \sin 20^\circ}{3.29}$$

$$\therefore P^R = 15.74 - 10.55 = 5.19 \quad \therefore P^R = 5.2 \text{ ton/m}^2 \checkmark$$

$$\text{Resumiendo: } P_i = p^{sc} + P^R = 10 + 5.2 = 15.2 \text{ ton/m}^2 > P_{i \text{ min}} (10.05) \Rightarrow \text{OK}$$

d.1.- Resistencia del concreto lanzado (p^{sc})

$$p^{sc} = \frac{d \tau^s}{\text{sen} \alpha^s (b/2)} ; \text{ para : Concreto lanzado } f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{y } d = 10 \text{ cm} ; \tau^s = \frac{200}{12} = 16.7 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 167 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\alpha = 30^\circ ; b/2 = 3.29 \text{ m.}$$

$$\text{sust: } p^{sc} = \frac{0.10 \times 167}{\text{sen} 30^\circ \times 3.29} = \underline{\underline{10.15 \text{ ton/m}^2}}$$

Revisión con la fórmula del cilindro de pared delgada $\sigma = \frac{p r}{t} ; p = \frac{\sigma \cdot t}{r}$
 en donde $\sigma =$ esfuerzo de compresión de trabajo $= 0.20 f'_c = 40 \text{ Kg/cm}^2$

$$\therefore p = \frac{400 \times 0.1}{r = 3.80 \text{ m}} = 10.52 \text{ ton/m}^2 ; \text{ iguales}$$

* Según los ensayos del Dr. L. v. Rabcewicz, Water Power, 1965?
 Stability of tunnels under rock load, el esfuerzo cortante a la falla se presenta para $\tau = 0.25 f'_c$; esto significa una presión máxima soportada por el concreto lanzado es de 30.4 ton/m^2 , la cual corresponde con un esfuerzo máximo de compresión de 115.5 Kg/cm^2 igual a $0.58 f'_c$.

d.2.- Resistencia de las anclas

Suponiendo una plantilla de anclas $\phi \frac{3}{4}'' @ 2 \text{ m} \times 1.5 \text{ m} \times 4.0 \text{ m}$ de largo

$$\text{Resistencia anclas : } P^A = \frac{a s_f s \times a \cos \beta}{e \times t (b/2)} ; a = 2.80 \text{ m} ; \beta = 30^\circ ; b/2 = 3.29 \text{ m}$$

$$e = 2 \text{ m} ; t = 1.50 \text{ m.}$$

Datos: $a s_f s = 2.84 \text{ cm}^2 \times 4000 = 11360 \text{ Kg}$; Utilizando la resistencia del material con una cohesión $c = 5.6 \text{ ton/m}^2$ y un barroto $\phi = 2''$

$$\text{la resistencia p/ancla} = 16 \text{ cm} \times 400 \text{ cm} \times 0.56 = 3584 \text{ Kg} \doteq 3.5 \text{ ton}$$

$$\text{Sust. } P^A = \frac{3.5 \times 2.8 \cos 30^\circ}{2 \times 1.5 \times 3.29} = 0.86 \text{ ton/m}^2 \doteq 1 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \underline{\underline{\text{Muy baja aportación}}}$$

$$\text{Revisión: Utilizando } p^A = \frac{P}{\text{Area}} = \frac{3.5}{1.5 \times 2} = 1.17 \text{ ton/m}^2 \doteq 1 \Rightarrow \text{OK}$$

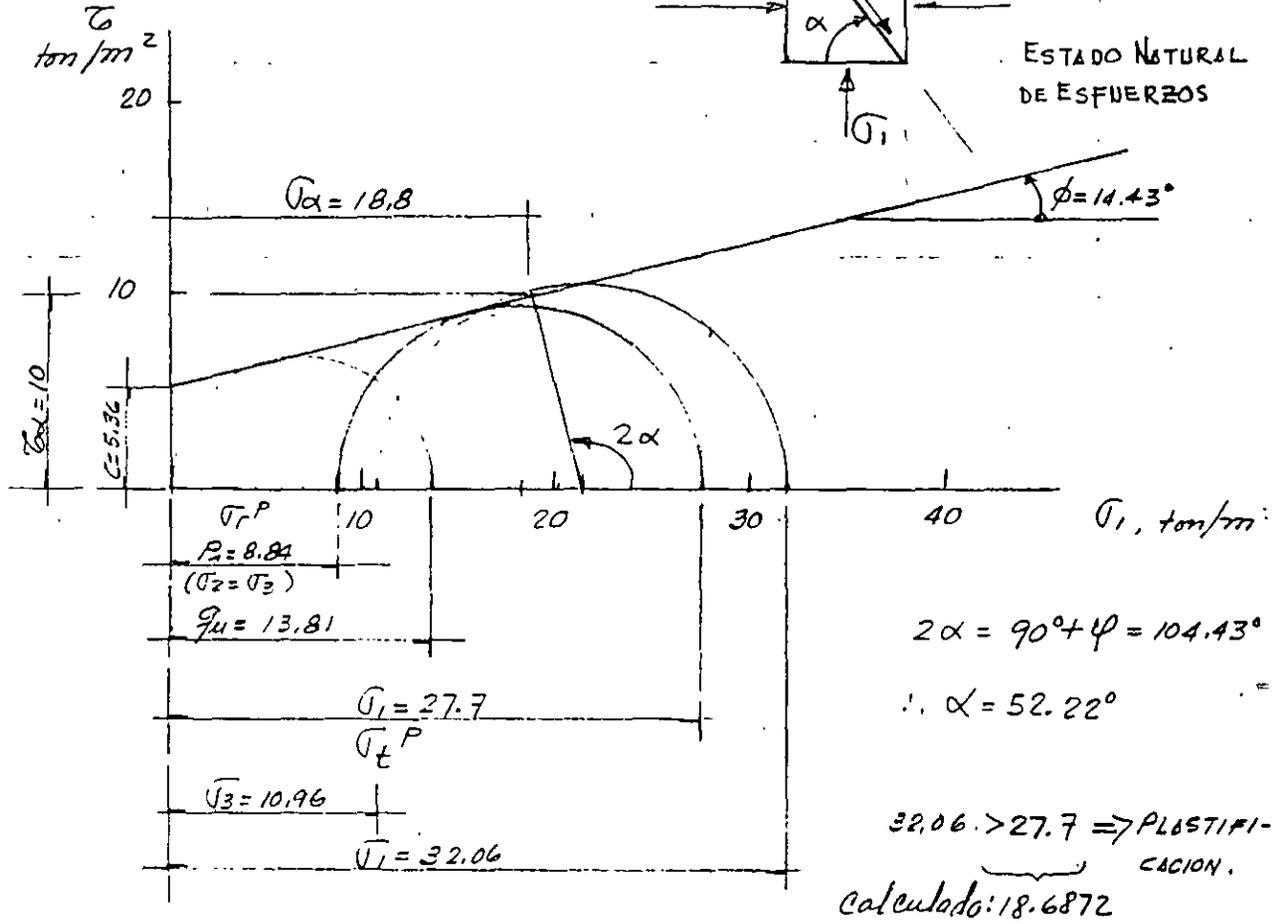
Calculando la resistencia del "arco auxiliar" del subsuelo como un cilindro de pared gruesa bajo presión externa uniforme:

$$\sigma_t = \frac{p_o b^2}{b^2 a^2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) \quad \therefore \quad p_o = \frac{\sigma_t (b^2 a^2)}{b^2 \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right)}$$

sust. $\sigma_t = 13.81 \text{ ton/m}^2$; $b = 7.44 \text{ m}$; $a = 3.80 \text{ m}$; $r = a$

$$p_o = \frac{13.81 (7.44^2 - 3.80^2)}{7.44^2 \left(1 + \frac{3.80^2}{3.80^2}\right)} = \frac{13.81 \times 40.936}{55.3536 \times 2} = 5.1 \text{ ton/m}^2 = 5.2 \Rightarrow 0.1$$

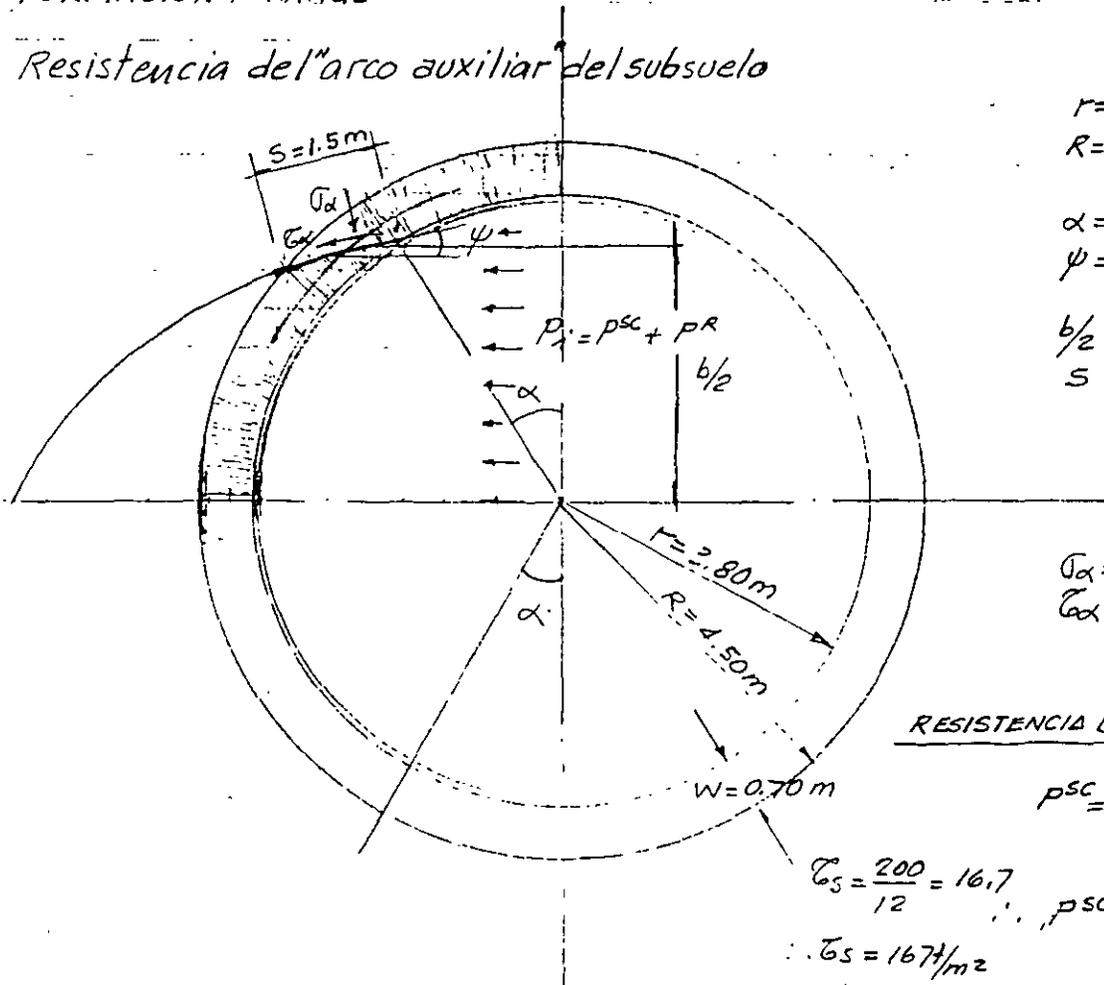
DEP. ALUVIALES, Q_{AL}



$$\sigma_t^P = 8.84 \times 1.6638 + 13.8277 = 28.5357 = 27.7 \text{ OK}$$

FORMACION TARANGO

Resistencia del arco auxiliar del subsuelo



DATOS

$r = 3.80 \text{ m}$

$R = 4.50 \text{ m}$

$\alpha = 30^\circ$

$\psi = 12.5^\circ$

$b/2 = 3.30 \text{ m}$

$S = 1.50 \text{ m}$

$\sigma_\alpha = 49 \text{ t/m}^2$

$\sigma_\omega = 70 \text{ t/m}^2$

RESISTENCIA DEL CONCRETO LANI:

$$p_{sc} = \frac{d \sigma_s}{\sin \alpha^2 (b/2)}$$

$\sigma_s = \frac{200}{12} = 16.7$

$\therefore p_{sc} = \frac{0.10 \times 16.7}{\sin 30^\circ \times 3.3}$

$\therefore \sigma_s = 16.7 \text{ t/m}^2$

$d = 0.10 \text{ m}$

$\therefore p_{sc} = 10.12 \text{ ton/m}^2$

$$\text{Resist. del Subsuelo: } P^R = \frac{S \cdot \sigma_\alpha^R \cos \psi}{b/2} - \frac{S \cdot \sigma_\omega^R \sin \psi}{b/2}$$

$$P^R = \frac{1.5 \times 70 \cos 12.5^\circ}{3.30} - \frac{1.5 \times 49 \sin 12.5^\circ}{3.30} = 21.06 - 4.82 = 26.24$$

$$\therefore \underline{P^R = 26.24 \text{ ton/m}^2}$$

Utilizando la fórmula del cilindro de pared gruesa:

$$\sigma_t = \frac{p_0 b^2}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) \therefore p_0 = \frac{\sigma_t (b^2 - a^2)}{b^2 \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right)}$$

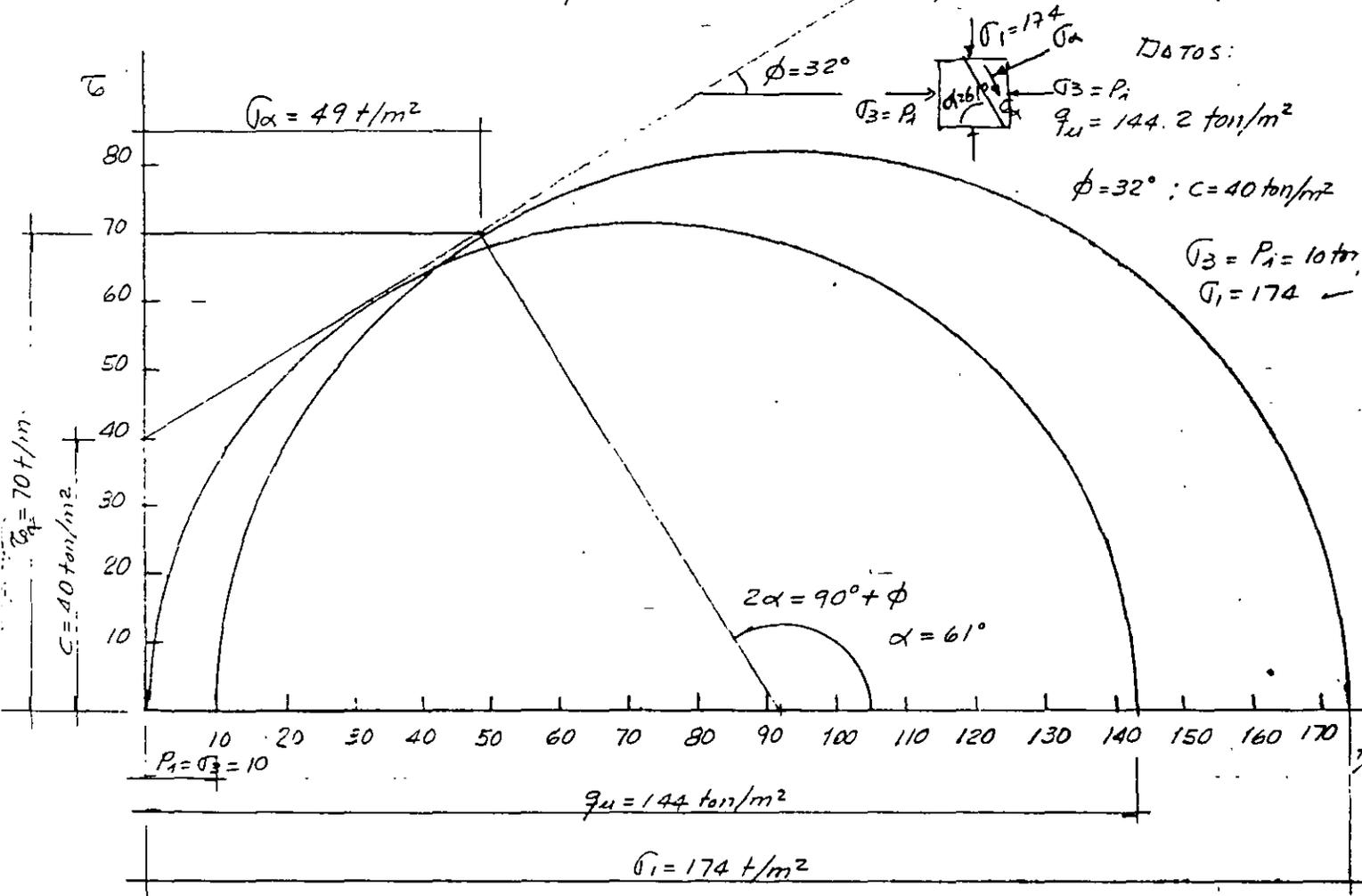
$$\text{Suost. } \sigma_t = q_u = 144 \text{ t/m}^2 ; b = 4.50 \text{ m y } a = 3.80 \text{ m} ; r = a$$

$$\therefore p_0 = \frac{144 (4.5^2 - 3.8^2)}{4.5^2 (1 + 1)} = \underline{20.66 \text{ t/m}^2}$$

Resistencia del "arco auxiliar" del subsuelo

FORMACION TARANGO

Utilizaremos una presión de confinamiento correspondiente al concreto lanzado de 10cm de espesor, con $P_i = 10 \text{ ton/m}^2$



Resist. del subsuelo:

$$P^R = \frac{5 \cdot \sigma_a^R \cos \psi}{b/2} - \frac{5 \cdot \tau_n^R \sin \psi}{b/2}$$

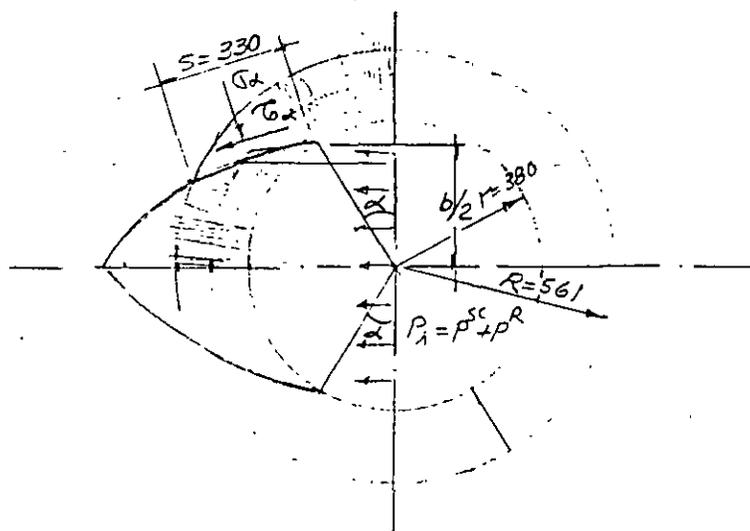
$$\sigma_a = 49 \text{ ton/m}^2$$

$$\tau_{a\alpha} = 70 \text{ ton/m}^2$$

Resistencia "del arco auxiliar" del subsuelo.

DEPOSITOS ELUVIALES DEL

DATOS:



$$r = 380 \text{ cm}$$

$$R = 561 \text{ cm}$$

$$\alpha = 30^\circ$$

$$\psi = 20^\circ$$

$$b/2 = 330 \text{ cm}$$

$$s = 330 \text{ cm}$$

$$\sigma_\alpha = 47 \text{ ton/m}^2$$

$$\tau_\alpha = 45 \text{ ✓}$$

$$W = 18 \text{ cm.}$$

RESISTENCIA DEL CONCRETO LANZADO

RESISTENCIA DEL SUBSUELO

$$P^R = \frac{s \cdot \sigma_\alpha^R \cos \psi}{b/2} - \frac{s \cdot \tau_\alpha^R \sin \psi}{b/2}$$

$$\sigma_\alpha^s = \frac{200}{12} = 16.7 ;$$

$$p^{sc} = \frac{d \sigma_\alpha^s}{\sin \alpha (b/2)}$$

$$d = 0.10 \text{ m}$$

$$p^{sc} = \frac{0.10 \times 16.7}{\sin 30^\circ \times 3.3} = 10.12 \text{ ton/m}^2$$

$$P^R = \frac{3.3 \times 45 \cos 6.91^\circ}{3.3} - \frac{3.3 \times 47 \sin 6.91^\circ}{3.3}$$

$$P^R = 44.67 - 5.66 = 39.00 \text{ ton/m}^2$$

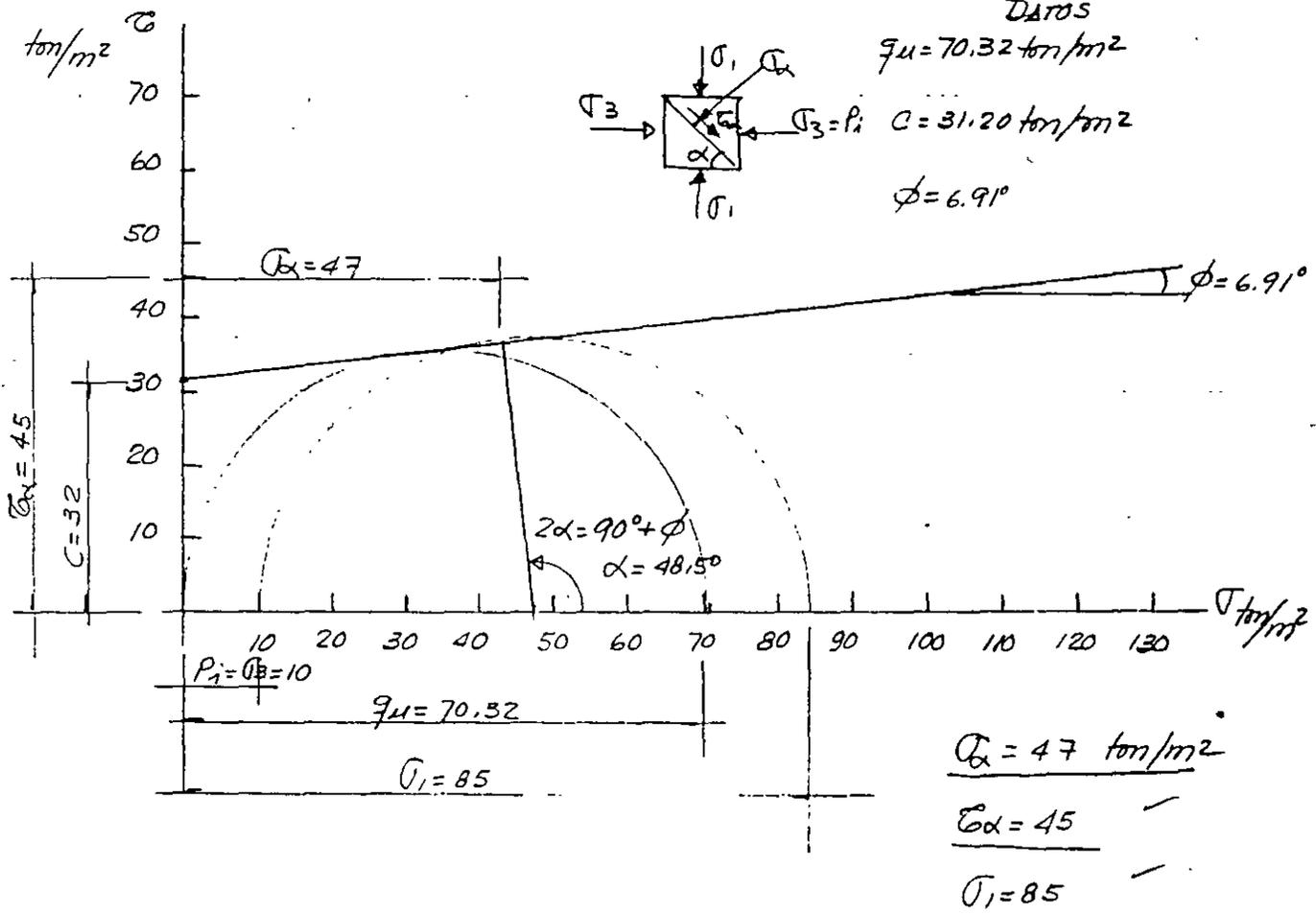
VERIFICACION CALCULANDO LA RESISTENCIA DEL ARCO AUXILIAR COMO CILINDRO DE PARED GRUESA

$$f_0 = \frac{\sigma_c (b^2 - a^2)}{b^2 (1 + a^2/r^2)} = \frac{70.32 (5.61^2 - 3.80^2)}{5.61^2 (1 + 1)} = \frac{70.32 \times 17.0321}{62.9442} = 19 \text{ ton/m}^2 < 25$$

Resistencia del "arco auxiliar" del subsuelo

DEPOSITOS ELUVIALES ϕ EL

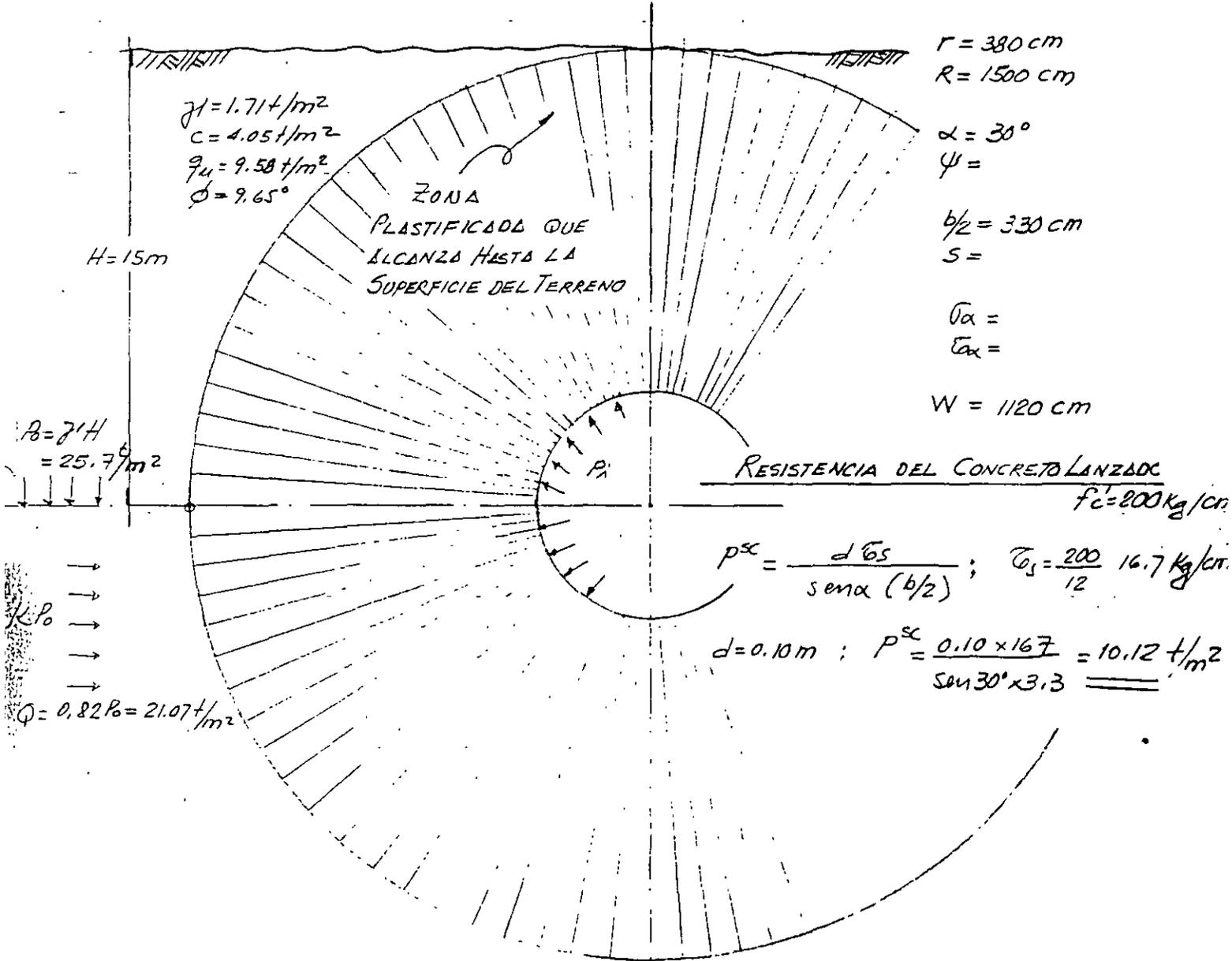
Utilizaremos unicamente la presión de confinamiento que aporta el concreto lanzado de 10 cm de espesor, con $P_i = 10 \text{ ton/m}^2$.



DEPOSITOS DEL LAGO

Resistencia del "arco auxiliar" del subsuelo

DATOS:



$P_{i \text{ máx}} = P_0 (1 - \sin \phi)$

$\therefore P_i \text{ máx} = 25.7 (1 - \sin 9.65^\circ) = 21.4 \text{ t/m}^2$

La resistencia del concreto lanzado como anillo de pared delgada "Criterio elástico"

$\sigma = \frac{p r}{t}$; $\sigma = 0.25 f'_c = 50 \text{ kg/cm}^2$

$\therefore t = \frac{p r}{\sigma} = \frac{21.4 \times 3.875}{50} = 0.17 \text{ cm} \approx 6''$

DEL MANUAL DE DISEÑO GEOTECNICO... Vol. 2

$t = \frac{\gamma H D F_c}{2 \times 0.8 f'_c}$; $t = \frac{25.7 \times 6.1 \times 2}{2 \times 0.8 \times 2000} = 0.10 \text{ m}$
OK

$F_c = 2$ para revest. primario
 $F_c = 3$ para revest. único

7.- DISEÑO DEL REVESTIMIENTO PARA SECCION CIRCULAR

7.1.- Propiedades de los materiales

TABLA 7.1.- PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y CARGAS VERTICALES PARA DISEÑO

	q_u kg/cm ²	c kg/cm ²	ϕ	ν	$k = \frac{\nu}{1-\nu}$	E kg/cm ²	K _v kg/cm ³	K ton/m ³	W _v ton/m ²	CLAS.
1.- FORM. TORLNGO QT	14.42	4	32°	0.35	0.54	1135	2.70	2700	14	IX
2.- DEP. ALUVIALES Q _{AL}	1.38	0.54	14.43°	0.40	0.67	60	0.14	140	13.5	III
3.- DEP. ELUVIALES Q _{EL}	7.03	3.1	6.91°	0.38	0.61	860	2.08	2080	22.4	VIII
4.- DEP. DE LAGO	0.96	0.41	9.65°	0.45	0.82	240	0.55	550	20.4	IV
5.- ROCAS ANDESITICAS	700	250	35°	0.28	0.39	75 000	195	195000	3.4	—
6.- RELLENOS	1.13	0.46	12.22°	0.40	0.67	85	0.21	210	—	IV

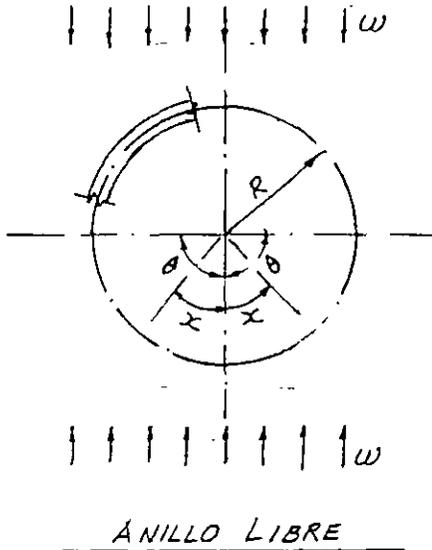
TABLA 7.2.- VALORES TIPICOS DE MODULOS DE ELASTICIDAD EN SUELOS

Foundation Engineering Handbook, por Winterkorn - Hsai Yang Fang
Van Nostrand Reinhold, 1975, Cap 19.- Pike Foundations, por Arkpad Kezdi, Budapest

CLASE	E kg/cm ²
I ARCILLA MUY SUBVE	3.5 - 30
II ARCILLA SUBVE	20 - 50
III ARCILLA MEDIA	40 - 80
IV ARCILLA DURA	70 - 180
V ARCILLA ARENOSA	300 - 400
VI ARENA LIMOSA	70 - 200
VII ARENA SUELTA	100 - 250
VIII ARENA DENSA	500 - 800
IX ARENA Y GRAVA DENSA	1000 - 2000

7.2. Diseño del Revestimiento, Método de Bougayeva (The Art of Tunnelling by A. Szechy)

7.2.1. Momentos flexionantes en el revestimiento sin colaboración de roca.



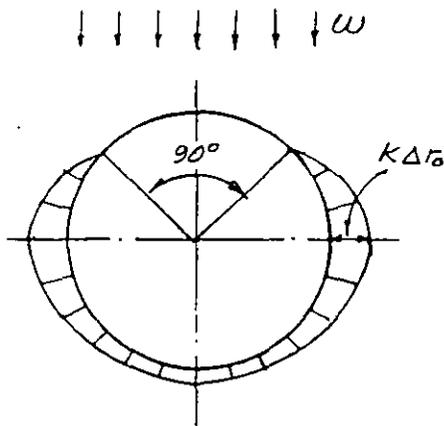
Los momentos flexionantes máximos se presentan en el E de bóveda y piso y son iguales que los del diámetro horizontal, con estos últimos de signo (-).

$$M = +0.25 w R^2 ; \text{ para } x=0^\circ \text{ y } x=180^\circ$$

$$M = -0.25 w R^2 ; \text{ para } x=90^\circ$$

El eje vertical tiende a acortarse y el eje horizontal tiende a alargarse

7.2.2. Momentos flexionantes en el revestimiento con colaboración de roca.



Los momentos flexionantes se calculan tomando en cuenta la colaboración del subsuelo para soportar el empuje pasivo proveniente de la deformación del revestimiento.

El momento flexionante máximo para el E de la bóveda puede calcularse mediante la sig. expresión

$$M_{\max} = w R^2 \left(0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06416} \right)$$

en donde: $m = \frac{EI}{bK R^4}$; Factor de flexibilidad función de las rigideces del revestimiento y del subsuelo.

$\Delta r_0 =$ Deformación del Subsuelo

$K =$ Módulo de Reacción del Subsuelo.

(Subgrade reaction Modulus)

$K = \frac{\sigma}{y}$; Para una deformación de 0.1"

$$y \quad K = \frac{E_r}{R(1+\nu)}$$

en donde: $E =$ módulo de deformabilidad del subsuelo
 $R =$ radio del túnel
 $\nu =$ relación de Poisson

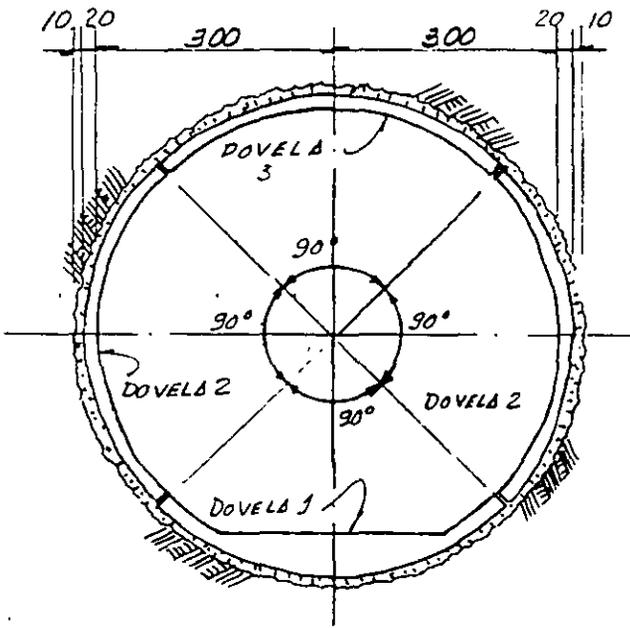
TABLA 7.3.- MOMENTOS FLEXIONANTES, PERALTES EFECT. Y TOTALES, ACERO DE REFUERZO

Q_N t/m ²	K ton/m ³	m	$\frac{0.014}{m+0.06416}$	C	W ton/m ²	M ton-m	d cm	a _s cm
FORM. TARANGO	2700	0.0215	0.1634	0.0866	14	11.65	24.5	25.
DEP. ALUVIALES QAL	140	0.4141	0.0293	0.2207	13.5	28.63	38.4	61.
DEP. ELUVIALES QEL	2080	0.0279	0.1521	0.0979	22.4	21.07	33.0	45.
DEP. LAGO	550	0.1054	0.0826	0.1674	20.4	32.82	41.2	72.
ROCAS ANDESITICAS	195000	0.0003	0.2172	0.0328	3.4	1.07	7.4	2.

DATOS:
$$M_{\max} = WR^2 \left(0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06416} \right) = WR^2 \times C$$

Dovelas: 20cm x 90cm; Concreto $f'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$; Acero $f_{yp} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
#4 @ 26cm

Concreto lanzado 10cm: $f'_c = 500 \text{ Kg/cm}^2$



SECCION TRANSVERSAL

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.2^3}{12} = 0.000667 \text{ m}^4$$

$$E = 15000 \sqrt{f'_c} = 15000 \sqrt{300}$$

$$E = 259000 \text{ Kg/cm}^2 = 2'59000 \text{ t/m}^2$$

$$EI = 1727 \text{ ton-m}^2$$

$$m = \frac{EI}{bKR^4}$$

$$m = \frac{1727}{1 \times 3.1^4} \times \frac{1}{K} = \frac{57.97}{K}$$

$$\text{Peralte efectivo: } d = \sqrt{\frac{M}{Rb}}$$

$$R = 19.373 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Acero: } f_s = \frac{M}{f_s j d}; f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2; j = 0.893$$

- Diagramas de Momentos Flexionantes, tomando en cuenta la interacción Subsuelo - Revestimiento

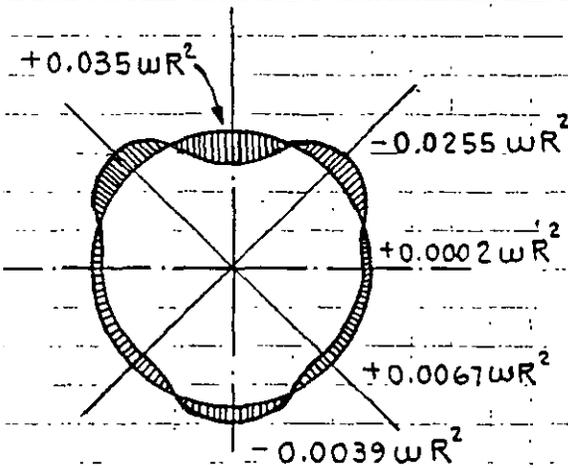
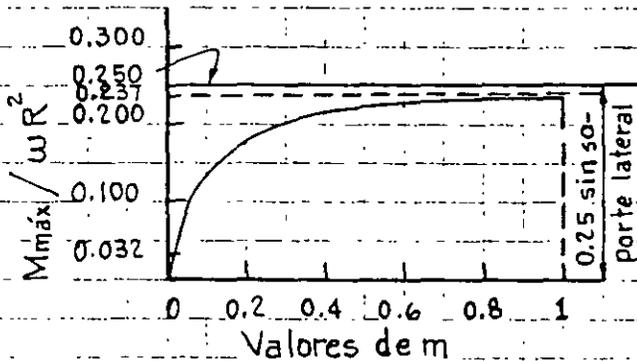


DIAGRAMA DE MOMENTOS

$$M_{\text{máx.}} = \omega R^2 \left(0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06416} \right)$$

NOTAS

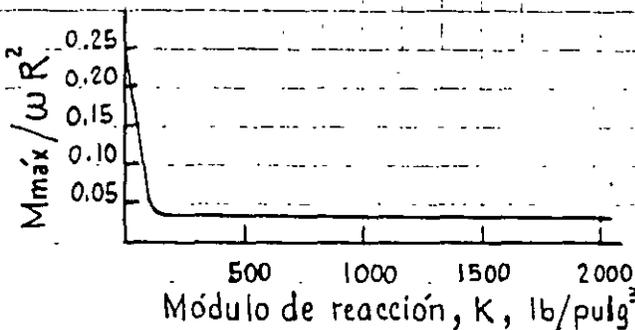
- Cuando la cantidad de soporte lateral varía desde restricción completa hasta cero soporte, los momentos flexionantes se incrementan desde 0.032 hasta $0.25 \omega R^2$, o sea 8 veces.
- El momento se incrementa rápidamente para valores pequeños de m y aumenta muy levemente hasta alcanzar $m=1$. Cuando m aumenta desde 1 hasta ∞ , m solo aumenta de 0.237 a $0.25 \omega R^2$.



- Se observa en la determinación de m , que si variamos el coeficiente de reacción del subsuelo, manteniendo los otros parámetros constantes, es evidente que una pequeña cantidad de soporte lateral puede reducir significativamente el momento flexionante en un anillo flexible.

VARIACION DE MOMENTOS EN LA CLAVE EN FUNCION DE LA RIGIDEZ DEL ANILLO Y DEL MODULO DE REACCION DEL SUBSUELO

- La mayor parte del beneficio se obtiene para valores pequeños de soporte del terreno.



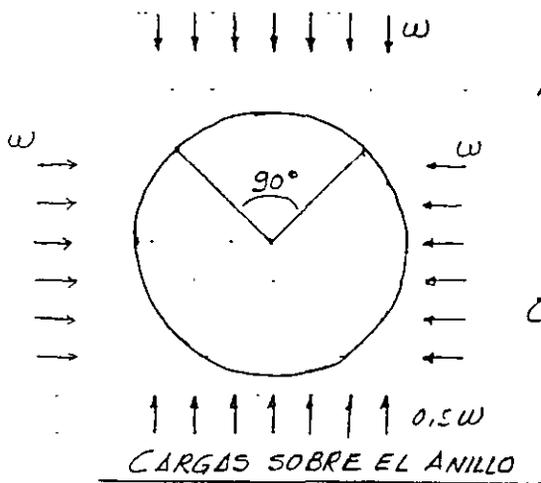
- Por tanto, la determinación exacta del módulo de reacción del subsuelo no es crítica bajo ciertas condiciones, dependientes de la flexibilidad del anillo.

E FECTO DEL MODULO DE REACCION DEL TERRENO SOBRE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA CLAVE.

7.3.1. Superposición de esfuerzos por flexión y normales

En general los empujes pasivos son del mismo orden de las cargas vertical

Bajo la condición de carga radial uniforme los esfuerzos en un anillo son: $\sigma_N = \frac{p \cdot r}{t}$



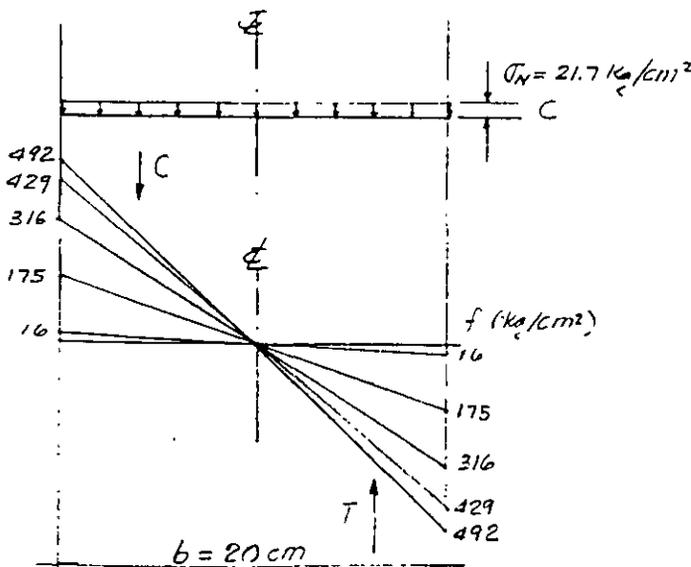
DATOS: $r = 3.10 \text{ m}$ y $t = 0.20 \text{ m}$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66,667 \text{ cm}^4$$

CONST. ELAST. : $f_c' = 300 \text{ Kg/cm}^2$; $E_c = 15000 \sqrt{f_c'} = 259000 \text{ Kg/cm}^2$

Acero: $f_{yp} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ y $E_s = 2'100'000 \text{ Kg/cm}^2$

	W_x ton/m ²	M ton-m	$f = \frac{M}{I}$ Kg/cm ²	N ton	σ_N Kg/cm ²
FORM. TARANGO	14.0	11.65	175	43.4	21.7
DEP. ALUVIALES QAL	13.5	28.63	429	41.85	20.93
DEP. ELUVIALES QEL	22.4	21.07	316	69.44	34.72
DEP. DE LAGO	20.4	32.82	492	63.24	31.62



REVESTIMIENTO SECUNDARIO

TABLA 7.3.9. - MOMENTOS FLEXIONANTES, PERFILES EFECTIVOS Y TOTALES, ACERO DE REFUERZO

$$M_{\max} = WR^2 \left(0.25 + \frac{0.014}{m + 0.06416} \right) = WR^2 \times C$$

REVESTIMIENTO: 35 cm.; Concreto $f'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$; Acero $f_{yp} = 2000 \text{ Kg/cm}^2$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}}; R = 19.4 \text{ Kg/cm}^2; a_s = \frac{M}{f_s j d}; f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2; j = 0.89; d = \underline{29 \text{ cm.}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 35^3}{12} = 357292 \text{ cm}^4 = 0.0036 \text{ m}^4; EI = 6074 \text{ ton-m}^2$$

$$E = 10000 \sqrt{f'_c} = 10000 \sqrt{300} = 170000 \text{ Kg/cm}^2 = 170000 \text{ ton/m}^2$$

Para agregados Plinoclástica

	K	m	$\frac{0.014}{m + 0.06416}$	C	W	M	d	t	a
	ton/m ²				t/m ²	t-m	cm		cm
FORM. TARANGO	2700	0.07	0.1044	0.1456	10	14.7	27.5	33	28.5 $\phi 3/4$
DEP. ALUVIAL QAL	140	1.35	0.010	0.24	10	24.3	35	41	47 $\phi 1"$
DEP. ELUVIAL QEL	2080	0.10	0.0853	0.249	10	29.3	39	45	56.7 $\phi 1"$
DEP. LLGO	550	0.35	0.0338	0.2162	10	21.9	34	40	42 $\phi 1"$
ROCAS	195000	0.001	0.2149	0.0351	5	1.78	10	16	3.4 $\phi 1/2$ (29)

$$m = \frac{EI}{6KR^4} = \frac{6074}{1 \times 3.78^4} \times \frac{1}{K} = \frac{189}{K}$$

CRITERIOS DEL MANUAL DE DISEÑO GEOTECNICO... COVITUR, 1988 ...

1. ESPESOR DE REVESTIMIENTO PRIMARIO

$$t = \frac{\gamma^1 H D F_c}{2 \times 0.8 f_c'} ; \text{ en donde } F_c = 2 \text{ para revestimiento primario y } F_c = 3 \text{ para revestimiento único}$$

2. DISEÑO DEL REVESTIMIENTO SECUNDARIO

a) Momento Flexionante : $M_1 = \pm \frac{(P_{vf} - P_{hf}) \gamma^1 H R_m^2}{4(F+1)}$

en donde: $F = 1.5 \frac{E_s}{E_c} \left(\frac{R}{t}\right)^3$; $E_s = \text{módulo elástico subsuelo}$
 $E_c = \text{módulo elástico concreto}$

b) Fuerzas normales de recompresión en el anillo primario

$$N_p = \frac{\gamma^1 H D}{2}$$

Normal final horizontal $N_v = \frac{P_{vf}}{2} \left(\frac{1+K}{C+1} + \frac{1-K}{F+1} \right) R_e$

en donde: $P_{vf} = 1.4 \gamma^1 H$ para suelos no saturados, arena suelta

$P_{vf} = 1.2 \gamma^1 H$ para toba blanda y arena compacta

$P_{vf} = P_{ae}$ para toba dura.

$P_{vf} = \gamma^1 H$ para arcilla saturada

$$K_f = \frac{1 - \sin^2 \phi}{1 + 5 \sin^2 \phi} \quad \delta \quad K_c = \frac{P_{hf}}{P_{vf}} = \frac{K_\phi (H_0 - 0.2 H)}{1.4 H}$$

$C =$

Incremento de normal vertical $\Delta N_v = N_v - N_p$

Incremento de normal horizontal $\Delta N_h = N_h - N_p$

	ϕ	H, m	γ t/m ³	$K = \frac{\gamma}{1-\nu}$	$K_0 = \frac{1-\sin^2\phi}{1+\sin^2\phi}$	$P_0 = \gamma H$ t/m ³	P_i t/m ³	P_{vf} t/m ³	P_{vh} t/m ³	t	M	d	a_s cm
FORM. TARANGO	32°	41	1.8	0.54	0.56	73.8	22.5	$22.5 \times 1.0 = 22.5$	12.2	0.09	4.0	16	7.0
DEP. ALUVIALES, QAL	14.43°	12	1.69	0.67	0.88	20.3	13.5	$13.5 \times 1.2 = 16.2$	10.9	0.07	10.5	26	20.0
DEP. ELUVIALES, QEL	6.91°	25	1.67	0.61	0.97	41.8	31.8	$31.8 \times 1.0 = 31.8$	19.4	0.12	26.7	41.5	51.0
DEP. LAGO	9.65°	15	1.71	0.82	0.95	25.7	20.4	$20.4 \times 1.2 = 24.5$	20.1	0.10	5.1	18	9.8

ESPESOR REVEST. PRIMARIO DE CONCRETO LANZADO

MOMENTO FLEXIONANTE REVEST. SECUNDARIO

$$t = \frac{\gamma H D F_c}{2 \times 0.8 f'_c}$$

$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

$$M_i = \pm \frac{(P_{vf} - P_{hf}) \gamma H R_m^2}{4(F+1)}$$

en donde $F = 1.5 \frac{E_s}{E_c} \left(\frac{R}{t}\right)^3$; $E_s = E_{\text{subs}}$; $E_c = E_{\text{conc}}$
 $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$; $E_c = 15000 \sqrt{250} = 230000 \text{ Kg/cm}^2$; $t = 0.25 \text{ m}$ y $R = 3.18$

Tarango. $F = 1.5 \times \frac{1135}{230000} \left(\frac{3.18}{0.35}\right)^3 = 5.55$; $M = \frac{\pm(22.5 - 0.54 \times 22.5) \times 3.18^2}{4(5.55 + 1)} = 10.35$

Dep. Aluviales: QAL $F = 1.5 \times \frac{60}{230000} \left(\frac{3.18}{0.35}\right)^3 = 0.29$; $M = \frac{\pm(16.2 - 0.67 \times 16.2) \times 3.18^2}{4(0.29 + 1)} = 5.35 \times 3.18^2 \times 0.01$

Dep. Eluviales QEL $F = 1.5 \times \frac{860}{230000} \left(\frac{3.18}{0.35}\right)^3 = 0.18$; $M = \frac{\pm(31.8 - 0.61 \times 31.8) \times 3.18^2}{4(0.18 + 1)} = 12.4 \times 3.18^2 \times 0.01$

Dep de Lago $F = 1.5 \times \frac{240}{230000} \left(\frac{3.18}{0.35}\right)^3 = 1.17$; $M = \frac{\pm(24.5 - 0.82 \times 24.5) \times 3.18^2}{4 \times (1.17 + 1)} = 2.41 \times 3.18^2 \times 0.01$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R \cdot b}}$$

$$a_s = \frac{M}{f_s \cdot d}$$

M = Momento flexionante del revestimiento secundario

$R = 15.512 \text{ Kg/cm}^2$

$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$

$j = 0.897$; $k = 0.309$

Acero de refuerzo del revestimiento secundario:

$a_s = \# 5 @ 20 \text{ cm}$; $1.98 \text{ cm}^2 \times 5 \frac{\phi}{\text{m}} = 9.9 \text{ cm}^2/\text{m}$

$a_s^* \rightarrow 2 \text{ veces el de diseño}; \# 6 @ 14 \text{ cm.}$

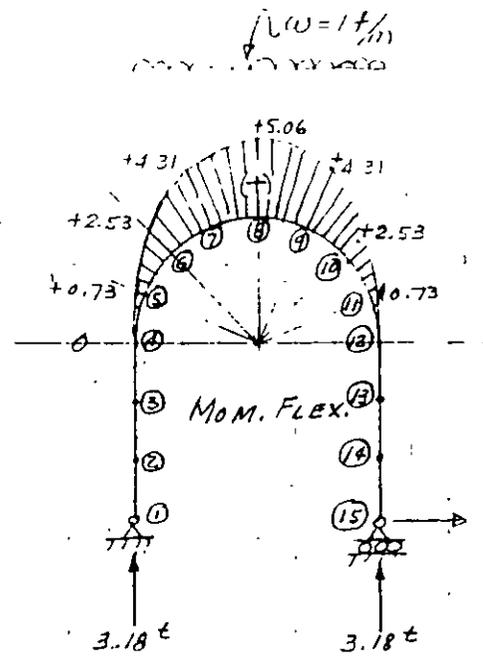
$a_s^{**} \rightarrow 5 \text{ veces el de diseño}; \# 8 @ 10 \text{ cm.}$

* La evaluación del acero de refuerzo se realizará para un peralte total de $10 \text{ cm} + 25 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$, de acuerdo con el diseño realizado.

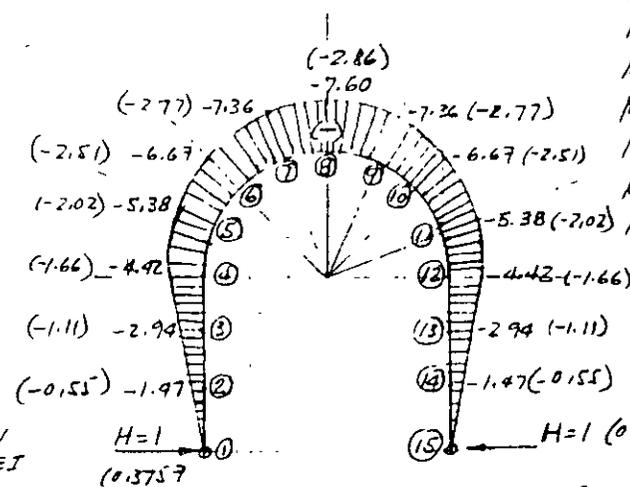
t = Espesor del revestimiento primario del concreto lanzado.

CARGOS VERTICALES : $w=1$

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	
Δx	0	0	0	0.24	0.69	1.03	1.22	1.22	1.03	0.69	0.24	0	0	0	0	m
Δy	1.47	1.47	1.47	1.22	1.03	0.69	0.24	-0.24	-0.69	-1.03	-1.22	-1.47	-1.47	-1.47	-1.47	m
S	1.47	1.47	1.47	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.47	1.47	1.47	1.47	m
M	0	0	0	0	+0.73	+2.53	+4.31	+5.06	+4.31	+2.53	+0.73	0	0	0	0	T-m
α	0	0	0	0	-0.73	-2.53	-4.31	-5.06	-4.31	-2.53	-0.73	0	0	0	0	ton-m/EI
$\bar{\alpha}$	0	0	0	-0.10	-1.02	-3.16	-5.28	-6.17	-5.28	-3.16	-1.02	-0.10	0	0	0	ton-m ² /EI
ϕ	+12.64	+12.64	+12.64	+12.54	+11.52	+8.26	+3.08	-3.08	-8.36	-11.52	-12.54	-12.64	-12.64	-12.64	-12.64	ton-m ² /EI
$\phi \Delta x$	0	0	0	+3.03	+7.95	+8.61	+3.76	-3.76	-8.61	-7.95	-3.03	0	0	0	0	ton-m ² /EI
y	0	0	0	0	+3.03	+10.98	+19.59	+23.35	+19.59	+10.98	+3.03	0	0	0	0	✓
$\phi \Delta y$	+18.58	+18.58	+18.58	+15.22	+11.87	+5.77	+0.74	+0.74	+5.77	+11.87	+15.30	+18.58	+18.58	+18.58	+18.58	✓
X	0	+18.58	+37.16	-55.74	+71.04	+82.91	+88.68	+88.42	+90.16	+95.93	+107.80	+123.10	+141.68	+160.26	+178.84	



$\delta_w = 178.84 \text{ ton-m}^2/\text{EI}$



$\delta_{H1} = -476 \text{ ton-m}^3/\text{EI}$

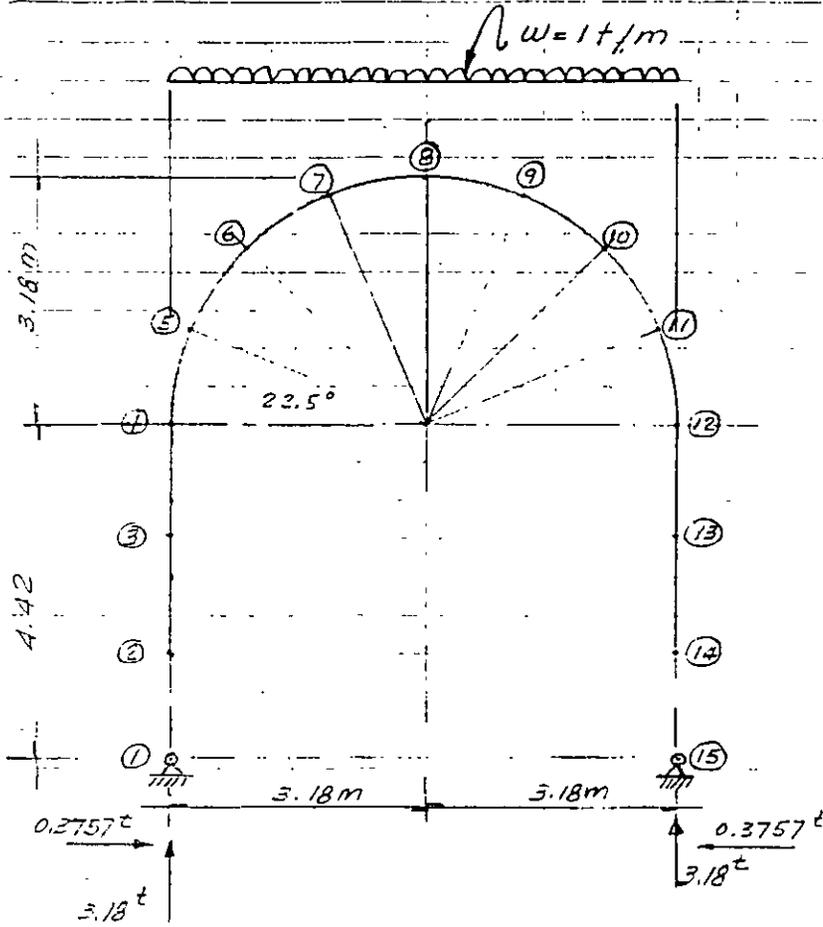
$M \times 0.3757$ Suma de Mom

$M_2 = -1.47$	(-0.55)	-0.55
$M_3 = -2.94$	(-1.11)	-1.11
$M_4 = -4.42$	(-1.66)	-1.66
$M_5 = -5.38$	(-2.02)	-1.29
$M_6 = -6.67$	(-2.51)	+0.00
$M_7 = -7.36$	(-2.77)	+1.54
$M_8 = -7.60$	(-2.86)	+2.20

$\delta_w - \delta_{H1} = 0$; $178.84 - 476H = 0$; $\therefore H = \frac{178.84}{476} = 0.3757$

ANÁLISIS DEL REVESTIMIENTO CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

1.- ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES SIN COLABORACION DEL SUBSUELO



$M_1 = 0 ; M_2 = 0 ; M_3 = 0 ; M_4 = 0$

$M_5 = 3.18 \times 0.24 - \frac{1 \times 2.4^2}{2} = 0.73 = M_{11}$

$M_6 = 3.18 \times 0.93 - \frac{1 \times 0.93^2}{2} = 2.53 = M_{10}$

$M_7 = 3.18 \times 1.96 - \frac{1 \times 1.96^2}{2} = 4.31 = M_9$

$M_8 = 3.18 \times 3.18 - \frac{1 \times 3.18^2}{2} = 5.16$

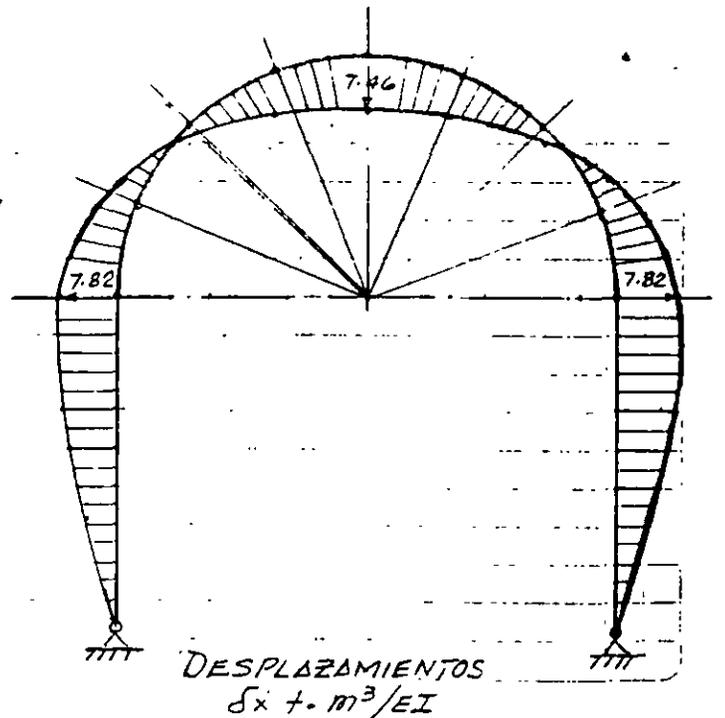
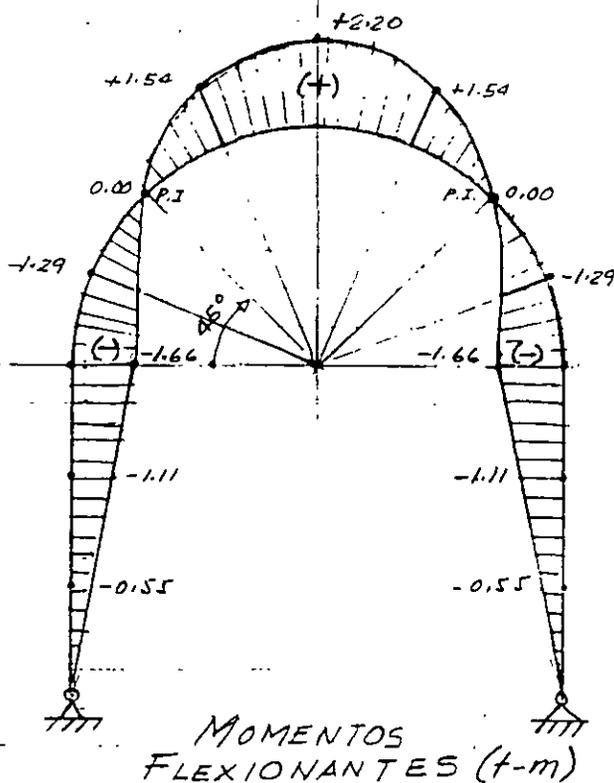
Para un pealite de 35 cm, sumando 10 cm de concreto lanzado + 25 cm de revestimiento secundario se tendría:
 $I = \frac{1 \times 35^3}{12} = 0.0036 m^4 ; E = 2'300'000 t/m^2 ; EI = 821$
 Para todos los materiales se considera la presión inducida $P_i = 10 t/m$ del concreto lanzado.

$w = 10 \text{ ton/m} ; \therefore M = 22 \text{ ton-m}$

$d = \sqrt{\frac{22 \times 10000}{15,512 \times 100}} = 37.66 \text{ cm} + 6 \text{ (recu)}$

$\therefore t = 44 \text{ cm}$

$\delta_{\underline{d}} = \frac{7.46 t \cdot m^3}{8217.7 t \cdot m^2} = 0.0009 m = 0.9 \text{ mm}$



CARGA HORIZONTAL CORRECTIVA H=1
PARA CARGAS VERTICALES

z

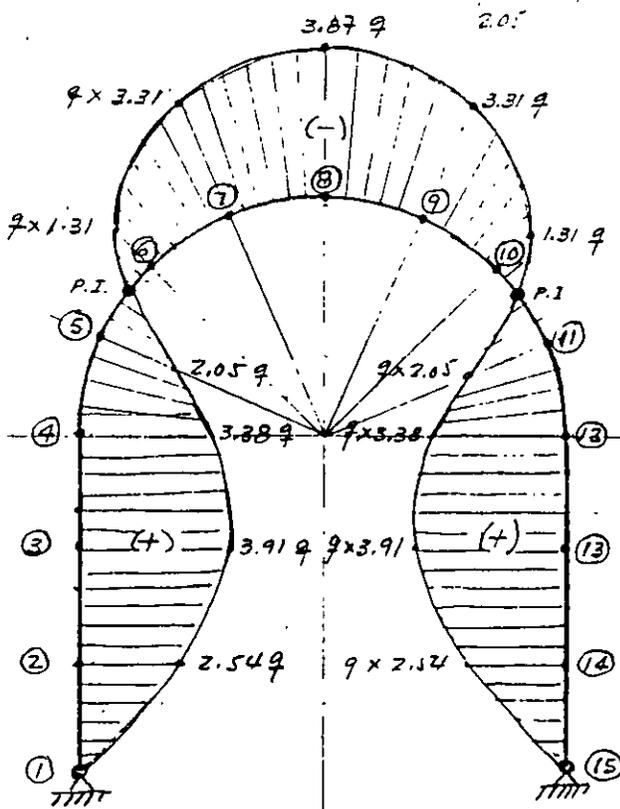
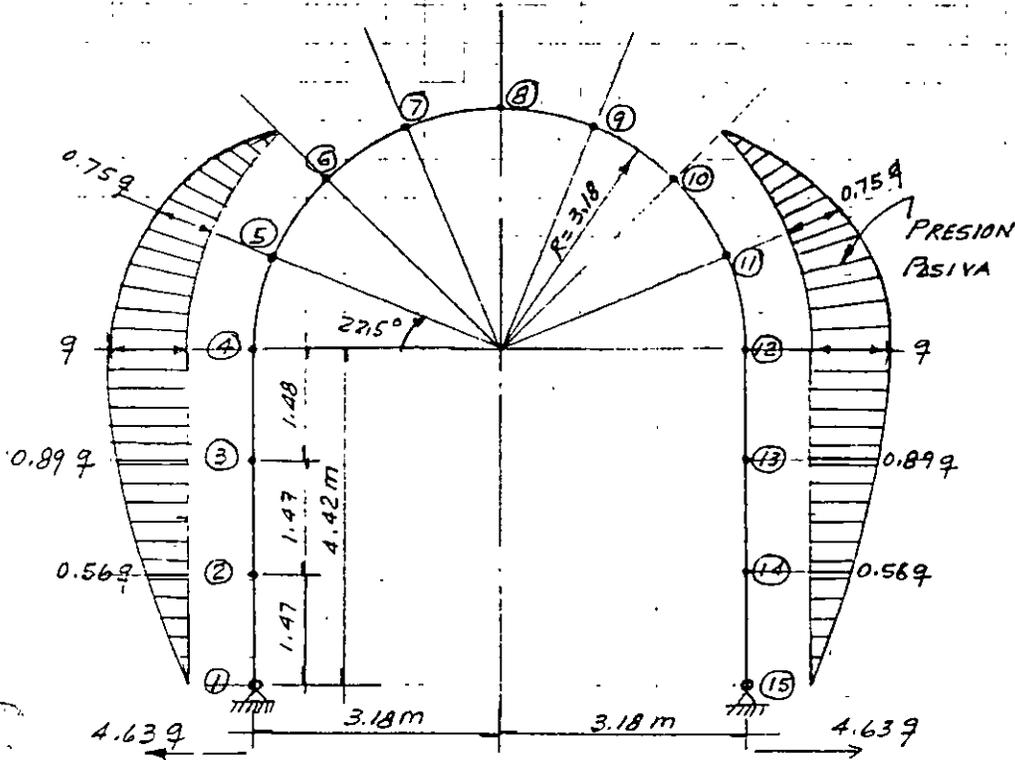
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮			
Δx	0	0	0	0.20	0.69	1.03	1.22	1.22	1.03	0.69	0.24	0	0	0	0	m		
Δy	1.47	1.47	1.47	1.22	1.03	0.69	0.24	-0.24	-0.69	-1.03	-1.22	-1.47	-1.47	-1.47	0	m		
S	1.47	1.47	1.47	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.47	1.47	1.47	0	m		
M	0	-1.47	-2.94	-4.42	-5.38	-6.67	-7.36	-7.60	-7.36	-6.67	-5.38	-4.42	-2.94	-1.47	0	ton m		
α	0	+1.47	+2.94	+4.42	+5.38	+6.67	+7.36	+7.60	+7.36	+6.67	+5.38	+4.42	+2.94	+1.47	0	ton m/EI		
$\bar{\alpha}$	+0.29	+2.16	+4.22	+2.89	+2.95	+6.76	+8.28	+7.15	+9.45	+9.15	+8.28	+6.76	+2.95	+2.89	+4.32	+2.16	+0.29	ton m ² /EI
ϕ	-41.53	-41.24	-39.08	-34.76	-28.92	-22.16	-13.88	-4.73	+4.73	+13.88	+22.16	+28.92	+34.76	+39.08	+41.24	+41.53	✓	
$\phi \Delta x$	0	0	0	-6.94	-15.29	-14.30	-5.77	+5.77	+14.30	+15.29	+6.94	0	0	0	0	0	ton m ³ /EI	
$\phi \Delta y$	-60.62	-57.45	-51.10	-35.28	-22.83	-9.58	-1.14	-1.14	-9.58	-22.83	-35.28	-51.10	-57.45	-60.62	0	0	✓	
X	0	-60.62	-118.07	-169.17	-204.45	-227.28	-236.86	-238.00	-237.14	-248.72	-274.55	-306.83	-357.93	-415.38	-476	0	✓	

DESPLAZAMIENTOS CORRECTIVOS Y FINALES

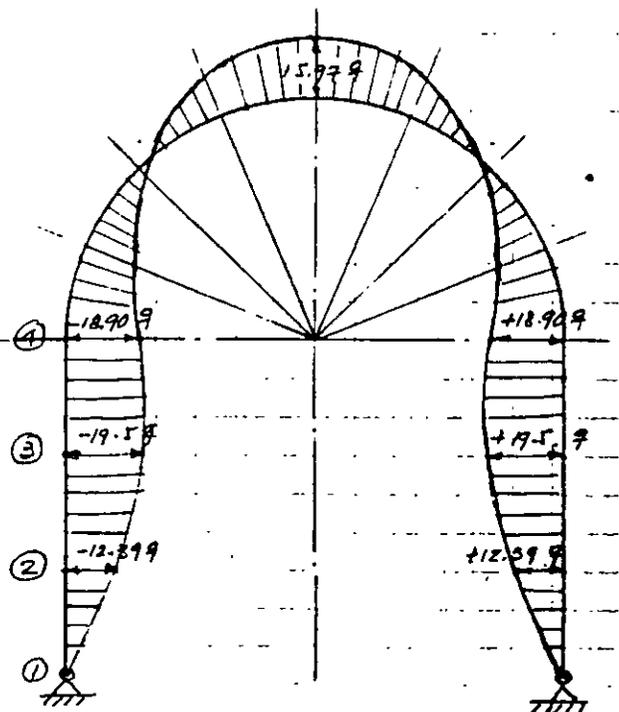
y	0	0	0	0	-2.61	-8.35	-13.72	-15.89	-13.72	-8.35	-2.61	0	0	0	0	0	ton m ³ /EI corr.
y	0	0	0	0	+3.03	+10.98	+19.59	+23.35	+19.59	+10.98	+3.03	0	0	0	0	0	Isost.
Suma y	0	0	0	0	+0.42	+2.63	+5.87	+7.46	+5.87	+2.63	+0.42	0	0	0	0	0	✓
X	0	-22.78	-44.35	-63.36	-76.81	-85.39	-88.99	-89.42	-89.85	-93.44	-102.02	-115.28	-134.48	-156.06	-178.83	0	ton m ³ /EI corr
X	0	+18.58	+37.16	+55.74	+71.04	+82.91	+88.68	+89.42	+90.16	+95.93	+107.80	+123.10	+141.68	+160.26	+178.84	0	Isost.
X	0	-4.20	-7.19	-7.82	-5.77	-2.48	-0.31	0	+0.31	+2.49	+5.78	+7.82	+7.20	+4.20	0	0	✓

(6)

2. ANALISIS POR CARGAS HORIZONTALES DE PRESION PASIVA DEL SUBSUELO



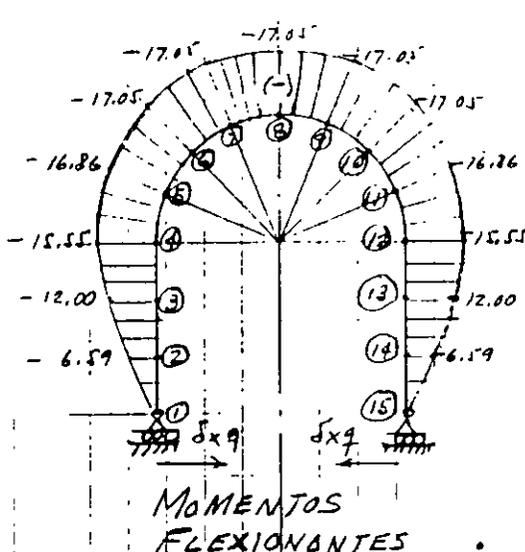
MOMENTOS FLEXIONANTES



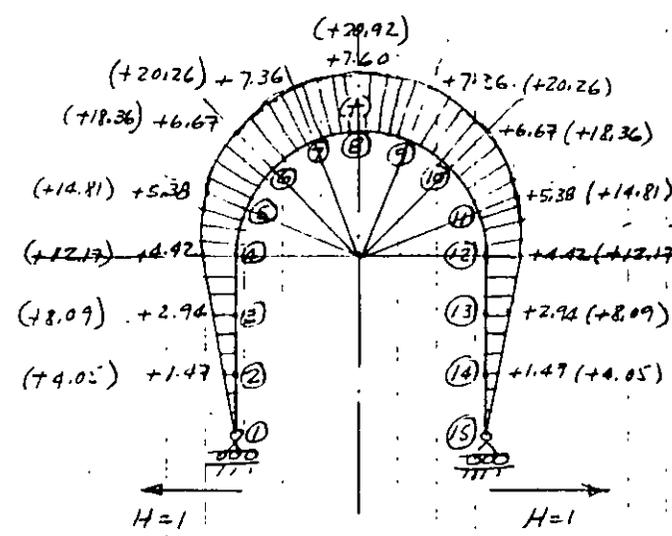
DESPLAZAMIENTOS

CARGA HORIZONTAL DE EMPUJE POSIVO

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮			
Δx	0	0	0	0.24	0.69	1.03	1.22	1.22	1.03	0.69	0.24	0	0	0	0	m		
Δy	1.47	1.47	1.48	1.22	1.03	0.69	0.24	-0.24	-0.69	-1.03	-1.22	-1.48	-1.47	-1.47	1.48	m		
S	1.47	1.47	1.48	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.48	1.48	1.48	1.48	m		
ω	0	-0.56	-0.89	-1	-0.75	0	0	0	0	0	+0.75	+1	+0.89	+0.56	0	g - ton/m		
$\bar{\omega}$	-0.15	-0.80	-1.28	-0.73	-0.60	-0.89	-0.18	0	0	+1.18	+0.89	+0.60	+0.73	+1.28	+0.80	+0.15	g - ton	
V	+4.63	+4.48	+3.68	+2.40	+1.07	+0.18	0	0	0	0	+0.18	+1.07	+2.40	+3.68	+4.48	+4.63	g - ton	
$V \Delta y$	+6.59	+5.41	+3.55	+1.21	+0.19	0	0	0	0	0	-0.19	-1.31	-3.55	-5.41	-6.59	0	g - ton - m	
M	0	+6.59	+12.00	+15.55	+16.86	+17.05	+17.05	+17.05	+17.05	+17.05	+16.86	+15.55	+12.00	+6.59	0	0	g - ton - m	
α	0	-6.59	-12.00	-15.55	-16.86	-17.05	-17.05	-17.05	-17.05	-17.05	-16.86	-15.55	-12.00	-6.59	0	0	g - ton - m / EI	
$\bar{\alpha}$	-1.69	-9.54	-17.40	-10.75	-10.05	-20.96	-21.29	-21.31	-21.31	-21.31	-21.29	-20.96	-10.05	-10.75	-17.40	-9.54	-1.69	g - ton m ² / EI
ϕ	+123.65	+121.96	+112.42	+95.02	+74.22	+53.26	+31.97	+10.65	-10.66	-31.97	-53.26	-74.22	-95.02	-112.42	-121.96	-123.65	0	g - ton m ³ / EI
$\phi \Delta y$	+179.28	+165.26	+140.63	+90.55	+24.86	+22.06	+2.56	+2.56	+22.06	+24.86	+90.55	+140.63	+165.26	+179.28	0	0	g - ton m ³ / EI	
ΣX	-655.20	-475.92	-310.66	-170.03	-79.48	-24.62	-2.56	0	+2.56	+24.62	+79.48	+170.03	+310.66	+475.92	+655.20	0	g	
$\phi \Delta x$	0	0	0	+17.81	+36.75	+32.93	+12.99	-13.03	-32.93	-36.75	-17.81	0	0	0	0	0	g	
$\phi \Delta y$	0	0	0	0	+17.81	+54.56	+87.49	+100.48	+87.48	+54.55	+17.80	0	0	0	0	0	g	



MOMENTOS FLEXIONANTES



Suma de Mom

$$\begin{aligned}
 M_2 &= -6.59 + 4.05 = -2.54 = M_{14} \\
 M_3 &= -12.00 + 8.09 = -3.91 = M_{13} \\
 M_4 &= -15.55 + 12.17 = -3.38 = M_{12} \\
 M_5 &= -16.86 + 14.81 = -2.05 = M_{11} \\
 M_6 &= -17.05 + 18.36 = +1.31 = M_{10} \\
 M_7 &= -17.05 + 20.36 = +3.31 = M_9 \\
 M_8 &= -17.05 + 20.92 = +3.87
 \end{aligned}$$

$$\Sigma X = 0 \quad ; \quad 655.20 - 238H = 0 \quad \therefore \quad H = \frac{655.20}{238} = 2.7529$$

CARGA HORIZONTAL CORRECTIVA H=1, PARA EL EMPUJE PASNO

z

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15				
Δx	0	0	0	0.24	0.69	1.03	1.22	1.22	1.03	0.69	0.24	0	0	0	0	m			
Δy	1.47	1.47	1.47	1.22	1.03	0.69	0.24	-0.24	-0.69	-1.03	-1.22	-1.47	1.47	-1.47	-1.47	m			
S	1.47	1.47	1.47	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.48	1.47	1.47	1.47	m			
M	0	+1.47	+2.94	+4.42	+5.38	+6.67	+7.36	+7.60	+7.36	+6.67	+5.38	+4.42	+2.94	+1.47	0	ton-m			
α	0	-1.47	-2.94	-4.42	-5.38	-6.67	-7.36	-7.60	-7.36	-6.67	-5.38	-4.42	-2.94	-1.47	0	ton-m/EI			
α^2	0	-2.29	-2.16	-4.32	-2.89	-2.95	-6.76	-8.28	-9.15	-9.45	-9.15	-8.28	-6.76	-2.95	-2.89	-4.32	-2.16	-0.29	tonm ² /EI
ϕ	+41.53	+41.24	+39.08	+34.76	+28.92	+22.16	+13.88	+4.73	-4.73	-13.88	-22.16	-28.92	-34.76	-39.08	-41.24	-41.53		✓	
$\phi \Delta x$	0	0	0	+6.94	+15.29	+14.30	+5.77	-5.77	-14.30	-15.29	-6.94	0	0	0	0	0		ton.m ³ /EI	
y	0	0	0	0	+6.94	+22.23	+36.53	+42.30	+36.53	+22.23	+6.94	0	0	0	0	0		✓	
$\phi \Delta y$	+60.62	+57.45	+51.10	+35.28	+22.83	+9.58	+1.14	+1.14	+9.58	+22.83	+35.28	+51.10	+57.45	+60.62				✓	
X	-238	-177.38	-119.93	-68.63	-22.55	-10.72	-1.14	0	+1.14	+10.72	+33.55	+68.83	+119.93	+177.38	+238			⊙	

DESPLAZAMIENTOS CORRECTIVOS Y FINALES

y	0	0	0	0	+19.1551	+61.20	+100.52	+116.45	+117.52	+61.20	+19.1051	0	0	0	0	0	0	ton.m ³ /EI	corre
Δy	0	0	0	0	-17.81	-24.52	-37.99	-101.48	-87.49	-57.52	-17.81	0	0	0	0	0	0	Isost.	
Suma Δy_0	0	0	0	0	+1.30	+6.64	+13.07	+15.97	+13.07	+6.64	+1.30	0	0	0	0	0	0		
X	-655.19	-488.31	-330.16	-188.93	-92.36	-29.51	-3.14	0	+3.14	+29.51	+92.36	+188.93	+330.16	+488.31	+655.19			ton m ³ /EI	corre
X	+655.19	+475.92	+310.66	+170.03	+79.48	+24.62	+2.52	0	-2.52	-24.62	-79.48	-170.03	-310.66	-475.92	-655.19			Isost.	
Suma X	0	-12.39	-19.5	-18.90	-12.88	-4.82	-0.58	0	+0.58	+4.82	+12.88	+18.90	+19.5	+12.39	0				✓

PROPIEDADES DE RESISTENCIA DEL REVESTIMIENTO

1. - Revestimiento Primario

Concreto Lanzado 10 cm; $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$; $E = 10000 \sqrt{f'_c} = 140000 \text{ Kg/cm}^2$
(Para agregados piroclásticos)

2. - Revestimiento Secundario

Concreto; espesor 25 cm; $f'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$; $E = 10000 \sqrt{300} = 170000 \text{ Kg/cm}^2$
(Para agregados piroclásticos)

Momentos de inercia: $I = \frac{bh^3}{12}$; $b = 1 \text{ metro}$

<u>Espesor del Revestimiento</u>	<u>I, m⁴</u>	<u>EI ton.m²</u>
10 cm	0.000833	117
15 cm	0.002813	394
35 cm	0.0036	6074

DETERMINACION DEL EMPUJE PASIVO

Por compatibilidad de deformaciones entre el subsuelo y el revestimiento se tiene:

$$\delta_h = \delta_{hp} - q \delta_{h1} \quad \text{--- (1)}$$

donde:

δ_h = deformación horizontal del suelo en las paredes del túnel

δ_{hp} = deformación horizontal del revestimiento debida a las cargas externas (w)

δ_{h1} = deformación horizontal del revestimiento debida a la reacción del suelo con carga unitaria. ($q=1$)

La deformación del suelo será:

$$\delta_h = \frac{q'}{K} \quad \text{--- (2)}$$

en donde: q' = reacción del revestimiento sobre el suelo

K = módulo de reacción del suelo

Por equilibrio de fuerzas en el contacto suelo-revestimiento:

$$q = q'$$

Resolviendo de (1) y (2) y tomando en cuenta la igualdad anterior: se tiene:

$$q = \frac{\delta_{hp}}{\frac{1}{K} + \delta_{h1}} \quad \text{--- (3)}$$

Ecuación de Compatibilidad Elástica

Los desplazamientos horizontales máximos son:

$$\delta_{hp} = 7.82 \left(\frac{w}{EI} \right)$$

$$\delta_{hi} = 18.90 \left(\frac{1}{EI} \right)$$

De la ecuación (3) :
$$q = \frac{7.82 \left(\frac{w}{EI} \right)}{\frac{1}{K} + 18.90 \left(\frac{1}{EI} \right)}$$
 ; Factor de Flexibilidad

VALORES DE q , TON/M²

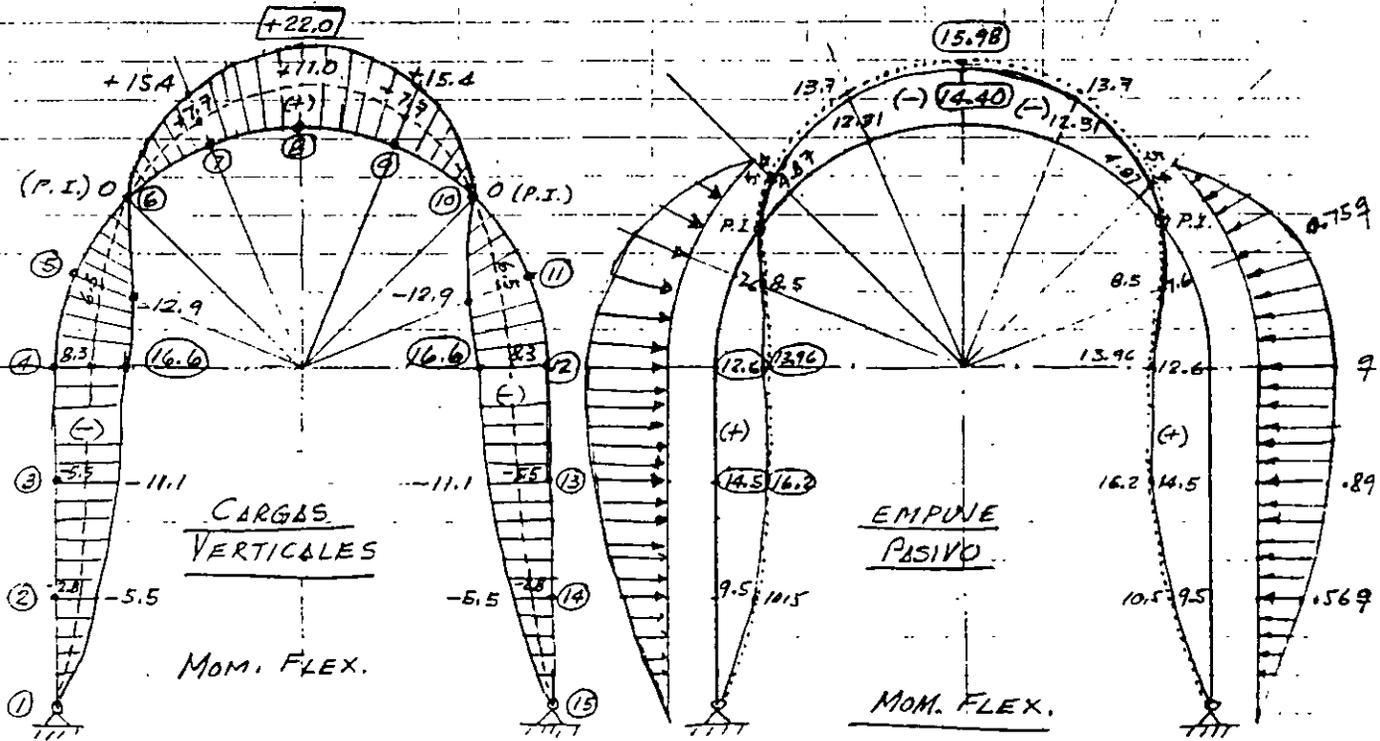
Espesor Revestim. cm	w = 10 ton/m ²				w = 5 ton/m ²
	TARANGO K ton/m ³	ALUVIAL, QAL K	ELUVIAL, QEL K	DEPLIGO K	ROCA K
10	$\frac{2700}{4.13}$	$\frac{140}{3.96}$	$\frac{2080}{4.13}$	$\frac{550}{4.09}$	$\frac{195000}{2.07}$
15	4.10	3.60	4.09	3.99	2.07
35	3.72	1.26	3.60	3.62	2.05

$W_v = 10 \text{ t/m}^2$ para: TARANGO, ALUVIALES AL, ELUVIALES QEL

FORMACION TORANGO

$W_v = 5 \text{ t/m}^2$ para: ROCAS ANDESITICAS

REVEST. DE 10 y 35 CM. DE T. LT.



— TARANGO, BLUV. QAL Y ELUV. QEL
 ROCAS ANDESITICAS

Para 10 cm $q = 4.13 \text{ t/m}^2$
 Para 35 cm $q = 3.72 \text{ t/m}^2$
 $\therefore q < q_u = 14.4 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{OK}$

MOMENTOS FLEXIONANTES DE LA INTERACCION SUBSUELO-REVESTIMIENTO TON-M

PUNTOS	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮
MOM. FLEX. $t=10 \text{ cm}$	0	+4.0	+2.4	-2.6	-5.3	0	+3.1	+6.7	+3.1	0	-5.3	-2.6	+3.4	+4.0	0
MOM. FLEX. $t=35 \text{ cm}$	0	+5.0	+5.1	-4.0	-4.4	0	+1.7	+7.6	+1.70	0	-4.4	-4.0	+5.1	+5.0	0

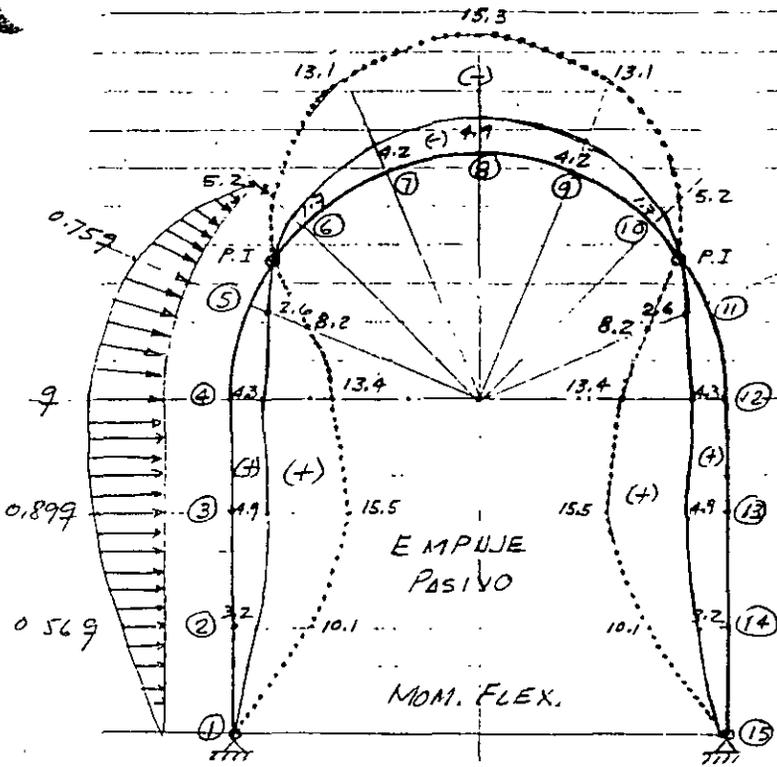
REVEST.	PERALTE PROPUUESTO	f'_c Kg/cm ²	R Kg/cm ²	MOM. FLEX ton-m	PERALTE EFECT. d, cm	PERALTE TOTAL, t (1)	Acero as, cm ²	Reflex
PRIMARIO	10 cm	200	13.4	6.7	22.4	22.4		
SECUNDARIO	35 cm	300	19.4	7.6	19.8	25.8 (2) OK	14.7	$\phi 5/8" \text{ E}$

Peralte $d = \sqrt{\frac{M}{R \cdot b}}$

(1) Concreto lanzado. No Pasó con el criterio de Bougayera Podría pensarse en aumentar el espesor a 12.5 cm.

Acero $a_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$
 $f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$
 $j = 0.89$
 $d = 29 \text{ cm}$
 (2) Concreto armado. Si Pasó el acero se calcula entonces para el peralte propuesto de 35 cm.

DEPOSITOS ALUVIALES, VAL. REVESTIMIENTO DE 10 y 35 CM.



PARA 10 CM $q = 3.96 \text{ ton/m}^2$ $< q_u = 13.8 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{OK}$

PARA 35 CM $q = 1.26 \text{ ton/m}^2$ $< q_u = 13.8 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{OK}$

MOMENTOS FLEXIONANTES DE LA INTERACCION SUBSUELO-REVESTIMIENTO TON-m

PUNTOS ① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩ ⑪ ⑫ ⑬ ⑭ ⑮

MOM. FLEX.

$t = 10 \text{ cm}$ 0 +4.6 (+4.4) -3.2 -4.7 -1.7 +2.3 (+6.7) +2.3 -1.7 (-9.7) -3.2 -4.4 +4.6 0 ton-m

MOM. FLEX.

$t = 35 \text{ cm}$ 0 -2.3 (-6.2) -12.3 -10.3 -5.2 +11.2 (+17.1) +11.2 -5.2 (-10.3) -12.3 -6.2 -2.3 0 ton-m

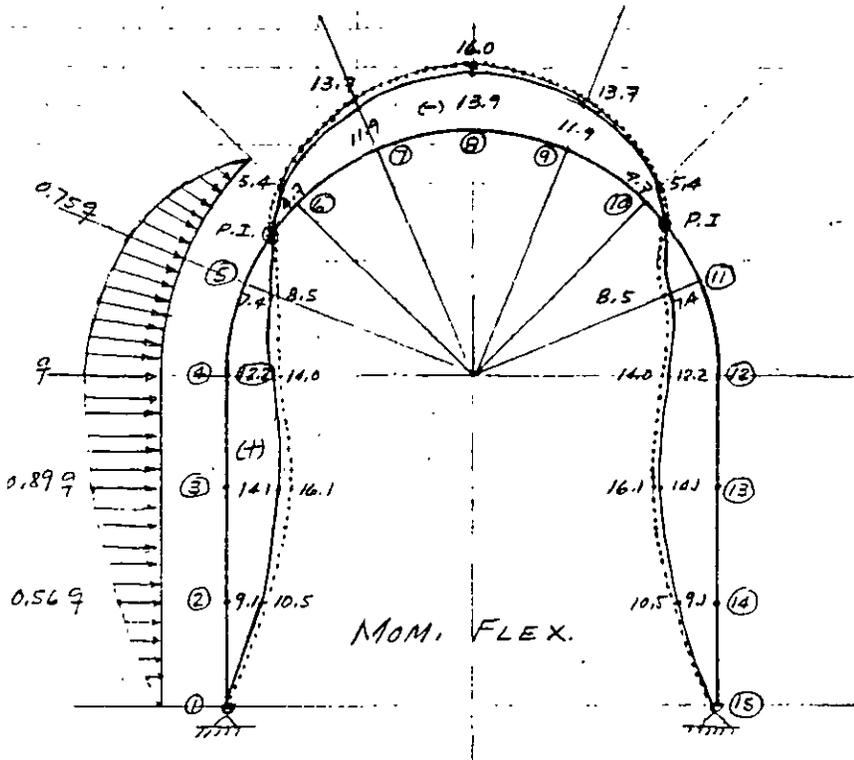
REVEST.	PERALTE PROPUUESTO	f'_c kg/cm ²	R kg/cm ²	MOM. FLEX. ton-m	PERALTE EFECTIVO d, cm	PERALTE TOTAL t, cm (1)	Acero a_s, cm^2	R_{eq}
PRIMARIO	10 CM	200	13.4	+6.7	22.4	22.4		
SECUNDO.	35 CM	300	19.4	+17.1	29.7	35.7 = 35 (OK)	33	$\phi 5/6$

Peralte $d = \sqrt{\frac{M}{R_b}}$

(1) Concreto lanzado. No Pasa con el criterio de Bougayaeva. Podría pensarse en aumentar el espesor a 12.5 cm.

Acero $a_s = \frac{M}{f_s j d}$; $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$ (2) Concreto armado. SI PASA. El acero se calcula en tracción para el peralte propuesto de 35 cm
 $j = 0.89$
 $d = 29 \text{ cm}$

DEPOSITOS ELUVIALES, QEL. - REVESTIMIENTO DE 10 Y 35 CM



Para 10 cm $q = 4.13 \text{ ton/m}^2 < q_{lu} = 70 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{OK}$

Para 35 cm $q = 3.60 \text{ ton/m}^2 < q_{lu} = 70 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{OK}$

MOMENTOS FLEXIONANTES DE LA INTERACCION SUELO-REVESTIMIENTO, TON-M

PUNTOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
MOM. FLEX.															
t=10cm	0	+5	+5	+2.6	-4.4	-5.4	+1.7	+6.0	+1.7	-5.4	-4.4	+2.6	+5	+5	0

MOM FLEX.															
t=35cm	0	+3.6	+3.0	-4.4	-5.5	-4.7	+3.5	+8.1	+3.5	-4.7	-5.5	-4.4	+3.0	+3.6	0

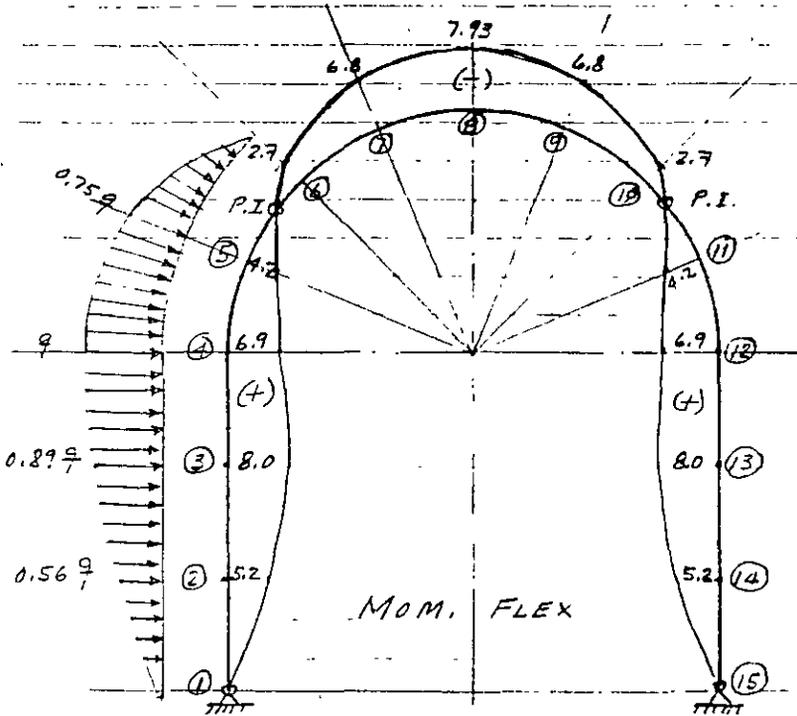
REVEST	PERALTE PROPUUESTO	f'_c K_f/cm^2	R K_f/cm^2	MOM. FLEX. t-m	PERALTE EFECTIVO d, cm	PERALTE TOTAL t, cm	Acero Refu A_s, cm^2
PRIMARIO	10	200	13.4	+6.0	21.2	21.2	
SECUND.	35	300	19.4	+8.1	20.4	26.4 < 35 (OK)	15.7 $\phi 5/8$

Peralte $d = \sqrt{\frac{M}{R \cdot b}}$

(1) Concreto lanzado, No PASA con el criterio de Bougainville. Podría pensarse en aumentar el espesor a 12.5 cm

Acero $A_s = \frac{M}{f_s j d}$; $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$
 $j = 0.89$
 $d = 29 \text{ cm}$

(2) Concreto Armado. SI PASA. El acero se calcula entonces para el peralte propuesto de 35 cm.



Para 35 cm $q = 2.05 \text{ ton/m}^2 \ll q_{ROCA} = 1400 \text{ ton/m}^2$

MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA INTERACCION ROCA-REVESTIMIENTO, TON-M

PUNTOS ① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩ ⑪ ⑫ ⑬ ⑭ ⑮

Mom. FLEX
 $t=35 \text{ cm}$ 0 +2.4 +2.5 -1.4 -2.3 -2.7 +0.9 (+3.1) +0.9 -2.7 -2.3 -1.4 +2.5 +2.4 0 t-m

REVEST.	PERALTE PROPUUESTO cm	f'_c kg/cm ²	R kg/cm ²	Mom. FLEX. t-m	PERALTE EFECTIVO d, cm	PERALTE TOTAL t, cm	Acero Refuerzo a_s, cm^2
SECUND.	35	300	19.4	+3.1	12.6	18.6 ⁽¹⁾ OK	6.0 $\phi 5/8 @ 3$

Peralte $d = \sqrt{\frac{M}{R \cdot b}}$

(1) Concreto armado. Si Pasa, el acero entonco se calcula para el peralte propuesto de 35 cm.

Acero $a_s = \frac{M}{f_s j d}$; $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$
 $j = 0.89$
 $d = 29 \text{ cm}$

TUNEL DEL PONIENTE II
REVISION ESTRUCTURAL SISMICA

LEOPOLDO ARCEO TENA
RAUL CUELLAR BORJA
4 MARZO, 1997

1.- PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS MATERIALES

	ρ_u Kg/cm ²	V_p m/s	V_s m/s	ν	E_{din} Kg/cm ²	E_r Kg/cm ²	f cps	λ m
FORMACION TARANGO	14.4	900	400-800	0.35	17,850	1135 (6.35%)	6	100
DEP. ALUVIALES, QAL	1.4	270	180	0.40	1560	60 (3.85%)	1	180
DEP. ELUVIALES, QEL	7.0	490	325	0.38	4900	860 (17.5%)	2	160
DEP. LAGO	0.96	623	415	0.45	8700	240 (2.7%)	3	140
ROCAS ANDESITICAS	700	4500	3000	0.28	590 000	75 000 (12.7%)	50	60

$\rho = \frac{\gamma}{g}$
 $E_{din} = V_s^2 \times \rho \times 2(1+\nu)$
 En donde:

Sismo de Diseño $a=0.16g$

- V_p = Veloc. Long. ondas de Compresión
- ν = Relación de Poisson
- E_r = Módulo Estático
- λ = Longitud de Onda Transv. = $\frac{V_s}{f}$
- V_s = Velocidad transmisión ondas de corte.
- E_{din} = Módulo Elástico Dinámico
- f = frecuencia onda transversal, cps.
- ρ_u = Resistencia Compresión simple

En forma aproximada: $V_s = (A \times N^{0.17} \times Z^{0.20}) 1.2$; $N = N^\circ$ Golpes/pie
 $A =$ Parámetro entre 70-90
 $Z =$ Prof. de la capa = 25
 DEP. ELUVIAL QEL ; $N = 50/22 \text{ cm}$ y $z = 50/25 \text{ cm}$; $N = 65$

$\therefore V_s = (70 \times 65^{0.17} \times 25^{0.20}) 1.2 = 325 \text{ m/s}$

FORM. TARANGO ; $N = 50/13$; $50/9$; $\therefore N = 136$; $Z = 41 \text{ m}$

$V_s = (90 \times 136^{0.17} \times 41^{0.20}) 1.2 = 523 \text{ m/s}$

DEP. ALUVIAL ; $N = 12$; $V_s = (70 \times 12^{0.17} \times 13^{0.20}) = 178 \text{ m/seg}$

DEP. LAGO ; $N = 50/17$; $50/9$; $\therefore N = 115$; $V_s = (90 \times 115^{0.17} \times 15^{0.20}) = 415 \text{ m/seg}$

2.- PARAMETROS DE VIBRACION SISMICA

Aceleración Sismica de Diseño : $a = 0.16g$; Amplitud = 4 cm

	a/g	f, cps	$T = 1/f$ seg	V_{pp} mm/s	A mm	C	F	
FORM. TARUNGO	0.16	6	0.1667	41.7	1.11	5.70	27.3	$> 20 \Rightarrow OK$
DEP. ALUVIALES, QAL	0.16	2	0.50	125	10.0	0.38	1.45	< 20
DEP. ELUVIALES, QEL	0.16	3	0.333	83	4.4	4.71	20.2	$= 20 \Rightarrow OK$
DEP. LAGO	0.16	3	0.333	83	4.4	0.25	5.25	< 20
ROCKS ANDESITICAS	0.16	50	0.020	5	0.016	95	1929	$> 20 \Rightarrow OK$

en donde:

a = aceleración sismica de diseño

f = frecuencia en cps

V_{pp} = velocidad peak de partícula, cm/seg

A = desplazamiento ó amplitud máx. de partícula, mm.

C = factor de comprensibilidad

F = factor de flexibilidad

T = periodo de vibración

$$V_{pp} = \frac{a \times T}{2\pi} \quad ; \quad \text{y} \quad V_{pp} = 2\pi f A$$

$$a = 9810 \times 0.16 = 1569.6 \text{ mm/s}^2$$

$$\text{y} \quad A = \frac{V_{pp} \times T}{2\pi} \quad ; \quad A = \frac{V_{pp}}{2\pi f}$$

EFFECTO DE LAS ONDAS DE ESFUERZOS SOBRE EL TUNEL.

	λ m	B m	V_s m/s	TIEMPO DE TRÁNSITO DE LA ONDA		TIEMPO PARA ALCANZAR LA MÁX. AMPLITUD			
				$t_T = \frac{B}{V_s}$ seg	f cps	$t = \frac{1}{f}$ seg	$t_A = \frac{1}{4}$	$\frac{t_A}{t_T}$	$\frac{\lambda}{B}$
(1) FORM. TARANGO	100	6	600	0.01	6	0.1667	0.0417	4.17*	16.7*
(2) DEP. ALUVIALES, QAL	90	6	180	0.0333	2	0.500	0.125	3.75*	15*
(3) DEP. ELUVIALES, QEL	108	6	325	0.0185	3	0.333	0.083	4.49*	18*
(4) DEP. LAGO	138	6	415	0.0145	3	0.333	0.083	5.72*	23*
(5) ROCAS ANDESITICAS	60	6	3000	0.002	50	0.020	0.005	2.50*	10*

* Relación en que $\left(\frac{t_A}{t_T}\right) > 2$; La amplificación dinámica de esfuerzos debida a la reflexión y refracción de ondas de pulsación alrededor de las paredes de la cavidad son despreciables.

** Para valores de $\frac{\lambda}{B} > 8$; La misma consideración de arriba.

Para todos los materiales (1) a (5) en los cuales $\frac{t_A}{t_T} > 2$ y $\frac{\lambda}{B} > 8$, las fuerzas sísmicas pueden considerarse como pseudoestáticas y entonces podrá considerarse una carga adicional por efectos sísmicos en forma conservadora como:

$$\Delta F = \frac{a}{g} \times W$$

en donde; a = máxima aceleración del sismo

g = aceleración de la gravedad

W = peso de la cuña del subsuelo que gravita sobre el revestimiento

Si la roca sobre la clove del túnel, se afloja como típicamente se supone en el diseño estático, se le agregará un sobrepeso calculado según

$$P_E = \frac{a}{g} \cdot n \cdot B \cdot T \quad (\text{Criterio de Deere-Cording})$$

En este caso en que $\frac{t_A}{t_T} \geq 2$, solamente habrá que considerar

un sobrepeso adicional de 16% (según nuestro sismo de diseño con $c = 0.16g$). Quizá solo el material aluvial QAL requiere de un refuerzo adicional en el concreto lanzado de 1" adicional a las 4" de diseño.

EFECTO DE LAS ONDAS DE ESFUERZOS SOBRE EL TUNEL

	λ m	B m	V_s m/s	TIEMPO DE TRÁNSITO DE LA ONDA		TIEMPO PARA ALCANZAR LA MÁX. AMPLITUD		$\frac{t_A}{t_T}$	$\frac{\lambda}{B}$
				$t_T = \frac{B}{V_s}$ seg	f CPS	$t = \frac{1}{f}$ seg	$t_A = \frac{1}{4}$		
(1) FORM. TORANGO	100	6	600	0.01	6	0.1667	0.0417	4.17*	16.7*
(2) DEP. ALUVIALES, QAL	90	6	180	0.0333	2	0.500	0.125	3.75*	15*
(3) DEP. ELUVIALES, QEL	100	6	325	0.0185	3	0.333	0.083	4.49*	18*
(4) DEP. LAGO	138	6	415	0.0145	3	0.333	0.083	5.72*	23*
(5) ROCAS ANDESITICAS	60	6	3000	0.002	50	0.020	0.005	2.50*	10*

* Relación en que $\left(\frac{t_A}{t_T}\right) > 2$; La amplificación dinámica de esfuerzos debida a la reflexión y refracción de ondas de pulsación alrededor de las paredes o la cavidad son despreciables.

** Para valores de $\frac{\lambda}{B} > 8$; La misma consideración de arriba.

Para todos los materiales (1) a (5) en los cuales $\frac{t_A}{t_T} > 2$ y $\frac{\lambda}{B} > 8$, las fuerzas sísmicas pueden considerarse como pseudoestáticas y entonces podrá considerarse una carga adicional por efectos sísmicos en forma conservadora como:

$$\Delta F = \frac{a}{g} \times W$$

en donde ; a = máxima aceleración del sismo

g = aceleración de la gravedad

W = peso de la cuña del subsuelo que gravita sobre el revestimiento

Si la roca sobre la clove del túnel, se afloja como típicamente se supone en el diseño estático, se le agregará un sobrepeso calculado según

$$P_E = \frac{a}{g} \cdot n \cdot B \cdot T \quad (\text{Criterio de Deere-Cording})$$

En este caso en que $\frac{t_A}{t_T} \geq 2$, solamente habrá que considerar un sobrepeso adicional de 16% (según nuestro sismo de diseño con $c = 0.16g$). Quizá solo el material aluvial QAL requiere de un refuerzo adicional en el concreto lanzado de 1" adicional a las 4" de diseño.

E FECTO DE LAS ONDAS DE ESFUERZOS SOBRE EL TUNEL

Estudios analíticos de Paul, Yoshihara, Arkbarian y Johnson muestran que la amplificación dinámica de los esfuerzos asociados con la onda de esfuerzos sobre puestos en el túnel son despreciables si el tiempo para alcanzar la máxima amplitud de la pulsación es más de 2 veces el tiempo de tránsito de la pulsación a través del túnel. En otras palabras si la longitud de onda para la velocidad peak λ es por lo menos 8 veces mayor que la altura de la abertura.

En estos casos el gradiente de los esfuerzos libres de campo a través de la abertura es relativamente pequeño, entonces las fuerzas sísmicas pueden ser consideradas como pseudo-estáticas.

Los esfuerzos y deformaciones locales se incrementan cerca de la frontera de la excavación y puede estimarse utilizando los esfuerzos peak asociados con la onda de esfuerzos y con los factores de concentración de esfuerzos estáticos según la geometría de la excavación.

El tiempo de tránsito de la onda de cortante a través de la excavación puede calcularse con la siguiente expresión:

$$t_T = \frac{B}{V_s}$$

en donde: t_T = tiempo de tránsito de la onda a través del túnel

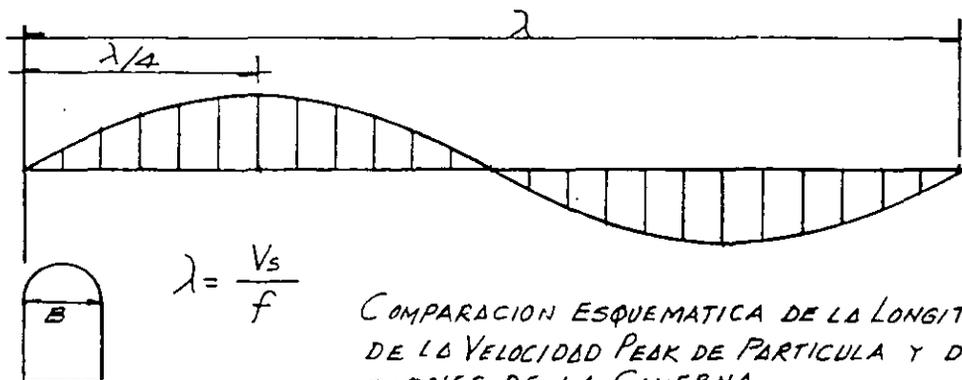
B = Altura del túnel

V_s = Velocidad transmisión ondas de cortante

El tiempo para alcanzar la máxima amplitud de la pulsación es

$$t_A = \frac{t}{4}$$

en donde: t_A = tiempo para alcanzar la máxima amplitud de la pulsación
 t = periodo de vibración asociado a la frecuencia más alta.



COMPARACION ESQUEMATICA DE LA LONGITUD DE ONDA, DE LA VELOCIDAD PEAK DE PARTICULA Y DE LAS DIMENSIONES DE LA CAVERNA.

DISTORSIONES ANGULARES POR CORTANTE

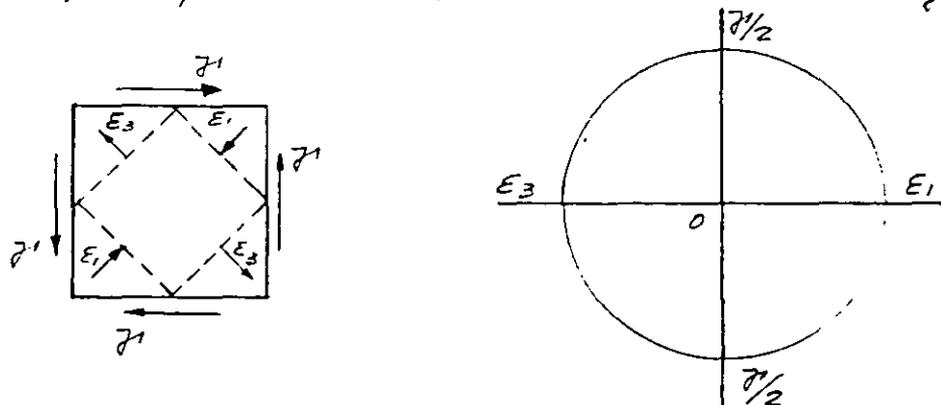
La propagación de ondas de cortante perpendiculares al eje del túnel, con movimiento de partícula perpendicular a su eje, distorsiona las aberturas de sección circular en elipses, por la superposición de la deformación angular de cortante sobre el subsuelo alrededor de la excavación.

Si las amplificaciones dinámicas son despreciables, esta deformación puede calcularse como sigue:

$$\gamma' = \frac{V_{pp}}{V_s}$$

en donde: γ' = distorsión angular ó deformación transversal
 V_{pp} = velocidad peak de partícula
 V_s = velocidad de transmisión ondas de cortante

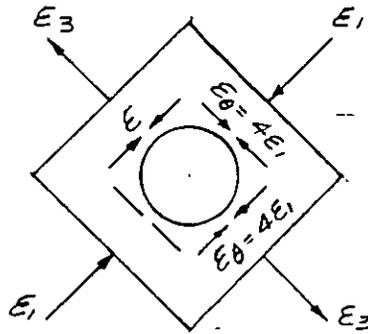
Esto significa que las deformaciones principales en compresión y tensión, las cuales se desarrollan a 45° con los planos de máximo esfuerzo cortante, son iguales a $\gamma'/2$ respectivamente, como se muestran en la siguiente figura



DEFORMACIONES PRINCIPALES DE TENSION Y COMPRESION
 DESARROLLADAS POR DEFORMACION PURA DE CORTANTE

DISTORSIONES ANGULARES POR CORTANTE..... CONTINUA...

Sin embargo, la concentración de deformaciones sobre el perímetro de la cavidad circular producida por este campo de deformaciones, resulta en una deformación circunferencial ϵ_{θ} , que es 4 veces más grande que la deformación principal mayor. La máxima deformación circunferencial, $\epsilon_{\theta} = 2\gamma$, y el máximo valor de ϵ_{θ} se encuentra a 90° aparte sobre la circunferencia de la cavidad, como se muestra en la siguiente figura:



CONCENTRACION DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE UNA CAVIDAD DE SECCION CIRCULAR

DEFORMACIONES UNITARIAS Y MOMENTOS FLEXIONANTES POR CURVATURA

	$A_{\text{máx.}}$ mm	V_s m/s	V_{PP} mm/s	$\eta = \frac{V_{PP}}{V_s}$	$\alpha_{\text{máx.}} = \frac{A_{\text{máx.}}}{V_s^2}$	$\epsilon_c = \frac{V_{PP}}{2V_s}$ (45°)	$\frac{EI}{\text{ton.m}^2}$	M ton-m	MR ton-c.
(1) FORM. TARANGO	1.11	600	41.7	0.5×10^{-4}	3×10^{-12}	3.5×10^{-5}	19×10^6	57×10^6	50
(2) DEP. ALUVIALES, QAL	10.0	180	125	7×10^{-4}	309×10^{-12}	$3.5 \times 10^{-4} *$	19×10^6	587×10^6	50
(3) DEP. ELUVIALES, QEL	4.4	325	83	2.5×10^{-4}	42×10^{-12}	1×10^{-4}	19×10^6	798×10^6	50
(4) DEP. LAGO	4.4	415	83	2×10^{-4}	42×10^{-12}	1×10^{-4}	19×10^6	798×10^6	50
(5) ROCAS ANDESITICAS	0.016	3000	5	0.015×10^{-4}	0.002×10^{-12}	0.008×10^{-4}	19×10^6	0.09×10^6	50

En donde: η = deformación transversal unitaria

ϵ_{45° = deformación longitudinal unitaria en tensión y en compresión, en incidencia de 45°

$\alpha_{\text{máx.}}$ = curvatura máxima longitudinal, equivalente al Peso Elástico.

y: $E.I$ = momento de la sección;

M = momento flexionante actuante por efecto de la curvatura.

MR = momento flexionante resistente de la sección solamente por el acero de refuerzo ya que la sección no es balanceada sino peritizada, en base a que el acero de refuerzo resistente es el mínimo por temperatura.

Por obteniendo las deformaciones unitarias de ruptura se calculan con las siguientes:

$\epsilon_c = 1 \times 10^{-3}$; deformación unitaria en compresión

$\epsilon_t = 1.5 \times 10^{-4}$; deformación unitaria en tensión

$\eta = 5 \times 10^{-3}$; deformación unitaria transversal ó de cortante

OBSERVACIONES

- 1.- Sólo en los DEP. ALUVIALES, QAL, resultó excedida por 2.2 veces la def. unitaria long. de tensión.
- 2.- El Dr. A.J. Hendrén y Gabriel Fernández señalan que en los revestimientos de concreto armado pueden aceptarse deformaciones unitarias hasta de 2.5×10^{-4} porque el acero de refuerzo produce una distribución de grietas, lo cual es favorable.
- 3.- De acuerdo a los resultados obtenidos, no se requiere acero de refuerzo adicional en el revestimiento definitivo por efectos sísmicos, al calculado por cargas estáticas para ninguno de los materiales.
- 4.- Los Momentos Flexionantes por curvatura resultaron del orden de 0.0001 del Momento Resistente del acero de refuerzo para los DEP. ALUVIALES QAL. Para los demás materiales aún son menores. Por tanto no se requiere adicionar acero de refuerzo a estática.

DEFORMACIONES UNITARIAS DE AGRIETAMIENTO EN EL CONCRETO

Valores de las deformaciones unitarias de Agrietamiento en el concreto

$$E_T = 1.5 \times 10^{-4} ; \text{ Deformación unitaria en Tensión}$$

$$E_C = 1.0 \times 10^{-3} ; \text{ Deformación unitaria en Compresión}$$

$$E_S = 5 \times 10^{-4} ; \text{ Deformación unitaria en Cortante}$$

Sin embargo, ha sido demostrado por Thomas R. Kuesel, que la máxima deformación longitudinal es producida por una onda de cortante que incide a 45° con el eje longitudinal del túnel.

Para este caso la máxima deformación longitudinal pudiera calcularse con la siguiente expresión:

$$E_{m\acute{a}x} = \frac{V_{PP}}{2V_S} ; \text{ en donde: } \begin{array}{l} V_{PP} = \text{velocidad peak de partícula} \\ V_S = \text{velocidad transm. ondas de cortante} \end{array}$$

$$E_1 = 3.5 \times 10^{-4} \text{ Tensión}$$

$$E_2 = 3.5 \times 10^{-4} \text{ Compr}$$

$$E_{\alpha_{45^\circ}} = 7 \times 10^{-4} \text{ Cortante}$$

MODULOS DINAMICOS.

ROCAS ANDESITICAS

$$E_{din} = V_s^2 \times \rho \times 2(1+\nu)$$

$$E_{din} = 3000^2 \times \frac{2.5}{9.8} \times 2(1+0.28) = 5'877,551 \text{ ton/m}^2$$

$$\therefore E_{din} = 590'000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_r = 0.15 \times 590'000 = 88'000 \text{ Kg/cm}^2$$

(OK)

FORMACION TARANGO

$$E_{din} = 600^2 \times \frac{1.8}{9.8} \times 2(1+0.25) = 178'530 \text{ t/m}^2$$

$$E_{din} = 17,850 \text{ kg/cm}^2$$

DEP. ALUVIAL, QAL

$$E_{din} = 400^2 \times \frac{1.7}{9.8} \times 2(1+0.30) = 106'700 \text{ t/m}^2$$

DEP. ELUVIAL, QEL

$$E_{din} = 325^2 \times \frac{1.67}{9.8} \times 2(1+0.38) = 49678 \text{ t/m}^2$$

$$= 4900 \text{ kg/cm}^2$$

DEP LAGO

$$E_{din} = 415^2 \times \frac{1.71}{9.8} \times 2(1+0.45) = 87140 \text{ t/m}^2$$

$$= 8700 \text{ Kg/cm}^2$$

Factor de Flexibilidad

$$F = \frac{\frac{E_r}{(1+\mu_r)}}{\frac{6E_c \frac{1}{12} t^3}{(1-\mu_c^2)} \times \frac{1}{R^3}}$$

en donde:

E_r = módulo de deformabilidad subsuelo

μ_r = Relación Poisson subsuelo

E_c = módulo elástico concreto ; μ_c = rel. Poisson concreto ; R = radio medio

t = espesor revestimiento = 0,25 m.

Formación Tarango :

$$F = \frac{\frac{1135}{(1+0,35)}}{6 \times 150000 \times \frac{1}{12} \times 25^3} \times \frac{1}{318^3} = \frac{1135 \times 32'157432 \times 0,8775}{1'171875000} = 1,45$$

DEP. ALUVIALES Q&L :

$$F = \frac{\frac{60}{(1+0,40)}}{6 \times 150000 \times \frac{1}{12} \times 25^3} \times \frac{1}{318^3} = \frac{60 \times 0,8775 \times 32'157432}{1'171875000} = 1,45$$

DEP. ELUVIALES, QEL :

$$F = \frac{\frac{860}{(1+0,38)}}{6 \times 150000 \times \frac{1}{12} \times 25^3} \times \frac{1}{318^3} = \frac{860 \times 32'157432 \times 0,8556}{1'171875000} = 20,2$$

DEP. LAGO :

$$F = \frac{\frac{240}{(1+0,45)}}{6 \times 150000 \times \frac{1}{12} \times 25^3} \times \frac{1}{318^3} = \frac{240 \times 32'157432 \times 0,7975}{1'171875000} = 5,2$$

ROCAS ANDESITICAS :

$$F = \frac{\frac{75000}{(1+0,25)}}{6 \times 150000 \times \frac{1}{12} \times 25^3} \times \frac{1}{318^3} = \frac{75000 \times 32'157432 \times 0,77}{1'171875000} = 1929$$

Factor de Compresibilidad

$$C = \frac{E_r}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \frac{E_c t}{(1-\nu_c^2)} \times \frac{1}{R}$$

en donde: E_r = Módulo estático subsuelo; ν = rel. Poisson subsuelo;
 E_c = Módulo elástico concreto; ν_c = rel. Poisson concreto; R = radio medio = 3.1.

$$E_c = 10000 \sqrt{f'_c}; \quad f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2; \quad \therefore f'_c = 10000 \sqrt{250} = 150000 \text{ Kg/cm}^2; \quad \nu = 0.120$$

$$\text{FORMACION TORANGO: } C = \frac{1135}{(1+0.35)(1-2 \times 0.35)} = 5.70$$

$$\frac{150000}{(1-0.120^2)} \times \frac{1}{318}$$

$$\text{DEP. ALUVIALES QBL: } C = \frac{60}{(1+0.40)(1-2 \times 0.40)} = 0.38$$

$$\frac{150000}{(1-0.40^2)} \times \frac{1}{318}$$

$$\text{DEP. ELUVIALES PEL: } C = \frac{860}{(1+0.38)(1-2 \times 0.38)} = 4.71$$

$$\frac{150000}{(1-0.38^2)} \times \frac{1}{318}$$

$$\text{DEP. LOGO: } C = \frac{240}{(1+0.45)(1-2 \times 0.45)} = 0.25$$

$$\frac{150000}{(1-0.45^2)} \times \frac{1}{318}$$

$$\text{ROCAS ANDESITICAS: } C = \frac{75000}{(1+0.25)(1-2 \times 0.25)} = 95$$

$$\frac{150000}{(1-0.25^2)} \times \frac{1}{318}$$

10.- DIMENSIONAMIENTO DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO

10.1.- CRITERIOS DE DISEÑO

Existen tres criterios para el dimensionamiento del revestimiento definitivo:

a).- Independiente del soporte primario

Este caso se presenta cuando se espera un mal funcionamiento del soporte primario a largo plazo, y entonces el revestimiento definitivo se dimensiona estructuralmente independiente, aplicándole las mismas solicitaciones de carga que las del soporte primario.

b).- Con colaboración estructural del soporte primario

Dependiendo de la conexión de cortante entre ambos elementos estructurales, la colaboración del soporte primario puede ser total o parcial.

c).- Solo de acompañamiento

En este caso el revestimiento definitivo se dimensionará en tal forma que se facilite su construcción y se reforzará solo por temperatura.

En nuestro caso se ha optado por el caso c), en el cual el soporte definitivo a base de concreto armado en los suelos y concreto simple en las rocas será solo de acompañamiento, con armado por temperatura para los suelos.

La elección de este criterio está apoyada en el Nuevo Método Austriaco de Túneles (NMTM), para el caso de los suelos, los cuales resultaron con la probabilidad de que se presente el fenómeno de plastificación y por tanto la generación de un "arco auxiliar de roca" el cual colabora con el soporte primario a base de concreto lanzado, para constituir un soporte adicional de roca, de tal modo que se logra una verdadera resistencia combinada roca-revestimiento denominada "resistencia de piel", la cual resultó siempre con una capacidad superior a las cargas de gravitación sobre el revestimiento.

Para el caso de las rocas; el revestimiento de concreto resultó de 32.5cm de espesor, producto de la combinación de 7.5cm del concreto lanzado de revestimiento primario y 25cm del concreto de revestimiento definitivo.

Este revestimiento de concreto de 32.5cm resultó suficiente para soportar las cargas externas sin necesidad de acero de refuerzo.

10.2... METODO DE BOUGAYEVA

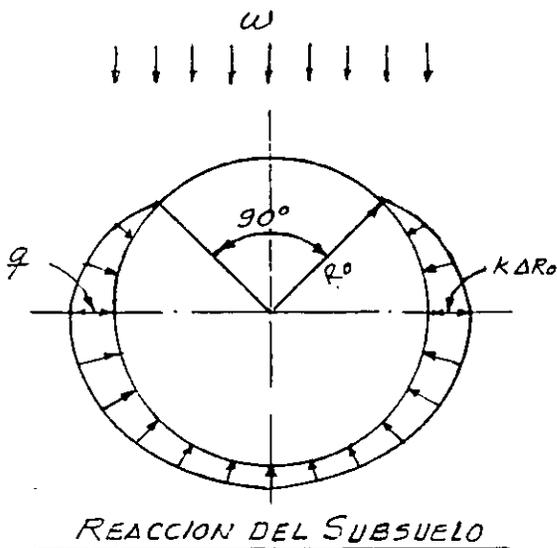
A modo solamente de comparación contra el diseño del soporte primario y/o definitivo resultante del Nuevo Método Austriaco de Tendido (NMTM), se seleccionó el Método de Bougayeva (K. Szechy: *The Art of Tunneling*, Akademiai Kiado, Budapest, 1967) el cual toma en cuenta la interacción roca-revestimiento a través de una distribución de reacción pasiva de la roca.

Este método, basado sobre el análisis de la distribución de momentos flexionantes sobre el revestimiento sujeto a una carga vertical uniforme que se transfiere hacia la roca alrededor del túnel de una manera elástica, constituye uno de los métodos más adecuados para el diseño de túneles.

El método de las Vigas-Resorte utilizado por CONISA es equivalente al método de Bougayeva.

A continuación vamos a señalar las expresiones fundamentales del.

Método de Bougayeva:



El momento flexionante máximo para el φ de la bóveda puede calcularse mediante la expresión siguiente:

$$M = WR^2 \left(0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06416} \right) = WR^2 \times C$$

en donde: ΔR_o = Deformación del Subsuelo.
 q = Resistencia pasiva del Subsuelo
 $m = \frac{EI}{bKR^4}$; Factor de flexibilidad en función de las rigideces del revestimiento y del subsuelo.

y:
 $K = \frac{E_r}{R(1+\nu)}$; Módulo de Reacción del Subsuelo (Subgrade Reaction Moduli)

E_r = Módulo de Deformabilidad del Subsuelo
 ν = Relación de Poisson del Subsuelo.

Para calcular los valores de la reacción pasiva del subsuelo, la cual depende de la deformabilidad de la roca y de la rigidez del revestimiento se utiliza el siguiente razonamiento:

Por compatibilidad de deformaciones entre el subsuelo y el revestimiento se tiene:

$$\delta_h = \delta_{hp} - q \delta_{h1} \dots (1)$$

en donde:

δ_h = deformación horizontal del suelo en las paredes del túnel
 δ_{hp} = deformación horizontal del revestimiento debida a las cargas externas (w).
 δ_{h1} = deformación horizontal del revestimiento debida a la reacción del suelo con carga unitaria $q=1$

La deformación del subsuelo será: $\delta_h = \frac{q'}{K} \dots (2)$

en donde: q' = reacción del revestimiento sobre el subsuelo
 K = módulo de reacción del subsuelo

Por equilibrio de fuerzas en el contacto suelo-revestimiento: $q = q' \dots (3)$

Resolviendo de (1) y (2) y tomando en cuenta la igualdad (3) se tiene:

$$q = \frac{\delta_{hp}}{\frac{1}{K} + \delta_{h1}} \quad \text{Ecuación de Compatibilidad Elástica para la Interacción Suelo-Revestimiento.}$$

10.3. METODO DE BOUGAYEYA

MOMENTOS FLEXIONANTES SOBRE LA CLAVE PARA LA SECCION CIRCULAR

ELE

A continuación se presentan los resultados obtenidos para la sección circular considerando un revestimiento primario a base de dovelas de 20 cm de espesor y un revestimiento secundario concreto armado de 25 cm de espesor, para un total de 45 cm.

$$M_{\max} = WR^2 \left(0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06416} \right) = WR^2 \times C$$

DATOS:

$$\text{Concreto } f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2; \quad E = 10000 \sqrt{f'_c} = 158000 \text{ Kg/cm}^2 = 1580000 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peralte: } 45 \text{ cm: } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 45^3}{12} = 759,375 \text{ cm}^4 = 0.007594 \text{ m}^4$$

$$\text{Escuadría: } EI = 12000 \text{ ton-m}^2; \quad m = \frac{EI}{bKR^4} = \frac{12000}{1 \times K \times 3.23^4} = \frac{110}{K}$$

$$\text{Radio: } R = 3.23 \text{ m}$$

	K ton/m ³	m	$\frac{0.014}{m+0.06416}$	C	W ton/m ²	M ton-m	d cm	a _s cm ²
FORM. TARANGO, QT	2700	0.0407	0.1335	0.1165	14.5	17.62	33.7	13.25 φ 5/8" @ 1
DEP. ALUVIALES, Q _{AL}	140	0.7857	0.0165	0.2335	15.9	38.72	50.0	29.13 φ 3/4" @ 1
DEP. ELUVIALES, Q _{EL}	2080	0.0529	0.1196	0.1304	25.6	34.83	47.4	26.20 φ 3/4" @ 1
DEP. LAGO	550	0.2000	0.0530	0.1970	22.9	47.07	55.1	35.4 φ 1" @ 1
ROCAS ANDEITICAS	195000	0.0006	0.2162	0.0338	5.0	1.76	10.7	1.32 φ 3/8" @ 5

$$\text{Utilizando análisis elástico: } d = \sqrt{\frac{M}{Rb}}; \quad R = 15.512 \text{ Kg/cm}^2; \quad a_s = \frac{M}{f_s j d}; \quad f_s = 3800 \text{ Kg/k}; \quad j = 0.897$$

Para el cálculo del acero de refuerzo se utilizó $d = 45 - 6 = 39 \text{ cm}$.

La condición más desfavorable se presenta en los suelos blandos como los Depósitos Aluviales Q_{AL}, Depósitos Eluviales Q_{EL} y los Depósitos del Lago.

Se observa que los espesores resultantes en los suelos varían entre 34 cm y 55 cm, esto es debido al efecto de la interacción suelo-revestimiento. Sin la colaboración del suelo los espesores resultan entre 60 y 65 cm. El refuerzo por temperatura resulta $a_{st} = 0.002 \times 25 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$; φ 5/8" @ 40 c.a.c y a.d.

REVESTIMIENTO DEFINITIVO

10.4. SECCION CIRCULAR: - METODO DE BOUGAYEVA COMPARADO CONTRA EL NATM

MOMENTOS FLEXIONANTES MAXIMOS AL ϵ Y ELEM. MEC. PARA UN ESPESOR DE 10 CM.

$$M_{max} = WR^2 \left(0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06416} \right) = WR^2 \times C$$

DATOS:

Concreto $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$; $E = 10\,000 \sqrt{200} = 140\,000 \text{ Kg/cm}^2 = 1400\,000 \text{ t/m}$

Peralte 10 cm; $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 10^3}{12} = 8333 \text{ cm}^4 = 0.000833 \text{ m}^4$

Radio; $R = 3.05 \text{ m}$

$EI = 117 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$; $m = \frac{EI}{bKR^4} = \frac{117}{1 \times K \times 3.18^4} = \frac{1.14}{K}$

MOMENTOS FLEXIONANTES MAXIMOS AL ϵ Y ELEM. MEC. PARA REVESTIMIENTO DE 10 CM.

	K	m	$\frac{0.014}{m + 0.06416}$	C	W	M	PERALTE EFECTIVO d	PERALTE (NATM) \bar{z}
	ton/m ³				ton/m ²	ton.m	cm	cm
FORM. TARANGO, QT	2700	0.0004	0.2169	0.0331	14.5	4.47	18.24	10
DEP. ALUVIALES, QAL	140	0.0081	0.1937	0.0563	15.9	8.33	24.89	10
DEP. ELUVIALES, QEL	2080	0.0005	0.2165	0.0335	25.6	7.98	24.37	10
DEP. LAGO	550	0.0021	0.2113	0.0387	22.9	8.24	24.76	10
ROCAS ANDESITICAS	19500	0.00006	0.2182	0.0318	5.0	1.48	10.49	7.5

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} ; R = 13.442 \text{ Kg/cm}^2$$

Los peraltes efectivos en los suelos resultaron de 18 cm para la Form. Tarango y de 25 cm para el resto. Para las rocas andesíticas el peralte efectivo resultó de 11 cm.

Estos resultados nos permiten señalar que el revestimiento primario deberá estar constituido por:

- a).- Concreto Lanzado $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, de 10 cm, con malla ó fibras de acero (NATM)
- ó b).- Dovelas de Concreto armado $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$, de 20 cm de espesor (BOUGAYEV).

REVESTIMIENTO DEFINITIVO

10.5.- METODO DE BOUGAYEYA.- MOMENTOS FLEXIONANTES MAXIMOS AL \acute{E} Y ELEMENTOS MECANICOS, PARA UN ESPESOR DE DOVELA DE 20 CM. COMPARADO CONTRA EL NATM.- SECCION CIRCULAR

$$M_{\text{máx}} = WR^2 \left(0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06416} \right) = WR^2 \times C$$

DATOS: Concreto: $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$; $E = 15000 \sqrt{f'_c} = 280000 \text{ Kg/cm}^2 = 2800000 \text{ ton/m}^2$

$$\text{Radio} = 3.05 \text{ m}; \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66667 \text{ cm}^4 = 0.000667 \text{ m}^4$$

$$EI = 1868 \text{ ton-m}^2; \quad m = \frac{EI}{6KR^4} = \frac{1868}{1 \times K \times 3.18^4} = \frac{18.26}{K}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES MAXIMOS AL \acute{E} Y ELEM. MEC. PARA DOVELAS DE 20 CM

	K	m	$\frac{0.014}{m + 0.06416}$	C	W	M	PERILTE EFECTIVO (NATM)	PERILTE
	$\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$				$\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$	ton-m	d	t
							cm	cm
FORM. TARANGO, QT	2700	0.0068	0.1973	0.0527	14.5	7.11	17.80	10
DEP. ALUVIALES, QAL	140	0.1304	0.0720	0.1780	15.9	26.33	34.24	10
DEP. ELUVIALES, QEL	2080	0.0088	0.1919	0.0581	25.6	13.84	24.83	10
DEP. LAGO	550	0.0332	0.1438	0.1062	22.9	22.62	31.74	10
ROCAS ANDESITICAS	195000	0.0001	0.2179	0.0321	5.0	1.49	8.15	10

Peralte efectivo: $d = \sqrt{\frac{M}{Rb}}$; $R = 22.451 \text{ Kg/cm}^2$

Los peraltes efectivos resultaron de 18 cm para la Form. Tarango, de 34 cm para los Dep. Aluviales, QAL, y de 25 cm para los Dep. Eluviales, QEL, mientras que para las Rocas andesíticas resultó sob de 8 cm

Estos resultados nos permiten señalar que el revestimiento primario deberá estar constituido por:

- Concreto Lanzado $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ de 10cm, con malla o fibra de acero,
- Dovelas de Concreto armado $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$, de 20 cm de espesor.

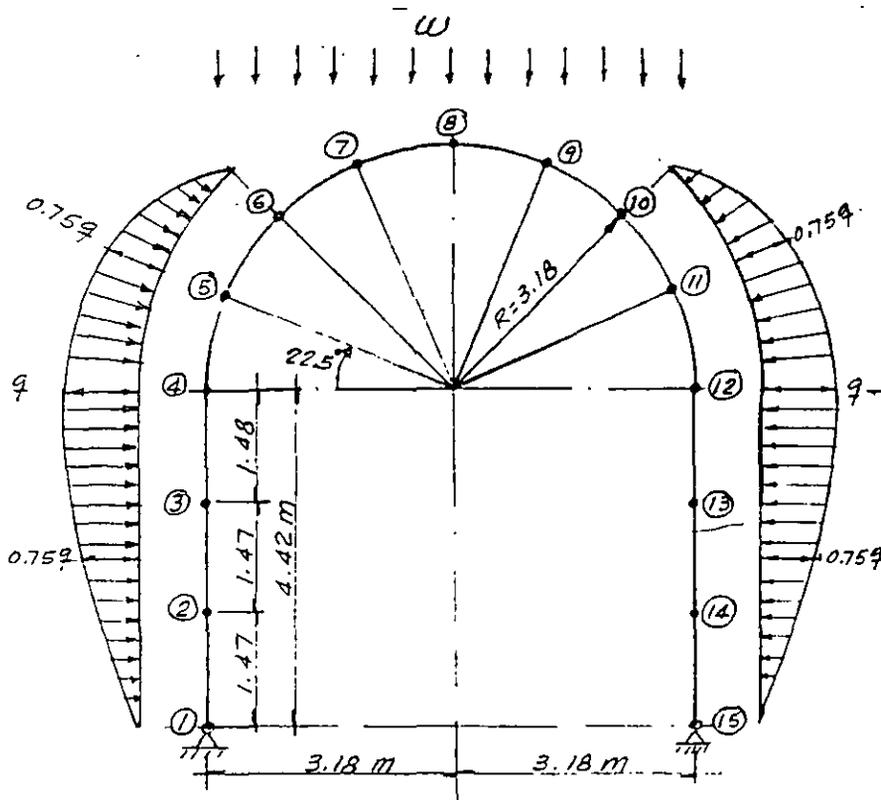
10.7.- REVESTIMIENTO DEFINITIVO.- SECCION CIRCULAR
(METODO DE BOUGAYEVA)

TANTEOS	Factor de Seguridad = 2.22			Factor. Seg. = 1		PROPUESTA FINAL	
	d	t	Acero	d	t	t	Acero portemperatura
	cm	cm	teórico	cm	cm	cm	(Una sola parrilla) (En las Rocas andesíticas no se requiere refuerzo)
1.- Espesor de 45cm (Primario, Dovela 20 + Secund. de 25 cm)							
Form. Tarango, Qt	33.7	40	$\phi 5/8" @ 15$	15.2	20	45	$\phi 5/8" @ 40$
Dep. Aluviales, QAL	38.7	45	$\phi 3/4" @ 10$	17.4	25	45	Idem
Dep. Eluviales, QEL	34.8	40	$\phi 3/4" @ 11$	15.7	20	45	Idem
Dep. Lago	47.0	50	$\phi 1" @ 14$	21.2	25	45	Idem
Rocas andesíticas	10.7	25	$\phi 3/8" @ 50$	4.8	10	45	CERO **
2.- Espesor de 20cm (Dovela de 20cm)							
Form. Tarango, Qt	17.8	25		8.0	15	45	$\phi 5/8" @ 40$
Dep. Aluviales, QAL	34	40		15.3	20	45	Idem
Dep. Eluviales, QEL	25	30		11.5	15	45	Idem
Dep. Lago	31.7	35		14.3	20	45	Idem
Rocas andesíticas	8.1	25		3.6	10	45	CERO **
3.- Espesor de 10cm (Concreto Lanzado)							
Form. Tarango, Qt	18.2	25		8.2*	15	45	$\phi 5/8" @ 40$
Dep. Aluviales, QAL	24.9	30		13.5*	20	45	Idem
Dep. Eluviales, QEL	24.4	30		11.0*	15	45	Idem
Dep. Lago	24.8	30		11.0*	15	45	Idem
Rocas Andesíticas	10.5	15		4.7*	10	45	CERO **

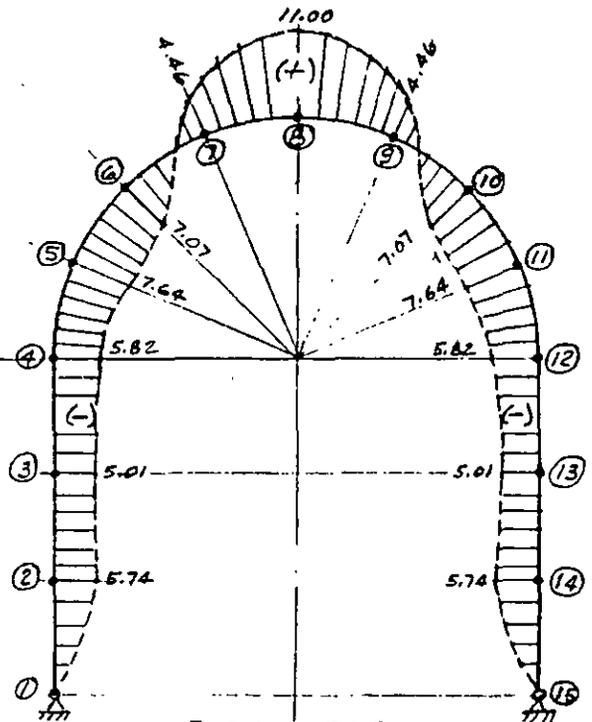
* Resultados comparables con el NATM. ** No se necesita acero de refuerzo. Los resultados obtenidos con este método son confiables. Conforme se va reduciendo el espesor de proyecto el revestimiento es más viable y el subsuelo colabora cada vez más, razón por la cual, con el tanteo de 10cm y con Factor de Seguridad = 1, a la falla, los espesores efectivos resultantes para los suelos, varían entre 8cm y 13.5cm, y son prácticamente iguales a los obtenidos con el NATM, de 10cm como el revestimiento secundario es solo de acompañamiento se propone un mínimo de 25cm por construcción y refuerzo por temperatura.

REVESTIMIENTO DEFINITIVO

10.8.- MOMENTOS FLEXIONANTES SOBRE LA CLAVE PARA LA SECCION PORTAL



INTERACCION SUELO - REVESTIMIENTO



EJEMPLO
FORM. TARANGO, QT
MOMENTOS FLEXIONANTES EN TON.-M.

MOMENTOS FLEXIONANTES MAXIMOS AL ϕ Y ELEM. MEC. PARA UN ESPESOR DE 35CM.

	W ton/m ²	q_t ton/m ²	C	M ton.m	d cm	a_s cm ²	TEMP. a_{st} cm ²	REFUERZO TEMPERAT.
FORM. TARANGO, QT	14.5	5.4	0.0750	+11.00	26.6	11.13 $\phi 5/8 @ 18$	7.00	$\phi 5/8 @ 30$
DEP. ALUVIALES, QBL	15.9	2.1	0.1670	+26.85	41.6	27.16 $\phi 3/4 @ 11$	7.00	IDEM
DEP. ELUVIALES, QEL	25.6	9.3	0.0785	+20.33	36.2	20.56 $\phi 5/8 @ 10$	7.00	IDEM
DEP. LOGO	22.9	6.2	0.1140	+26.39	41.2	26.70 $\phi 3/4 @ 11$	7.00	IDEM
ROCAS ANDESITICAS	5.0	2.05	0.0607	+3.07	14.1	3.11 $\phi 3/8 @ 23$	CERO	CERO

$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}}$; $R = 15.512 \text{ Kg/cm}^2$, $a_s = \frac{M}{f_s j d}$; $f_s = 3800 \text{ Kg/cm}^2$; Utilizaremos $d = 35 - 6 = 29 \text{ cm}$
 $j = 0.897$

Utilizando solamente refuerzo de temperatura : $a_{st} = 0.0020 b t = 7.00 \text{ cm}^2$

10.8.- REVESTIMIENTO DEFINITIVO.- SECCION PORTAL
(METODO DE BOUGAYEVA)

TANTEO	Factor de Seguridad = 2.22			Factor. Seg = 1		PROPUESTA FINAL	
	d cm	t cm	Acero teórico	d	t	t	Acero portenij tura. Una sola parrilla. (En las rocas andesíticas n requiere refuer
1.- Espesor de 35 (Primario, concreto lanzado 10cm + Secundario, 25cm)							
Form. Tarango, Or	26.6	30	$\phi 5/8" @ 18$	12 *	17	35	$\phi 5/8" @ 30$
Dep. Aluviales, QAL	41.6	45	$\phi 3/4" @ 11$	18.7 *	25	35	IDEM
Dep. Eluviales, QEL	36.2	40	$\phi 5/8" @ 10$	16.3 *	20	35	IDEM
Dep. Lago	41.2	45	$\phi 3/4" @ 11$	20.3 *	25	35	IDEM
Roca: andesíticas	12.1	20	$\phi 7/8" @ 23$	6.3 *	15	35	CERO *

* Resultados comparables con el NMTM.

** No se necesita acero de refuerzo

Los resultados obtenidos con este método son confiables.

Como el revestimiento secundario o definitivo es solo de acompañamiento, se propone un espesor mínimo para construcción de 25 cm, los cuales serían adicionales a los 10cm del revestimiento primario del concreto lanzado.

Para los análisis numéricos se consideró una colaboración del revestimiento primario de 10cm.

11.- TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS SOBRE LOS REVESTIMIENTOS

1.- REVESTIMIENTO PRIMARIO CONISA COORD. PROJ. CNA

1.a.- SECCION CIRCULAR

Máquina Tunelera

Dovela 17.5 cm

Dovela 17.5 cm

1.b.- SECCION PORTAL

Explosivos en roca y
Mecanizada en túnel

Form. Tarango, Qt
Dep. Aluviales, QSL
Dep. Eluviales, QEL
Dep. Lago
Rocas andesíticas

{ Concr. Lanz. 10cm.
+ Malla 4-4-4-4
IDEM
IDEM
IDEM
IDEM

Concr. Lanz. 10 cm
+ Fibra de acero
IDEM
IDEM
IDEM
Concr. Lanz. 7.5 cm + Fibra de
en 50% de la Long. El resto
50% podía variar entre 3y 5cm

2.- REVESTIMIENTO DEFINITIVO

SECCION CIRCULAR

Form. Tarango, Qt
Dep. Aluviales, QSL
Dep. Eluviales. QEL
Dep. Lago
Rocas andesíticas

{ Concreto 25 cm
+ $\phi 5/8" @ 20$
IDEM
IDEM
IDEM
IDEM

Concreto 25 cm
+ $\phi 5/8" @ 40$.
IDEM
IDEM
IDEM

Sin Refuerzo

SECCION PORTAL

Form. Tarango, Qt
Dep. Aluviales, QAL
Dep. Eluviales, QEL
Dep. Lago
Rocas andesíticas

Concreto 25 cm
+ $\phi 5/8" @ 20$
IDEM
IDEM
IDEM
IDEM

Concreto 25 cm
 $\phi 5/8" @ 30$
IDEM
IDEM
IDEM
IDEM

Sin Refuerzo

12. REVESTIMIENTOS SEGUN EL MANUAL COVITUR, 1988

	REVEST. PRIMARIO	REVEST. SECUND. Factor Seg. 2.22		Fact. Seg. = 1	
	t cm	d cm	t cm	d cm	t cm
FORM TIRANGO, QT	9	16	22	7.3	15
DEP. ALUVIALES, Q&L	7	26	30	11.7	20
DEP. ELUVIALES, Q&L	12	41.5	45	18.6	25
DEP. LLGO	10	18	25	8.1	15

El espesor del revestimiento primario a base de concreto lanzado resultó entre 7 y 12 cm, con promedio de 10 cm, resultando igual que el obtenido por CONISA y por la COORDINACION DE PROYECTOS DE CNA.

Los espesores del revestimiento secundario mínimos para un factor de seguridad de 1, varían entre 15 y 25 cm, siendo congruentes y del mismo orden del obtenido por CONISA y por la COORDINACION DE PROYECTOS DE CNA.

**CONFERENCIA INTERNACIONAL SOBRE PRESAS DE ALMACENAMIENTO
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS
9-10, JULIO 1998, MEXICO, D.F.**

PRESENTACION DE ARTICULO

**CRITERIOS DE DISEÑO GEOTECNICO-ESTRUCTURAL
EN CONDUCTOS HIDRAULICOS A PRESION**

**Ing. Raúl Cuéllar Borja
Comisión Nacional del Agua**

Resumen

La participación estructural de la roca para resistir en forma parcial ó total los esfuerzos de tensión tangencial en conductos presurizados como túneles, tuberías de presión y pozos de oscilación, en conductos largos, es de primordial importancia en la reducción de su costo. Así mismo se señalan los efectos favorables de confinamiento de la roca sobre los revestimientos para soportar las presiones externas.

Los parámetros y propiedades de la roca con mayor participación son los siguientes: a) Resistencia: representada por su deformabilidad y resistencia en tensión, b) Cobertura y c) Permeabilidad. Adicionalmente participan otros parámetros como: d) Esfuerzos residuales ó tectónicos altos y e) Discontinuidades.

Se presentan como ejemplo de aplicación los criterios de diseño geotécnico-estructural en conductos bajo presión hidráulica utilizados en el Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, Hidalgo, México, construido por la Comisión Federal de Electricidad en el periodo 1991-1995, con reducción importante en sus costos. Estos análisis fueron realizados por el autor en 1986 cuando laboraba para la Comisión Federal de Electricidad y se presenta bajo el permiso de dicha Empresa.

CRITERIOS DE DISEÑO GEOTECNICO-ESTRUCTURAL EN CONDUCTOS HIDRAULICOS A PRESIÓN

Raúl Cuéllar Borja
Comisión Nacional del Agua
México

CONDUCTOS A PRESION EN EL PROYECTO HIDROELECTRICO ZIMAPAN, HGO.

1.- CARACTERISTICAS DEL PROYECTO

El Proyecto hidroeléctrico Zimapán en el estado de Hidalgo, México, fue construido por la Comisión Federal de Electricidad en el periodo 1991-1995, sobre la confluencia de los Ríos Tula y San Juan en el límite de los Estados de Hidalgo y Querétaro. La carga hidráulica se logró combinando una cortina arco-bóveda de 200 m de altura con un túnel de conducción de 21 km para ganar 300 m más de carga. Las estructuras principales de este proyecto son las siguientes:

- a) *Cortina concreto arco-bóveda de 200 m de alto, sobre un cañón angosto con relación arco-altura de 0.5, apoyado directamente en las rocas calizas y dolomías de alta calidad estructural de la formación El Doctor. Tiene un volumen de concreto de 225 000 m³, con concreto de alta resistencia $f_c=350 \text{ kg/cm}^2$.*
- b) *Vertedor sobre margen izquierda constituido por 2 túneles que operan como canales, de sección portal con 11.5 m de ancho por 14 m de altura y 525 m de largo, excavados en las mismas calizas-dolomías de excelente calidad estructural de la formación Doctor. Estos túneles pueden descargar 2 500 m³/s.*
- c) *Túnel de Conducción bajo presión hidráulica, de 4.7 m de diámetro y 21 km de longitud, excavado en sección herradura variable entre 5.10 m y 5.50 m de diámetro, revestido con concreto simple de 20 cm de espesor y resistencia $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$. Esta construido en tres tipos de rocas, como sigue: Calizas-Dolomías de la Formación Doctor 7.5 km; Calizas-Lutitas-Areniscas de estratificación delgada de la Formación Soyatal de calidad estructural regular 8.5 km y Calizas-Lutitas-Areniscas con estratificación gruesa por efectos de silicificación de temperatura de la Formación Trancas Superior, de alta calidad estructural, 5 km.
La carga hidrostática varía entre 60 m y 100 m, con la roca soportando el 80% de la presión interior.*
- d) *Pozo de oscilación de 12 m de diámetro por 130 m de altura, excavado a 15 m de diámetro, con revestimiento de concreto fuertemente reforzado con barras de acero. Esta construido en las rocas estratificadas de la Formación Trancas superior de alta calidad estructural. Esta estructura es una de las más grandes del mundo en su tipo. La carga hidrostática es de 100 m y la roca colabora soportando el 50% de la presión interior en toda su longitud.*
- e) *Tubería de presión, con rama inclinada a 60 ° con la horizontal, de 3.5 m de diámetro, revestida con camisa metálica confinada en concreto simple con resistencia $f_c=350 \text{ kg/cm}^2$. Esta sujeta a una carga hidrostática de 603 m y dinámica de 693 m. Se construyó en las rocas estratificadas de la Formación Trancas Superior e Inferior de alta calidad estructural. La mitad superior es autosoportante por falta de cobertura de roca y en la mitad inferior la roca está soportando el 50% de la presión interior.*

- f) *Casa de Máquinas subterránea de 22 m de ancho por 40 m de alto y 100 m de longitud, excavada en las rocas estratificadas de la Formación Trancas Inferior de alta calidad estructural. La bóveda se reforzó con 2 capas de 10 cm de concreto lanzado con malla y anclas de fricción de 1" por 8 m de longitud. Aloja 2 conjuntos de generación eléctrica con turbinas Pelton con potencia de 105 MW cu.*

2.- CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS DE LAS ROCAS

A continuación se describen las características geológicas y geotécnicas de las rocas.

a) FORMACION EL DOCTOR (Kd)

Calizas y Dolomías de edad Cretácica media, formando un banco potente de 1500 a 2000 m de espesor, con estructura estratificada de textura gruesa y estratos variables entre 30 cm y 3 m de espesor.

Debido a procesos tectónicos este macizo presenta corrimientos entre estratos que van desde unos cuantos centímetros hasta decenas de metros, generando fallas inversas entre las que destaca la gran cabalgadura El Doctor sobre la Formación Soyatal en posición litológica suprayacente. Se distinguen básicamente 4 familias de fracturas y fallas: N-S, E-W, NW y NE con patrones abiertos.

Esta roca tiene una alta calidad estructural y baja permeabilidad, sin embargo presenta carsticidad bien desarrollada a menos de 1 kilómetro aguas abajo de la boquilla. El túnel de conducción atravesó una gran caverna de disolución requiriéndose de rellenos importantes de concreto y revestimiento de concreto armado en el túnel. Adicionalmente se descubrió una zona con carsticidad desarrollada en fracturas y alta permeabilidad que requirió el tratamiento de inyecciones de impermeabilidad, reduciendo la permeabilidad inicial de 10 a 40 Unidades Lugeon hasta aproximadamente 1 UL. La buena calidad estructural y baja permeabilidad de esta roca permitió el uso de concreto simple como revestimiento del túnel. Las inyecciones de consolidación e impermeabilización en la pantalla de inyecciones en la cortina en estas rocas calizas, resultaron con consumos promedios de solamente 9 kg de cemento por metro, verificándose la alta calidad estructural de esta roca.

b) FORMACION SOYATAL (Ks)

Calizas, Lutitas y Areniscas de edad cretácica superior, formando un banco de 150 a 250 m de espesor, con estructura estratificada delgado y estratos variables entre 10 cm a 20 cm de espesor.

Los procesos tectónicos en esta roca dieron lugar a plegamientos continuos, destacándose el Sinclinorio Maconí y el Anticlinorio El Piñón. Se distinguen básicamente 4 familias de fracturas y fallas: N-S, E-W, NW y NE, con separaciones muy juntas.

Esta roca es de baja a regular calidad estructural, sin embargo, su baja permeabilidad del orden de 0.5 a 1.0 Unidades Lugeon combinada con un módulo de deformabilidad del orden de 0.4 del concreto y coberturas de roca suficiente permitieron manejar el diseño estructural del túnel con colaboración de la roca para soportar las presiones interiores hidrostáticas utilizando concreto simple como revestimiento.

c) **FORMACION TRANCAS (Jtr)**

Calizas, Lutitas y Areniscas de edad Jurásica Superior, con estructura estratificada y estratos originales delgados. La roca fue afectada por un metamorfismo de contacto de temperatura el cual produjo silicificación y endurecimiento transformándose en una roca de alta competencia estructural. (El efecto de metamorfismo de contacto se conoce entre los mineros como Skarn).

Los procesos tectónicos también están presentes en esta roca dando lugar a plegamientos abiertos con morfología superficial suave. Se distinguen las mismas 4 familias de fracturas y fallas que afectan la región: N-S, E-W, NW y NE, con patrones abiertos.

EL MIEMBRO SUPERIOR que aloja el túnel de conducción en su parte final presenta menos efectos del metamorfismo de contacto, sin embargo su calidad estructural es alta y su permeabilidad es baja permitiendo el manejo de un túnel con revestimiento de concreto simple. En el pozo de oscilación construido en esta formación de roca, se logró el soporte del 50% de la presión interior, en toda su longitud. EL MIEMBRO INFERIOR de esta formación que aloja la tubería de presión y la casa de máquinas tiene mayor efecto de metamorfismo de contacto y endurecimiento por silicificación constituyéndose en una roca de alta competencia estructural. La mitad superior de la tubería de presión es autosoportante por razones de falta de cobertura de la roca, y en la mitad inferior la roca soporta un 45% de la presión interior.

3.- TRAZO DEL TUNEL

El trazo del túnel de conducción se condicionó para cumplir con dos factores fundamentales de diseño y construcción:

- a) *Accesos horizontales cortos de construcción (ventanas) y*
- b) *Coberturas verticales y horizontales suficientes para equilibrar por peso propio de roca la presión interior, con el siguiente criterio.*

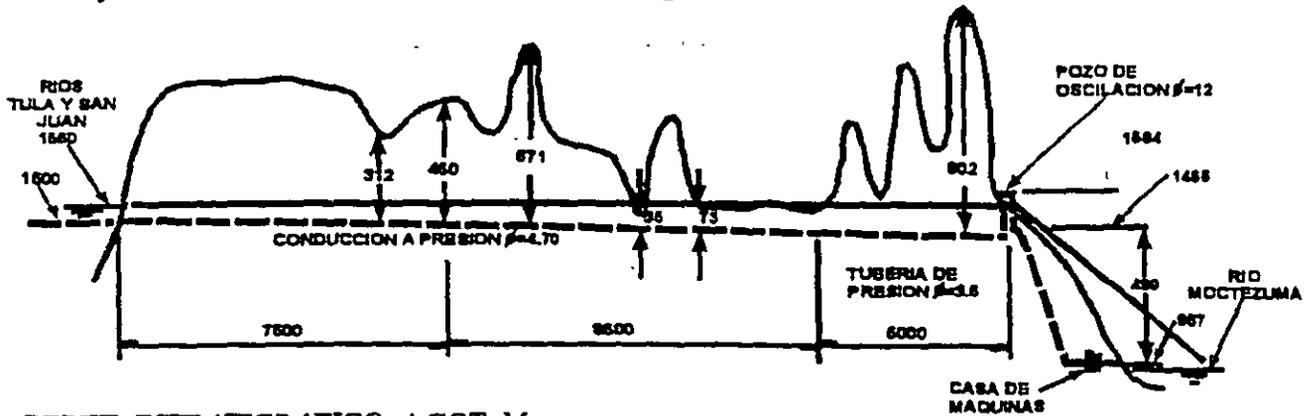
Cobertura vertical: $H_v = 1.2 P_i$; P_i = presión interior

Cobertura horizontal: $H_h = 2 P_i$; para pendientes ≤ 1

y $H_h = 3 P_i$; para pendientes > 1

4.- PROPIEDADES MECANICAS, HIDRAULICAS Y GEOMETRICAS DE LAS ROCAS

A continuación se presentan las propiedades y parámetros estructurales de las rocas en correspondencia con las formaciones de rocas, como se indica en la figura 1.



PERFIL ESTRATIGRAFICO, A COT. M.

	FORMACION DOCTOR (Dd)	FORMACION SOYATAL	FORM. TRANCAS SUP.	FORM. TRAN,INF.
Rocas:	Calizas y Dolomías	Calizas-Lutitas-Areniscas 30% 60% 10%	Calizas-Areniscas-Lut. 30% 30% 40%	Cal- Ar- Lut. 30% 30% 30%

RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD

Vel. ondas	$V_p = 4000 \text{ m/s}$	$V_p = 4200 \text{ m/s}$	$V_p = 4500 \text{ m/s}$	$4500 \leq V_p \leq 6000 \text{ m/s}$
Módulo de	$E_d = 370\,000 \text{ kg/cm}^2$	$E_d = 410\,000 \text{ kg/cm}^2$	$E_d = 470\,000 \text{ kg/cm}^2$	$E_d = 470\,000 \text{ kg/cm}^2$
Deformabili- dad	$E_r = 185\,000 \text{ ''}$	$E_r = 80\,000 \text{ ''}$	$E_r = 235\,000 \text{ ''}$	$E_r = 235\,000 \text{ ''}$
Compr. Simple	$250 \leq R_c \leq 1700 \text{ kg/cm}^2$	$300 \leq R_c \leq 828 \text{ kg/cm}^2$	$692 \leq R_c \leq 1404$	$R_c = 980 \text{ kg/cm}^2$
Tensión:	$R_t = 114 \text{ kg/cm}^2$	$R_t = 60 \text{ kg/cm}^2$	$R_t = 92 \text{ kg/cm}^2$	$R_t = 95 \text{ kg/cm}^2$
Peso vol.	$\gamma = 2.7 \text{ ton/m}^3$	$\gamma = 2.68 \text{ ton/m}^3$	$\gamma = 2.7 \text{ ton/m}^3$	$\gamma = 2.7 \text{ ton/m}^3$

PERMEABILIDAD TIPO LUGEON

CALIZA SANA								
0-1	1-2	2-3 (UL)	0-1	1-2	2-3 (UL)	0-1	1-2	2-3 (UL)
65.7	6.9	6.5 (%)	97.9	0	2.1 (%)	88.7	11.3	0 (%)
PROM. $\bar{X} = 0.75 \text{ UL}$			PROM. $\bar{X} = 0.52 \text{ UL}$			PROM. $\bar{X} = 0.61 \text{ UL}$		

CALIZA CARSTICA

3-11	11-25	25-40	>40 (UL)
18.4	1.8	0.4	0.4 (%)
PROM. $\bar{X} = 9.2 \text{ UL}$			

CALIZA CARSTICA DESPUES DE INYECTADA

PROM. $\bar{X} = 1.0 \text{ UL}$

	CALIDAD ESTRUCTURAL DE LA ROCA		
R.Q.D. (%)	80-90	24-81	75-85
RMR	80	53	81
CLASE	II	III-IV	II
CLASIFICACION	ROCA BUENA	ROCA MALA A REGULAR	ROCA BUENA

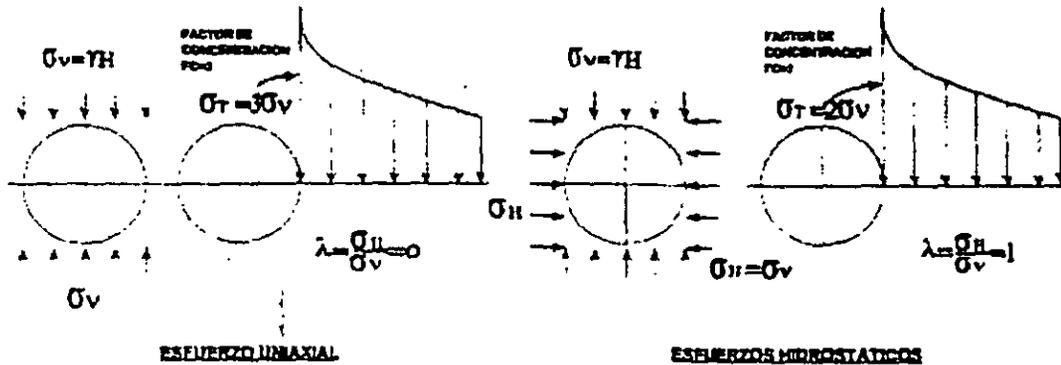
5.- REVISION DEL SOPORTE PRIMARIO O DE CONSTRUCCION

El primer paso del diseño geotécnico-estructural de un túnel viene a ser la revisión de su estabilidad elástica, la cual nos centra en relación al dimensionamiento de los soportes primarios ó de construcción y del requerimiento de revestimiento secundario ó definitivo, en este caso por razones de flujo hidráulico.

Cabe señalar que la alta calidad de resistencia estructural de las rocas a lo largo del túnel de conducción, combinada con su baja permeabilidad dieron como resultado la concepción de un túnel revestido con concreto lanzado en toda su longitud, solamente para mejorar las condiciones de flujo hidráulico. Por razones de índole constructiva y con objeto de garantizar el plazo de ejecución, la Comisión Federal de Electricidad decidió modificar el revestimiento de concreto lanzado por concreto simple colado insitu, de 20 cm. de espesor.

A continuación se representan los estados de esfuerzos modificados tangenciales de compresión alrededor de un túnel circular para su comparación contra la resistencia de la roca.

5.1.- ESTADO DE ESFUERZOS TANGENCIALES PARA PESO PROPIO DE ROCA



$\sigma_v = \gamma H =$ Peso propio
 $\sigma_H = (\frac{P}{1-\nu}) \sigma_v =$ Esfuerzo Horizontal
 $\nu =$ Rel. De Poisson

5.1.a.- Coberturas de roca

Relación de Esfuerzos:
 $(\frac{\nu}{1-\nu}) = \lambda = \frac{\sigma_H}{\sigma_v}$

TIPO DE ROCA	COBERTURA DE ROCA (m)	COBERTURAS	λ
CALIZAS Y DOLOMIAS, FORM. DOCTOR	300 - 450	50 M	0
CALIZAS-LUTTAS-ARENISCAS, FORM SOYATAL	100 - 670	50-350 M	0.5
CALIZAS-LUTTAS-ARENISCAS, FORM, TRANCAS	100 - 800	350 M	1.0

5.2 COMPARACION ENTRE ESFUERZOS TANGENCIALES DE COMPRESION Y RESISTENCIA

A continuación presentamos en forma gráfica la comparación entre los esfuerzos tangenciales de compresión alrededor del túnel y la resistencia de las rocas.

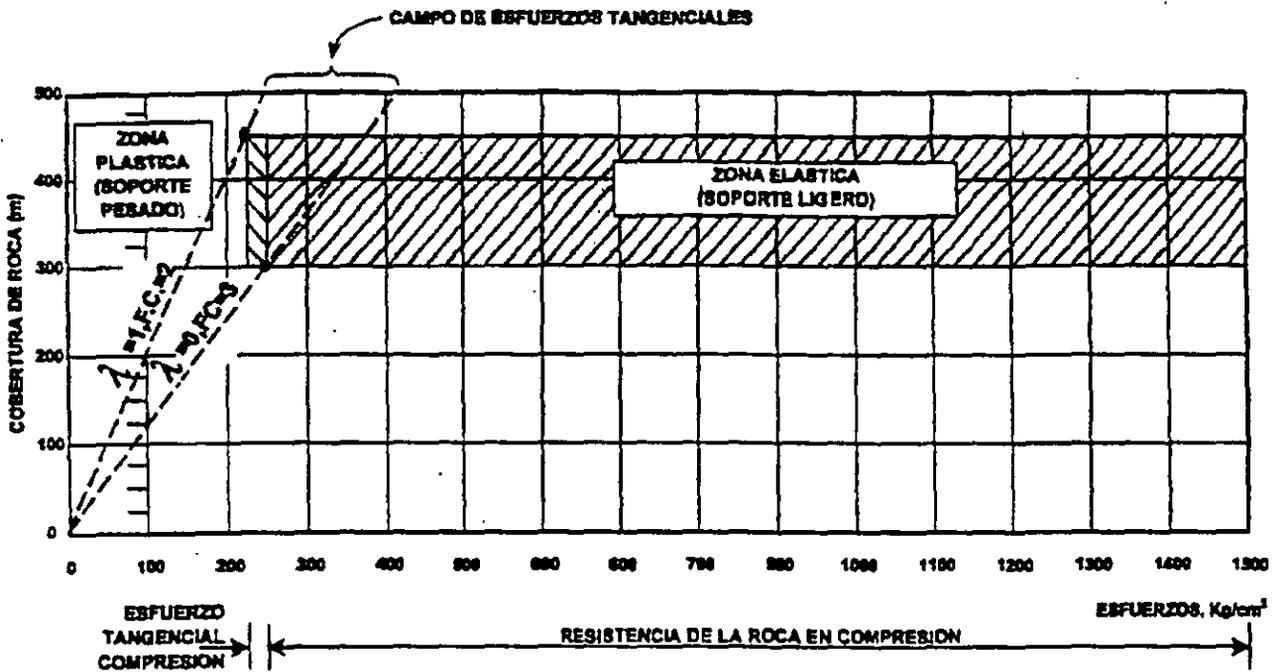
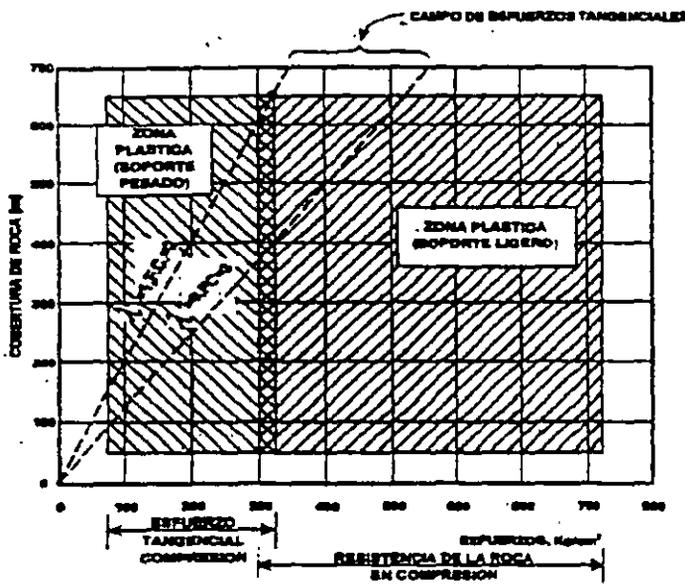


FIG. 2.- CALIZAS Y DOLOMIAS DE LA FORMACION DOCTOR (K_d) ⇒ SOPORTE LIGERO O NADA



NOTA

- 1) La formación Doctor de rocas calizas con estratificación gruesa y alta calidad estructural no requirió soporte, salvo en algunas zonas con cárst.
- 2) La Formación Soyatal de rocas calizas-lutitas-areniscas de estratificación delgada y calidad estructural regular a mala, requirió en forma selectiva soporte ligero a base de concreto lanzado con malla, 5 cm y anclas de fricción Ø 1" x 3m. Se presentaron algunas zonas con rebase de resistencia las cuales se resolvieron con anclas horizontales.

FIG. 3.- CALIZAS-LUTITAS-ARENISCAS.. FORMACION SOYATAL (K_s) ⇒ SOPORTE LIGERO

FIG. 3 CALIZAS-LUTITAS-ARENISCAS, FORMACION SOYATAL (K_s) \Rightarrow SOPORTE LIGERO

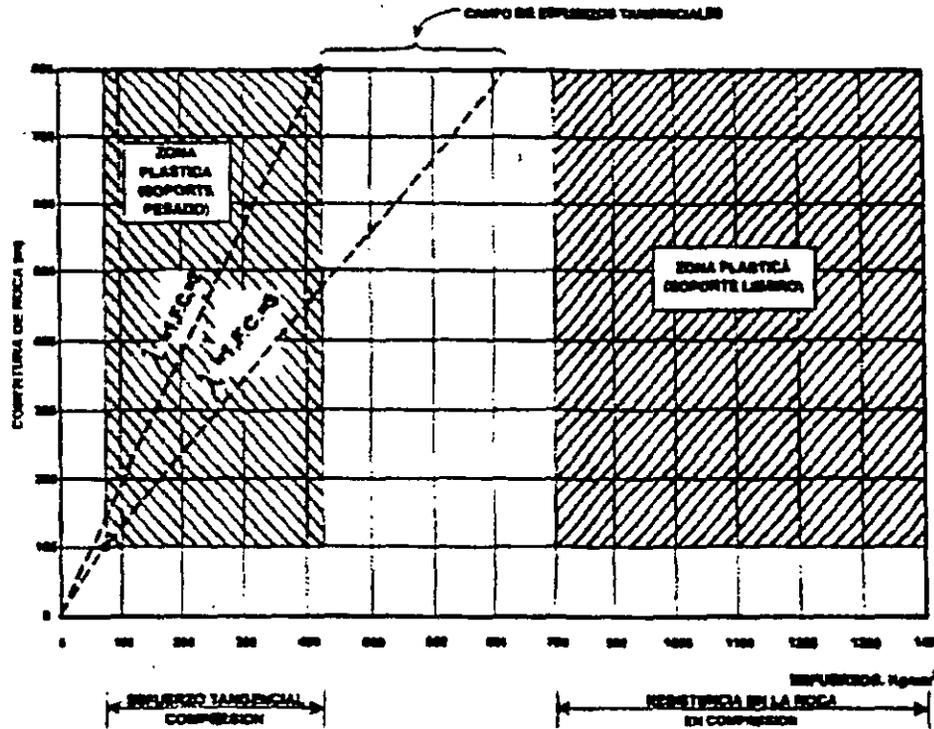


FIG. 4.- CALIZAS-LUTITAS-ARENISCAS, FORMACION TRANCAS, SUP. (J_{tr}) \Rightarrow SOPORTE LIGERO O NADA.

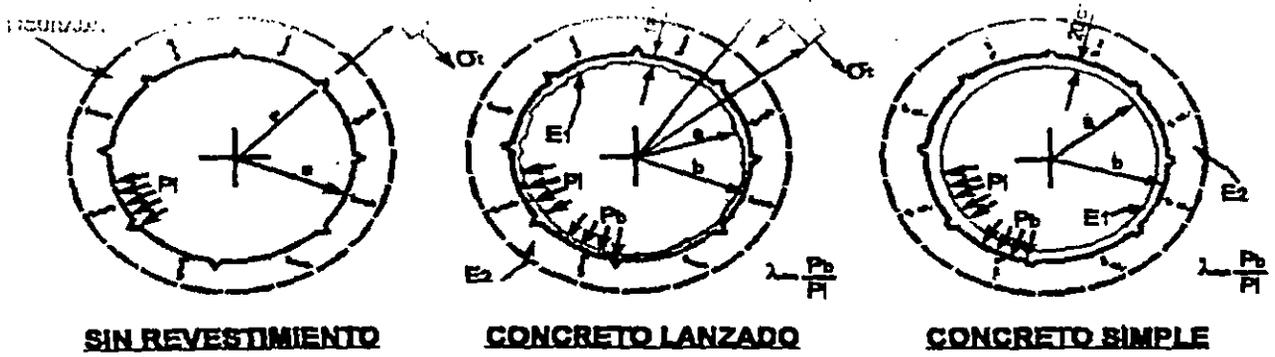
Notas: Esta roca por efectos de metamorfismo de contacto se endureció por silificación. La estratificación delgada se soldó resultando una roca con alta calidad estructural de estratos gruesos con alta resistencia y patrones de fracturas más abiertos. No se requirió de soporte de construcción salvo en zonas con estratificación muy delgada y en el contacto con diques ígneos alterados.

5.2.- Esfuerzos tectónicos

Durante la excavación del túnel se midieron esfuerzos tectónicos horizontales del orden de 1.5 veces el peso propio, los cuales tiene un efecto favorable al reducir los esfuerzos tangenciales de compresión en la roca e incrementan la resistencia en tensión de la misma para contrarrestar las tensiones generadas por la presión interior del túnel.

Los esfuerzos tectónicos horizontales producen un efecto de confinamiento exterior de tal modo que las fracturas radiales que se generan por la deformación bajo presión interior resultan uniformemente distribuidas con lo cual se reduce la permeabilidad.

6.- REVISION ESTRUCTURAL DEL TUNEL DE CONDUCCION



SIN REVESTIMIENTO

a) Esfuerzo tangencial

$$\sigma_t = P_i \frac{a^2}{r^2}; \text{Kg/cm}^2$$

a = 3.10 m; Ø = 6.20 m

c) = Resistencia de tensión
En la roca

$$R_t = \frac{60}{6} = 10 > 8 \text{ O.K}$$

* Efecto de escala = 6

c) Esfuerzo Radial

$$\sigma_c = - P_i \frac{a^2}{r^2}; \text{Kg/cm}^2$$

$$\therefore \sigma_c = 8$$

d) Resistencia Roca

$$R_c = \frac{800}{6} = 133 > 8 \Rightarrow \text{OK}$$

PARA ROCA FISURA

$$\sigma_r = \sigma_t = \frac{a}{r} P_i, \text{Kg/cm}^2$$

$$= \sigma_r = 8 < 10 < 133 \Rightarrow \text{OK}$$

CONCRETO LANZADO

a) Esfuerzo tangencial

$$\sigma_u = \frac{a^2 + b^2 - 2 b^2 P_i}{b^2 - a^2}$$

a = 3.05; b = 3.15 m; Ø = 6.10

$$\lambda = \frac{2 a^2}{E_1 (b^2 - a^2)} \cdot \frac{m_2 + 1 + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1) a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}}{m_1 E_2}$$

Concreto: $E_1 = 15\ 000 \sqrt{250} = 235\ 000 \text{ Kg/cm}^2; \nu_1 = 0.2; m_1 = 5$
Roca: $E_2 = 80\ 000 \text{ Kg/cm}^2; \nu_2 = 0.25; m_2 = 4$
 $\lambda = 0.84$ $\lambda = 0.88$

b) Presión en la roca

$$P_b = 6.72 \text{ Kg/cm}^2 \quad P_b = 7$$

c) Presión en el concreto

$$P_i = 1.28 \text{ Kg/cm}^2 \quad P_i = 1$$

d) Esfuerzos tangenciales y radiales en roca

$$\sigma_r = \sigma_t = 6.72 < 8 \Rightarrow \text{OK} \quad \sigma_r = \sigma_t = 7 < 8 \Rightarrow \text{OK}$$

e) Esfuerzos en el concreto

$$\sigma_u = 33, \quad \sigma_b = 32 \Rightarrow \text{NO } \text{Kg/cm}^2 \quad \sigma_u = 4.7 \quad \sigma_b = 3.28 \Rightarrow \text{OK}$$

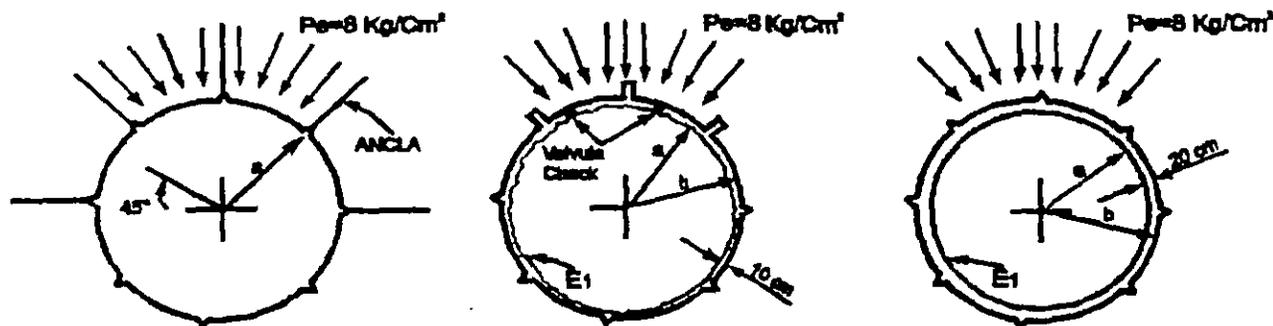
f) Resistencia de tensión en el concreto

$$R_t = \frac{200}{12} = 17 \text{ Kg/cm}^2 \quad R_t = \frac{250}{12} = 21$$

- La roca sola resiste los esfuerzos de tensión.
 - Con revestimientos de concreto simple, la roca toma entre 85 y 90 % de la presión interior.
- Teniendo cobertura suficiente, sólo resta revisar por permeabilidad y presión externa.

6.2.- CASO 2 : PRESION EXTERIOR-FORMACION SOYOTAL.- CALIZAS-LUTTAS-ARENISCAS

Cuando no hay registro de aguas freáticas como es este caso, entonces se considera el efecto de una presión externa igual a la presión interna.



SIN REVESTIMIENTO

CONCRETO LANZADO

CONCRETO SIMPLE

SIN REVESTIMIENTO

CONCRETO LANZADO

CONCRETO SIMPLE

$a = 3.10 \text{ m}; \text{Ø} e = 6.20 \text{ m}$

$a = 3.05 \text{ m}; b = 3.15 \text{ m}; \text{Ø} i = 6.10$
 $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2; \text{Ø} e = 6.30$

$a = 2.35 \text{ m}; b = 2.55 \text{ m}; \text{Ø} i = 4.70$
 $\text{Ø} e = 5.10$

a) REQUIERE SOPORTE DE ROCA

a) REQUIERE DRENES CORTOS O VALVULAS CHECK

a) NO REQUIERE SOPORTE DE ROCA, NI DRENES CON VALVULA CHECK

Anclas de fricción a 45°
 $\text{Ø} 1" \times 2.50 \text{ m y @ } 2.50 \text{ m}$

Drenes cortos ó válvulas Check
 @ 45° y @ 2.50 m

b) REVISION POR PANDEO (SIN COLABORACION DE ROCA)

Presión Crítica: $P_{cr} = \frac{Eh^3}{4R^3}; \text{Kg/cm}^2$

$h = 10 \text{ cm}, R = 310 \text{ cm}$
 $E_1 = 200\,000 \text{ Kg/cm}^2$

$P_{cr} = 1.7 \text{ Kg/cm}^2 < 8 \Rightarrow \text{NO PASA}$

$h = 20 \text{ cm}, R = 245 \text{ cm}$
 $E_1 = 235\,000 \text{ Kg/cm}^2$

$P_{cr} = 32 \text{ Kg/cm}^2 > 8 \Rightarrow \text{OK}$

c) REVISION POR PANDEO (CON COLABORACION DE ROCA)

(BRECKKE-RIPLEY, UNIV, CALIFORNIA, BERKELEY, 1987; ACRES CONSULTING SERVICES, CANADA, 1985)

Esfuerzo tangencial de compresión: $\bar{\sigma} = \frac{Pe (R_i + e)}{(e - 0.75) \text{ cm}}; Pe = \frac{(e - 0.75)}{R_i + e}$

$R_i = 305, e = 10$

$R_i = 235, e = 20$

Esfuerzo permisible de compresión en el concreto

$R_i = \frac{f'_c}{1.2} = 0.833 f'_c \approx 200 \text{ Kg/cm}^2$

Presión externa: $Pe = 4.9 \text{ Kg/cm}^2 < 8 \Rightarrow \text{NO PASA}$ $Pe = 15.7 \text{ Kg/cm}^2 > 8 \Rightarrow \text{OK}$

- El concreto lanzado hubiera requerido de algún sistema de drenaje.
- El concreto simple con colaboración de roca es capaz de soportar la presión externa

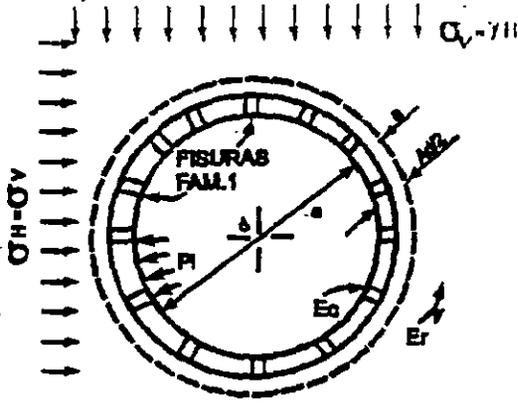
= REVISION como cilindro de pared

delgado: $\bar{\sigma} = \frac{Pe \cdot R}{t} = \frac{8 \times 310}{10} = 248 \text{ Kg/cm}^2 > 200 \Rightarrow \text{NO PASA}$

6.3.- CASO 3: ESTIMACION DE FILTRACIONES

Se presenta un ejercicio sobre una estimación de las filtraciones, comparando la permeabilidad del concreto contra la permeabilidad residual de la roca, utilizando el valor de la permeabilidad menor. La permeabilidad del concreto se calcula por deformación radial del túnel, distribuyendo en forma hipotética las fisuras (radiales) con separación a cada metro. Familia 1 (La existencia de esfuerzos horizontales 1.5 veces mayores que los verticales permiten realizar esa hipótesis). A lo largo del túnel por efectos de temperatura se generaron fisuras transversales a cada 6 m. de 0.55 mm de abertura. Familia 2

Para calcular la deformación teórica del túnel utilizaremos la expresión de Talobre en su Mecanique des Rochas, Dunod, Paris 1957.



CONCRETO SIMPLE

$$Ad = \frac{Pi \times d}{Er + \frac{2e \times Ec}{d}}$$

- Ad = de formación diametral
- Er = módulo deformabilidad roca
- E = espesor concreto = 30 cm*
- D = diámetro interior = 470 cm
- Ec = Módulo elástico concreto = 235 0000 Kg/cm2

* incluyen 10 cm de sobre excavación.

FORMACION DOCTOR (Kd) Calizas y Dolomias	FORMACION SOYATAL (Ks) Calizas-Lutitas-Areniscas	FORMACION TRANCAS, SUP(Jtr) Calizas-Lutitas-Areniscas, (Metamorficas).
---	---	--

a) " Permeabilidad residual " en Unidades Lugeon

	K (UL)*	LONG (m)	K (UL)*	LONG (m)	K (UL)*	LONG (m)
Sana	0.75	6240	0.52	11565	0.61	1653
Karst	1.00	1560				

b) Permeabilidad teórica en Fisuras longitudinales (Familia 1) y Fisuras transversales (Familia 2)**

Er = 185 000 kg/cm2	Er = 80 000 kg/cm2	Er = 235 0000 kg/cm2
Ad = 0.175 mm	Ad = 0.342 mm	Ad = 0.142 mm
Alargamiento = 0.55 mm	Alargamiento = 1.07 mm	Alargamiento = 0.45 mm
- Familia 1 e = 0.0367 mm	Familia 1: e = 0.0713 mm	Familia 1: e = 0.03
K = 3x10 ⁶ cm/s = 0.2 UL	K = 4 X 10 ⁵ cm/s = 2.67 UL	K = 2 x 10 ⁶ cm/s = 0.13 UL

** Se anexa gráfica de Hoek-Bray, Rock Slope Stability, 1981. Cap. 6 Groundwater flow.

- La Familia 2 tendría una abertura equivalente e = 0.55 mm/6 = 0.0917 mm y K = 6x10⁵ cm.
Familia 2; K = 6 x 10⁵ cm/s = 4 UL

- La permeabilidad teórica del concreto (Familia 2) resulta 4 a 8 veces mayor que la roca, por lo tanto la permeabilidad del túnel queda regida por la permeabilidad de la roca.
- Abertura de fisuras permisible en recipientes a presión 0.10 ≤ e ≤ 0.15 mm.

c) Cálculo de las filtraciones en el túnel

Extrapolando los resultados del ensaye de la conducción del Túnel Mazatepec, Puebla, México por Roberto Sánchez Trejo, 1962, se pueden estimar las filtraciones con la expresión siguiente:

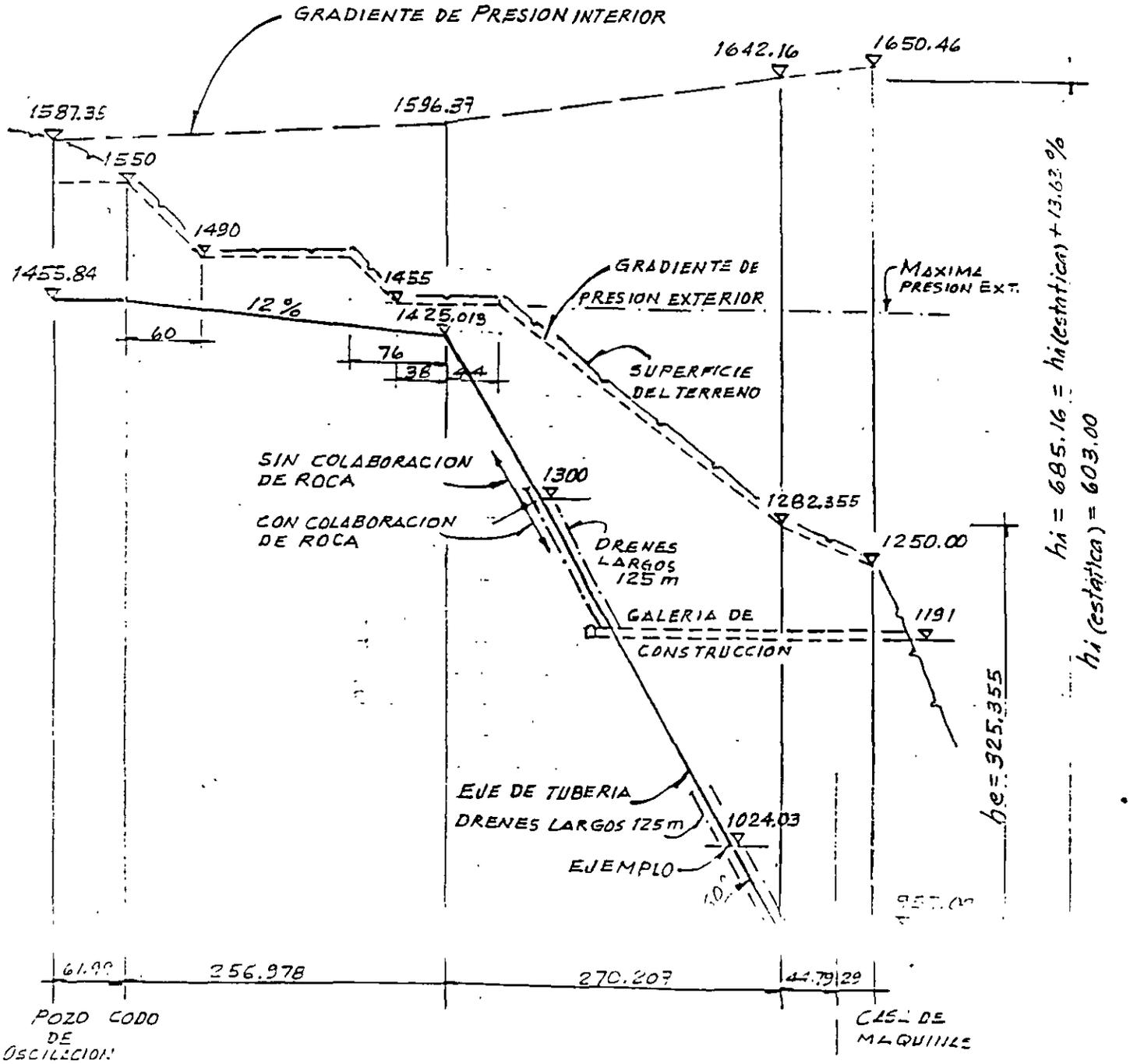
$$q = \frac{K (UL) \times 1.74 \text{ lt/min /m}}{2.6 \text{ UL}}$$

FILTRACIONES

	SUMA
Doctor sana = 52 lt/s + Soyotal = 67 lt/s + Trancas Sup = 11/s =	148 lt/s
Doctor, Karst, tratada = 18 lt	
d) Resultado de prueba hidrostática, julio 1996 =	115 lt/seg

7.- TUBERIA DE PRESION

7.1.- GRADIENTES DE PRESION



EL GRADIENTE DE PRESION INCLUYE SOBREPRESION DINAMICA POR RECHAZO DE CARGA

ACOT. (m)

7.2. CASO 1. REVISION POR PRESION INTERIOR
EJEMPLO PARA LA ELEY. 1024.03

DATOS

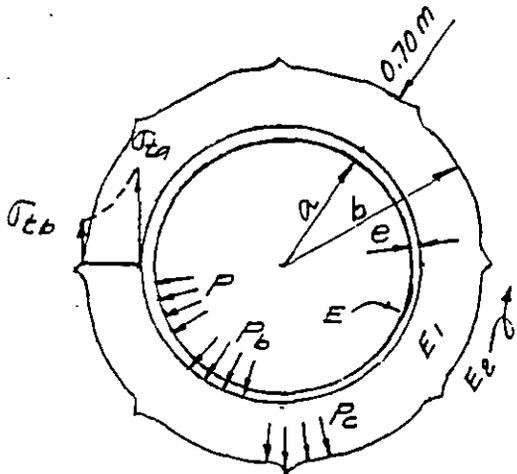
PRESION INTERIOR: $P = 61.15 \text{ Kg/cm}^2$

$a = 1.75 \text{ m}$; $b = 2.45 \text{ m}$; $e = 0.70 \text{ m}$; incluye 10 cm p/sobre-excavación

Concreto: $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$; $E = (5000 \sqrt{f'_c}) = 235000 \text{ Kg/cm}^2$
Rel. Poisson $\nu = 0.2$; $m = \frac{1}{\nu} = 5$

Acero: $S_t E 355$; $f_y = 3550 \text{ Kg/cm}^2$; $E = 2'060'000 \text{ Kg/cm}^2$
Elongación mín: 22%; Rel. Poisson $\nu = 0.3$; $m = 3.3$
Esfuerzo de trabajo $f_s = 0.55 f_y$
 $\therefore f_s = 1952.5 \text{ Kg/cm}^2$

Roca: $E_2 = 235000 \text{ Kg/cm}^2$; Para diseño $E_2 = 100000 \text{ Kg/cm}^2$



TUBERIA DE PRESION

La colaboración del concreto-roca deberá ser mejor ó igual al 50% de la presión interior. Para cumplir con esto se redujo el módulo de deformabilidad de la roca a 100000 Kg/cm^2 .

ESFUERZOS TANGENCIALES

$$\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda_2 b^2}{b^2 - a^2} P; \quad P_b = \lambda_2 P; \quad \sigma_{tb} = \frac{2a^2 - \lambda_2 (a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} P$$

$$\text{en donde: } \lambda_2 = \frac{\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1(b^2 - a^2)}}; \quad \lambda_2 = \frac{P_c}{P_b} \text{ y } \lambda_1 = \frac{P_b}{P}$$

$$\text{y: } \lambda_1 = \frac{\frac{a^2}{Ee}}{\left(\frac{a^2}{Ee}\right) + \left[\frac{a}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}\right] \left[(m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2 b^2) + (m_1 + 1)(1 - \lambda_2) b^2 \right]}$$

Sustituyendo: $\lambda_1 = 0.64$ y $\lambda_2 = 0.57$

Estos resultados señalan que la roca aún con el módulo de deformabilidad reducido en un 50% es capaz de resistir el 64% de la presión interior

b) PRESIONES DE DISEÑO

c) ESFUERZOS SOBRE EL CONCRETO

Acero: $P = 0.64 \times 61.15 = 39.14 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{ta} = 12.7 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow 0 \text{ K}$; $\sigma_{tb} = 5.5 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow 0 \text{ K}$

Roca: $P_c = 0.57 \times 39.14 = 22.31$ "

Concreto: $P_b = 0.43 \times 39.14 = 16.83$ "

Esfuerzo de tensión permisible en concreto:

$$f_t = \frac{f'_c}{12} = \frac{250}{12} = 21 \text{ Kg/cm}^2$$

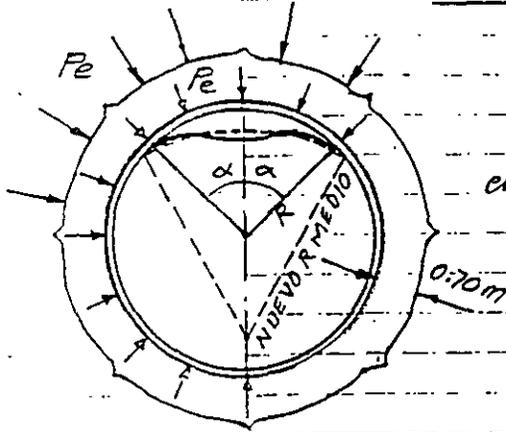
c) ESPESOR DE ACERO

$$e = \frac{P \cdot r}{f_s} = \frac{39.14 \times 175}{1952.5} = 3.51 \text{ cm} \Rightarrow 4.30 \text{ cm (Real)}$$

7.3. CISO 2. REVISION POR PRESION EXTERIOR.

EJEMPLO PARA LL ELEV. 1024,03. - PARA LA CAMISA METALICA

Se utiliza el criterio de Ernst Amstutz, Water Power Nov. 1970.

PRESION EXTERNA $P_e = 26.79 \text{ Kg/cm}^2$ 

$$P_{cr} = \frac{\sigma_N}{\left(\frac{r}{d}\right) \left(1 + 0.35 \left(\frac{r}{d}\right) \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E^*}\right)} \dots (52)$$

endonde: P_{cr} = presión crítica de pandeo

$$\sigma_N = \text{esfuerzo normal en el acero} = \frac{P_e \cdot r}{t} = 1090 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = \text{radio túnel} = 175 \text{ cm}$$

$$d = \text{espesor acero} = 4.13 \text{ cm}$$

$$E^* = \frac{E}{(1-\nu^2)}; \text{módulo elástico acero}$$

$$\sigma_F^* = \frac{\mu \sigma_y}{\sqrt{1-\nu^2 + \nu^2}}; \sigma_y = 3550 \text{ Kg/cm}^2 = f_y$$

$$\nu = \text{relación de Poisson} = 0.3$$

HIPOTESIS DE PANDEO

Sustituyendo en (52): $\mu = 1.5 - 0.5 \left(\frac{1}{(1 + 0.002 \frac{E}{\sigma_y})} \right)^2$

$$\mu = 1.4, \sigma_F^* = 55.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E^* = 2'307'692 \text{ Kg/cm}^2; \frac{r}{d} = 40.70 \therefore P_{cr} = 26.06 \text{ Kg/cm}^2 \doteq P_e \Rightarrow \text{OK}$$

El espacio entre la placa y el concreto conocido como GAP, el cual se genera por la combinación de deformación permanente de la roca y contracciones en el concreto y acero. Estos últimos por cambio en la temperatura desde la colocación y fraguado del concreto hasta la temperatura a tubo vacío. EL GAP se maneja como una fracción del radio y se valúa como: $GAP = 0.0003 \times R$.

Si se cumple que el $GAP \leq 0.0003R$, entonces las expresiones de Amstutz para el cálculo de la presión crítica de pandeo se cumplen.

Ejercicio para verificar el GAP: $GAP \text{ (teórico)} = 0.0003 \times 1750 = 0.525 \text{ mm}$.

GAP (probable):	Acero	$\delta_s = \alpha \Delta T \times R = (49^\circ - 10^\circ) \times 1.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} \times 1750 = 0.0914$
	Concreto	$\delta_c = \alpha \Delta T \times l = 0.0001 / ^\circ\text{C} \times (49^\circ - 10^\circ) \times 700 = 0.2730$
	Roca	$\delta_r = \frac{P \times R}{E_r} (1 + \nu) = \frac{16.83 \times 175}{235000} (1.25) \times 10 = 0.1567$
		0.5211

$$\therefore GAP \text{ (probable)} = 0.521 \text{ mm} \doteq GAP \text{ (teórico)}$$

Esto significa alta probabilidad de que se cumplan las hipótesis de drs. y de ocurrir cargas externas hidrostáticas como las previstas entonces no se deberán presentar problemas de pandeo en la camisa metálica.

Tomando en cuenta que el agua del embalse no tiene influencia en esta área y que no hay registros de nivel freático se canceló el inyectado de consolidación y contacto se perforaron drenes largos desde la galería de construcción y ramal horizontal inferior para reducir las presiones hidrostáticas externas.

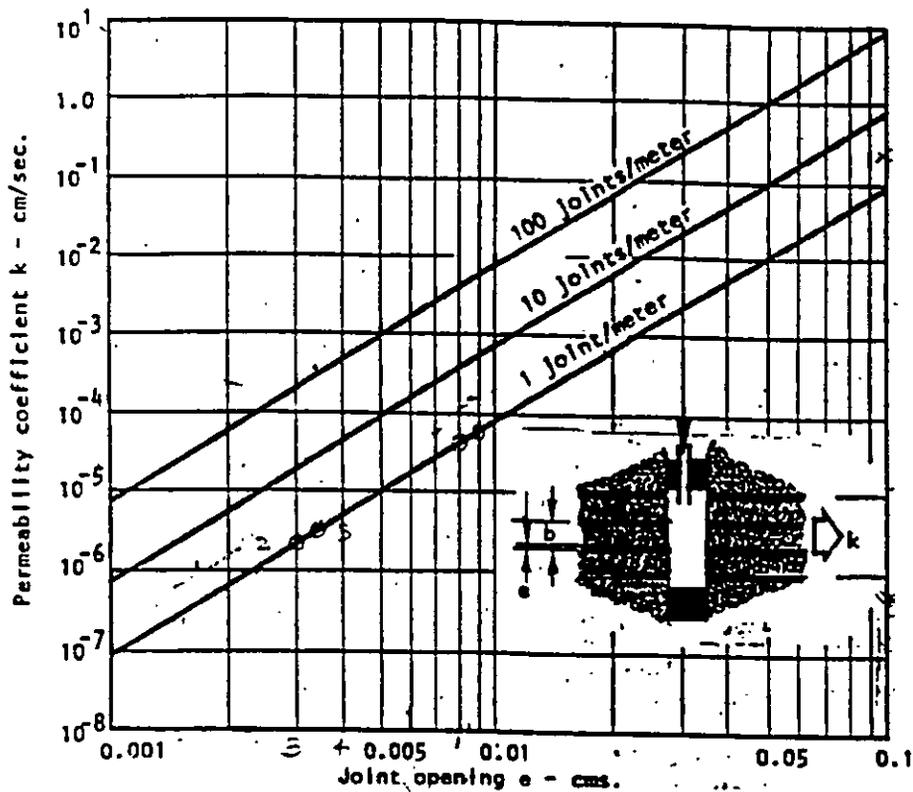


Figure 51 : Influence of joint opening e and joint spacing b on the permeability coefficient k in the direction of a set of smooth parallel joints in a rock mass.

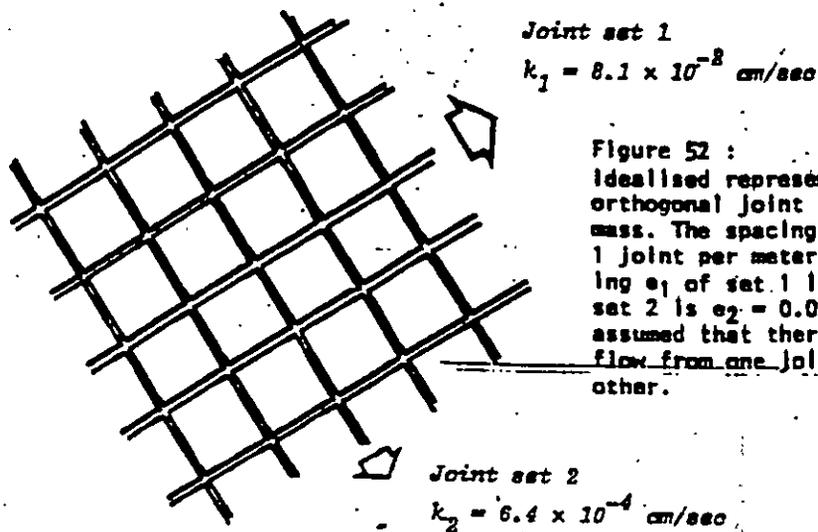
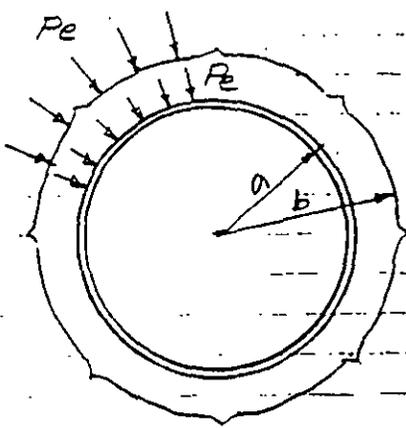


Figure 52 : Idealised representation of two orthogonal joint systems in a rock mass. The spacing of both sets is 1 joint per meter. The joint opening e_1 of set 1 is 0.10 cm and for set 2 is $e_2 = 0.02$ cm. It is assumed that there is no cross-flow from one joint set to the other.

CONTINUA CASO 2... REVISION... POR PRESION EXTERIOR

EJEMPLO PARA LA ELEV. 1024.03. PARA LA CAMISA METALICA Y
EMPAQUE DE CONCRETO



PRESION EXTERNA $P_e = 26.79 \text{ Kg/cm}^2$

a). Para la camisa metálica

DATOS:

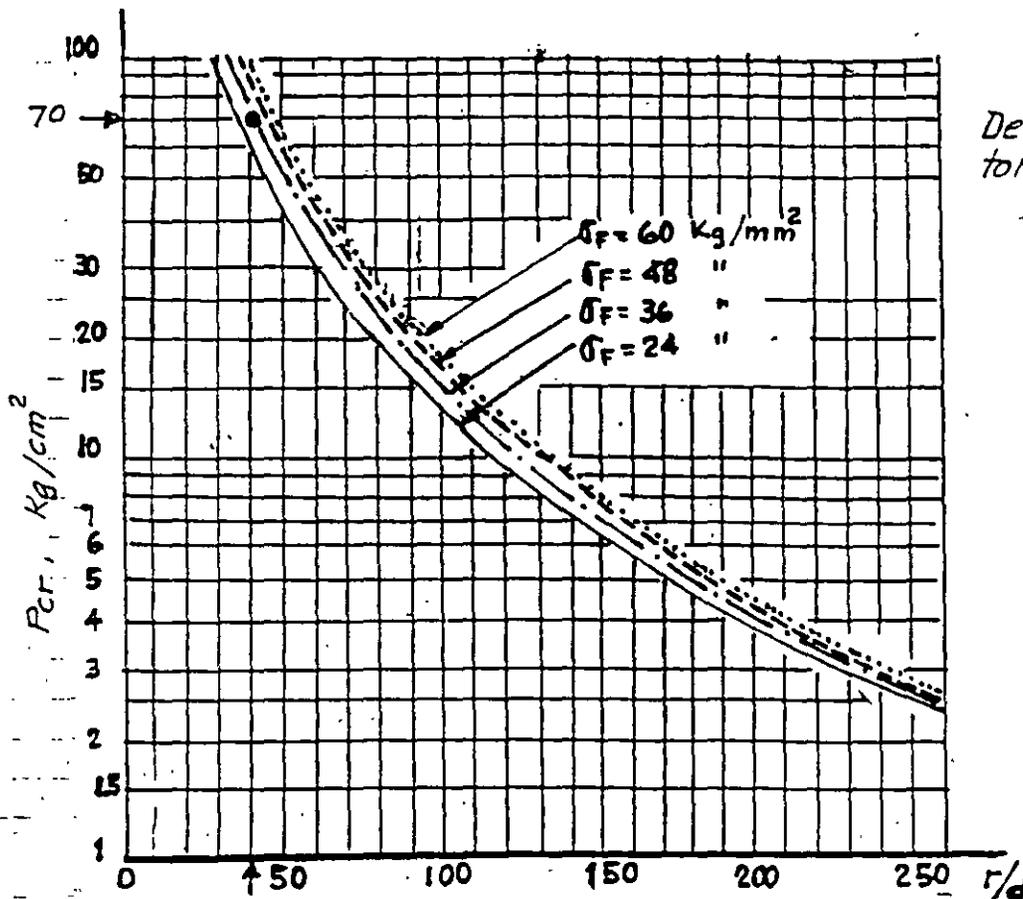
Acero

$a = 175 \text{ cm}$; $f_y = \sigma_y = 3550 \text{ kg/cm}^2 = \text{esf. límite fluencia}$

Espesor $d = 4.3 \text{ cm}$

Relación de esbeltez: $\frac{a}{d} = 40.70$

TUBERIA DE PRESION Utilizando el Nomograma de Amstutz:



$P_{cr} = 70 \text{ Kg/cm}^2$

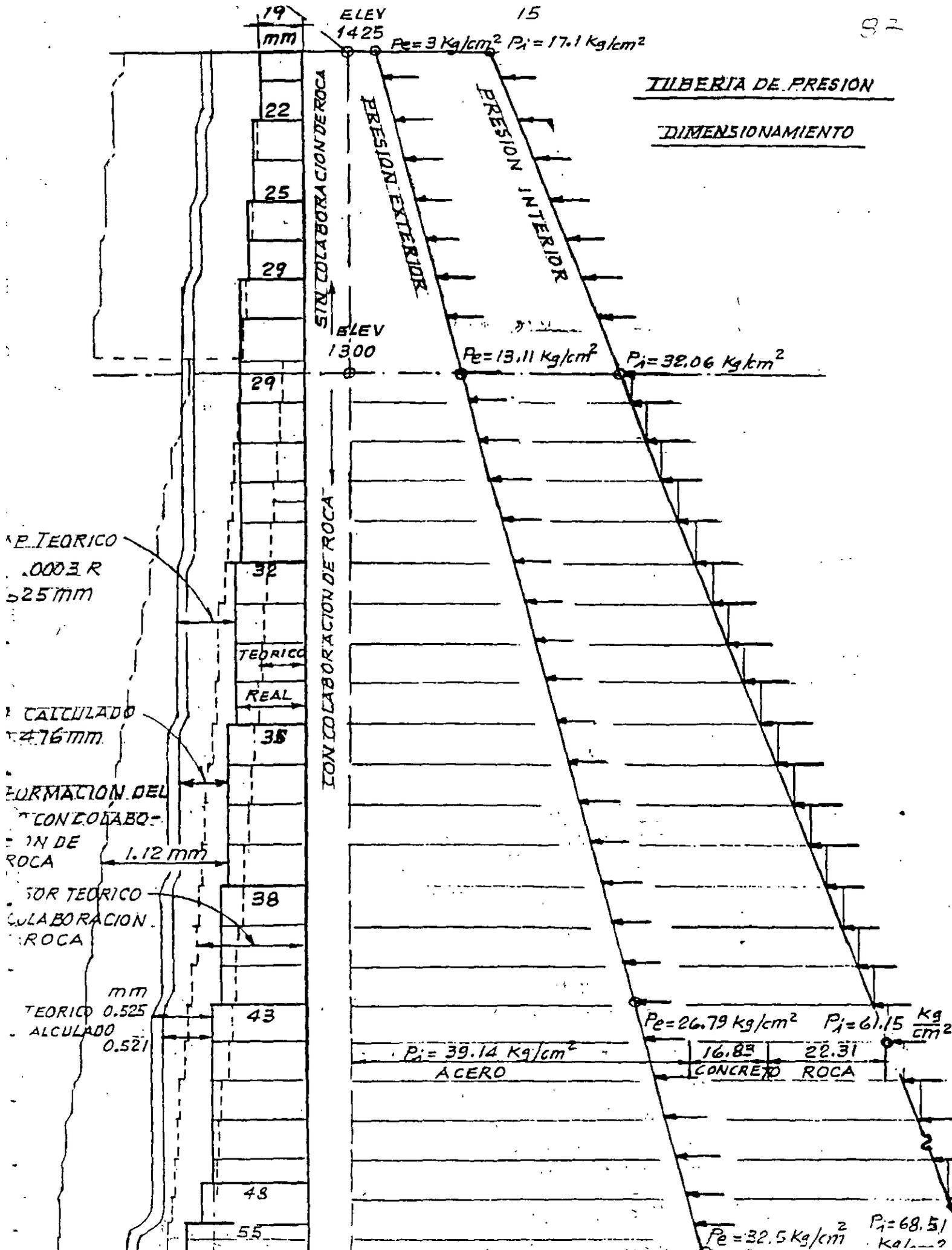
Debe considerarse un factor de seguridad de 1.5

$\therefore P_{cr} = 46.7 \text{ Kg/cm}^2$

PRESION CRITICA DE PANDEO, EN FUNCION DE LA RELACION DE ESBELTEZ Y EL ESF. LIMITE DE FLUENCIA

b) Para el concreto de empaque $a = 1.75 \text{ m}$; $b = 2.45 \text{ m}$

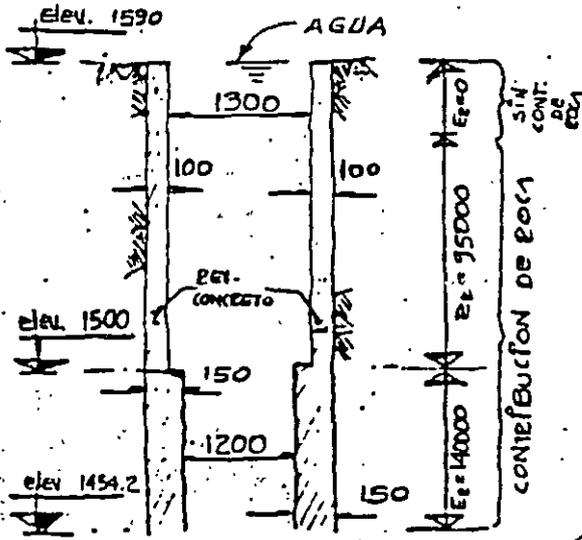
Esfuerzos tangenciales de compresión $\sigma_{tb} = \frac{2b^2}{b^2 - a^2} P_e$; $\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} P_e$



POZO DE OSCILACION

ANALISIS ESTRUCTURAL BAJO PRESION INTERIOR
CON COLABORACION DE ROCA

SOLUCION CON EL REVESTIMIENTO DE CONCRETO



Los módulos de deformabilidad de la roca se redujeron de 235000 Kg/cm² a 140000 y 95000 Kg/cm² para intentar una colaboración de la roca del 50% para tomar la presión interior

1.- SIN COLABORACION DE ROCA:

$f_{tb} < F_c$ $F_c = 20 \text{ kg/cm}^2$

$b = 6.50 \text{ m}$
 $c = 7.50 \text{ m}$

$f_{tb} = - \frac{b^2 + c^2}{c^2 - b^2} P$

GEOMETRIA DEBIDA AL
PROCESO DE EXCAVACION
Y CONSTRUCCION.



$\Rightarrow \therefore 20 = - \frac{98.50}{14} P \Rightarrow P_{\text{máx. adm.}} = 2.8 \text{ kg/cm}^2 = 28 \text{ ton/m}^2$

$\therefore P_{\text{máx. prop.}} = 25 \text{ ton/m}^2$ (sin colaboración de roca)

$\Rightarrow f_{tb} = 17.59$ (OK)

2.- REVESTIMIENTO DE CONCRETO CON COLABORACION DE ROCA

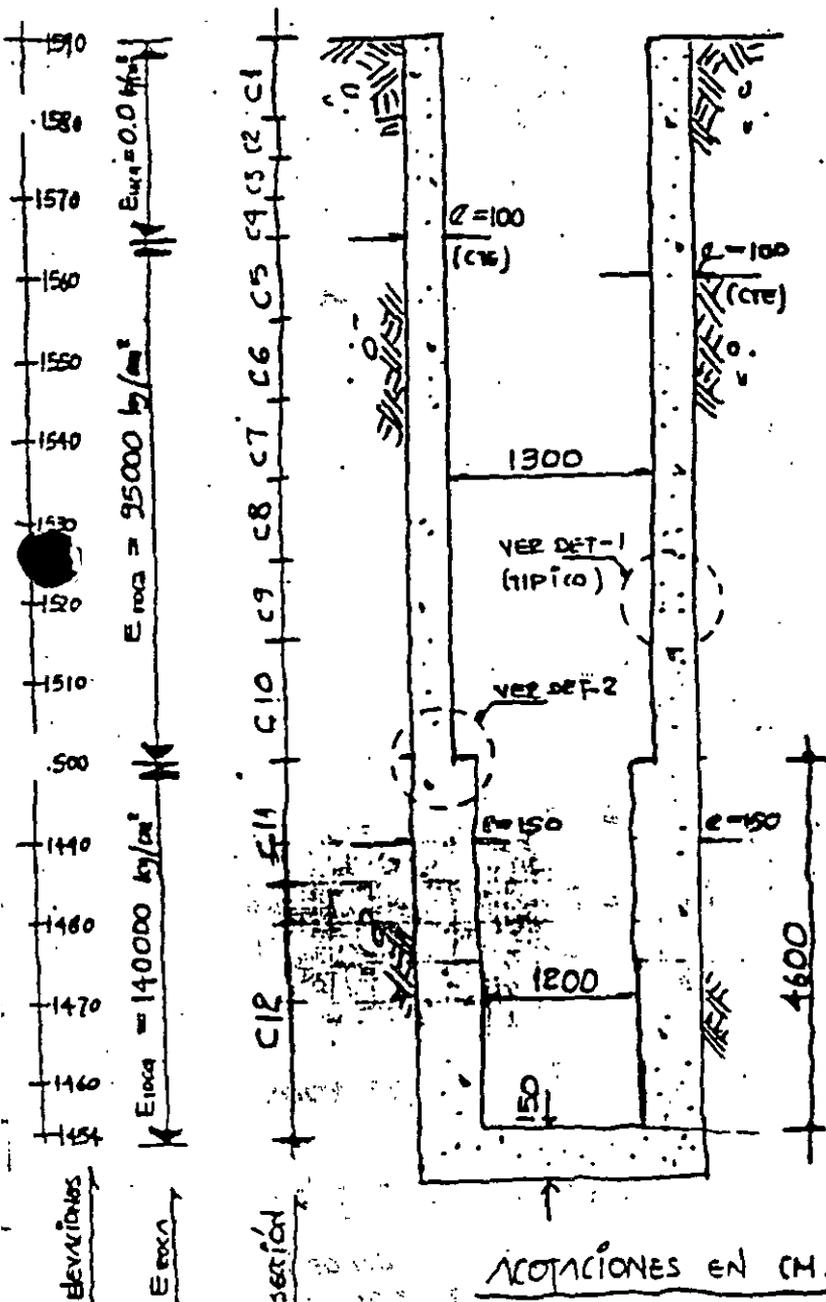
2.1 CONTRIBUCION DE ROCA - $E_r = 95000 \text{ kg/cm}^2$; $r_{int} = 6.5 \text{ m}$; $b = 6.5 \text{ m}$; $c = 7.5 \text{ m}$.

Contribución de la roca para diseño \rightarrow

$$\lambda = \frac{\frac{2(6.5)^2}{2371708(7.5^2 - 6.5^2)}}{\frac{4+1}{4(95000)} + \frac{(5-1)(7.5)^2 + (5+1)(6.5)^2}{5(2371708)(7.5^2 - 6.5^2)}} = 0.606$$

POZO DE OSCILACIÓN $\phi_{int} = 12\text{ m y } 13\text{ m}$

== SOLUCIÓN CON REVESTIMIENTO DE CONCRETO ==
(PRESIÓN INTERIOR)



CONCEPTO SECCIÓN	REVESTIMIENTO DE CONCRETO	
	LONGITUD (m)	ARMADO #
C1	10	# 8 @ 30 - 2
C2	3	2 # 6 @ 25 - 2
C3	3	2 # 6 @ 20 - 2
C4	3	2 # 6 @ 15 - 2
C5	10	# 6 @ 30 - 2
C6	10	# 6 @ 25 - 2
C7	10	# 6 @ 20 - 2
C8	10	2 # 6 @ 20 - 2
C9	15	2 # 8 @ 20 - 2
C10	15	2 # 8 @ 15 - 2
C11	16	2 # 8 @ 20 - 3
C12	30	2 # 8 @ 15 - 3

ARMADO ANULAR

ACOTACIONES EN CM.

Elevaciones
E_{roca} = 140000 kg/cm²
E_{roca} = 95000 kg/cm²
E_{roca} = 0.0 kg/cm²

PRUEBA HIDROSTATICA DEL TUNEL DE CONDUCCION PERDIDAS POR FUGAS

