



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

MECÁNICA DE ROCAS

Del 22 al 24 de mayo de 2002

APUNTES GENERALES

CI-062

Instructor: Ing. Sergio Herrera Castañeda
SECRETARIA DE OBRAS PÚBLICAS
Mayo del 2002



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

TEMA I

PROPIEDADES DE LOS MACIZOS ROCOSOS

Sergio Raúl Herrera Castañeda

PROPIEDADES DE LOS MACIZOS ROCOSOS

Sergio Raúl Herrera Castañeda

PROPIEDADES DE LAS ROCAS

Por lo general las obras de ingeniería se construyen abarcando áreas grandes, que involucran no solo la substancia de que está formada la roca, sino además los defectos estructurales que posee en su conjunto como son el fracturamiento, rellenos, cavidades, fallas y otros más, que influyen en el comportamiento del terreno ante las sollicitaciones impuestas por la estructura. De lo anterior se desprende la necesidad de diferenciar las propiedades que caracterizan a la substancia rocosa o **roca intacta** y las del conjunto o **macizo rocoso**.

Mientras que las características y el comportamiento de la roca intacta dependen de la mineralogía, textura y porosidad, en los macizos rocosos depende de alteración, fracturamiento, presencia de agua y del estado de esfuerzos al que está sometido.

El comportamiento de las rocas depende de las propiedades mecánicas e hidráulicas entendiéndose por comportamiento del material a la forma de resistir y deformarse al someterlos a la acción de los esfuerzos.

1. Propiedades de la roca intacta

Las propiedades relacionadas con la resistencia y la deformabilidad de la roca intacta son las más importantes desde el punto de vista geotécnico. Las propiedades hidráulicas obtenidas en laboratorio tienen poca aplicación práctica.

1.a Propiedades índice

Las propiedades índice de las rocas permiten clasificar y obtener una idea cualitativa de su comportamiento bajo determinadas circunstancias.

Mineralogía. El contenido mineralógico de una roca influye en su comportamiento en muy distintas formas que abarcan tanto las características de resistencia mecánica como las hidráulicas.

Los principales minerales formadores de rocas son los silicatos, carbonatos y óxidos. Otros grupos químicos de minerales menos abundantes, pero que son también importantes por las características que transmiten a las rocas son los sulfuros, sulfatos y aquellos constituidos por sílice libre (no cristalina).

Minerales que poseen baja resistencia al esfuerzo cortante son los silicatos del grupo de los filosilicatos o minerales cuya red cristalina se desarrolla en forma laminar, por ejemplo, las micas biotita y muscovita, los minerales arcillosos (montmorillonita, illita y caolín) y la clorita y el talco. El yeso y el grafito también reducen la resistencia de la roca.

Textura. El término textura se refiere al arreglo intergranular entre los minerales de que está constituida la roca, la cual se puede observar en una superficie fresca a simple vista. Se distinguen tres tipos de texturas principalmente, aunque desde el punto de vista geológico existen un sin número de ellas, homogénea, heterogénea y laminadas.

Las rocas con textura homogénea por lo general presentan mayor resistencia, como el basalto, la caliza y el granito, figura 1a. La textura laminada produce un efecto anisotrópico en las propiedades de resistencia y deformación como es el caso de las rocas lutitas, las pizarras y gneisses, figura 1b.



(a)



(b)

Figuras 1 a) textura homogénea, granito, b) textura laminada, gneiss

Peso Volumétrico. En general un alto peso volumétrico corresponde con las rocas más resistentes, excepto cuando las rocas poseen características anisotrópicas. El peso volumétrico de las rocas ígneas y metamórficas es mayor que el de las sedimentarias, ya que a mayor porosidad corresponde un menor peso volumétrico. El peso volumétrico de una roca se debe obtener en condiciones saturada y seca.

Porosidad. Se define la porosidad de una roca como la relación entre volumen de vacíos y el volumen de la muestra. Los vacíos, poros y fracturas en la roca intacta son formas importantes de no-uniformidad estructural o textural, también tienen un efecto considerable en la conducción de calor gas y agua y en el comportamiento mecánico relacionado con su contenido de agua.

La presencia de estos defectos disminuye notablemente las propiedades mecánicas ya que un porcentaje pequeño de porosidad en la roca tiene una gran influencia en la deformación. Valores típicos de peso volumétrico y porosidad en rocas se muestra en la Tabla 1.

TABLA 1. PESO VOLUMETRICO Y POROSIDAD DE DISTINTAS ROCAS, Ref. 1

Tipo de roca	Peso volumétrico T/m ³	Porosidad %
Granito	2.6 - 2.9	0.5 - 1.5
Dolerita	2.7 - 3.05	0.1 - 0.5
Riolita	2.4 - 2.6	4 - 6
Andesita	2.2 - 2.3	10 - 15
Gabro	2.8 - 3.1	0.1 - 0.2
Basalto	2.8 - 2.9	0.1 - 1.0
Arenisca	2.0 - 2.6	5 - 25
Lutita	2.0 - 2.4	10 - 30
Caliza	2.2 - 2.6	5 - 20
Dolomita	2.5 - 2.6	1 - 5
Gneiss	2.8 - 3.0	0.5 - 1.5
Mármol	2.6 - 2.7	0.5 - 2
Cuarcita	2.6 - 2.7	0.1 - 0.5
Pizarra	2.6 - 2.7	0.1 - 0.5

Contenido de Agua. Se define como la relación entre el peso del agua en una roca y su peso seco expresado en porcentaje. El contenido de agua está asociado con la porosidad de la roca y ambos producen una reducción en de su resistencia mecánica. Probablemente debido a los efectos físico-químicos que produce el agua en determinados minerales, algunas rocas cuando son sometidas a ciclos de secado y saturación, se ven afectadas en sus propiedades debido a la expansión y contracción que sufren.

1.b Propiedades Mecánicas

Las principales propiedades de la roca intacta actualmente aceptadas en ingeniería para describir su comportamiento son la resistencia a la compresión uniaxial y el módulo de deformabilidad sin embargo, se practican en el laboratorio otras pruebas con fines específicos que ayudan a conocer las características de la roca.

Compresión Uniaxial. La prueba a la compresión uniaxial consiste en la aplicación de un esfuerzo axial de compresión a una muestra no confinada lateralmente, la cual puede tener diversas formas pero que generalmente es cilíndrica. Es la prueba más sencilla que existe para determinar la resistencia de la roca intacta, sin embargo, los núcleos de roca requieren de una preparación muy cuidadosa que solo en laboratorio se pueden realizar.

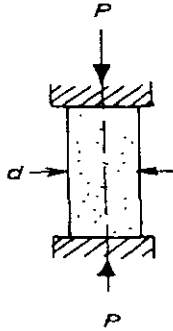


Figura 2 Prueba de compresión simple

La resistencia se calcula con la expresión:

$$\sigma_c = F / A^2$$

Donde F es la carga de compresión máxima aplicada al momento de la falla y A^2 es el área de la muestra sobre la que se aplica la carga.

La resistencia a la compresión simple o uniaxial de las rocas depende de la influencia de varios factores.

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

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.

Relación de esbeltez y forma: La forma usual de realizar las pruebas a compresión es en formas cilíndricas con relación de esbeltez de 2.5 a 3, ya que esta relación permite una uniformidad de la distribución de esfuerzos en el tercio central de la muestra. En general cuando aumenta la relación de esbeltez la resistencia a la compresión disminuye.

Tamaño de las muestras: En general cuando aumenta el tamaño de la probeta disminuye la resistencia a la compresión, debido a que se incrementa el número de defectos en la muestra.

El diámetro de una muestra de roca ensayada a compresión uniaxial, debe ser 10 veces mayor que el tamaño máximo del grano más grande de la muestra de roca, con esto se evita el efecto que produce el tamaño de los granos individuales en la resistencia del conjunto.

Velocidad de carga: La resistencia a la compresión de una roca aumenta cuando se aumenta la velocidad de aplicación del esfuerzo. Se recomienda que la velocidad de aplicación de carga sea de 0.5 a 1 Mpa por segundo, considerando un tiempo de falla entre 5 y 10 minutos

Índice de Carga Puntual: La prueba consiste en la aplicación de una carga por medio de dos puntas diametralmente opuesta a una muestra de roca que puede o no tener alguna forma geométrica determinada. La ventaja de este tipo prueba es que permite inferir la resistencia a la compresión uniaxial sin necesidad de realizar la preparación que normalmente requiere una probeta en el laboratorio. El equipo empleado es ligero y las pruebas se pueden realizar directamente en el sitio estudiado, figura 3. También permite efectuar una gran cantidad de pruebas a bajo costo donde no se requieren mediciones de deformación y solo se requieren valores aproximados de la resistencia a la compresión.

El índice se determina como la relación entre la carga máxima aplicada F al momento de la falla y el cuadrado de la distancia D entre las puntas. La distancia D recomendada en la prueba es de 50 mm, sin embargo como es difícil tener muestras con este "diámetro" el valor F / D obtenido se corrige para obtener el equivalente de 50 mm.

$$I_{S_{50}} = F / D^2$$

El índice de carga puntual $I_{S_{50}}$ es un valor relativo de la resistencia de la roca y sus unidades no tiene significado físico.

La resistencia a la compresión uniaxial de una roca se puede inferir a partir de un gran número de pruebas de carga puntual empleando el valor promedio de $I_{S_{50}}$ en la siguiente expresión:

$$\sigma_c = 24 I_{S_{50}}$$

o bien,

$$\sigma_c = 14 + (0.175 D) I_{S_{50}}$$

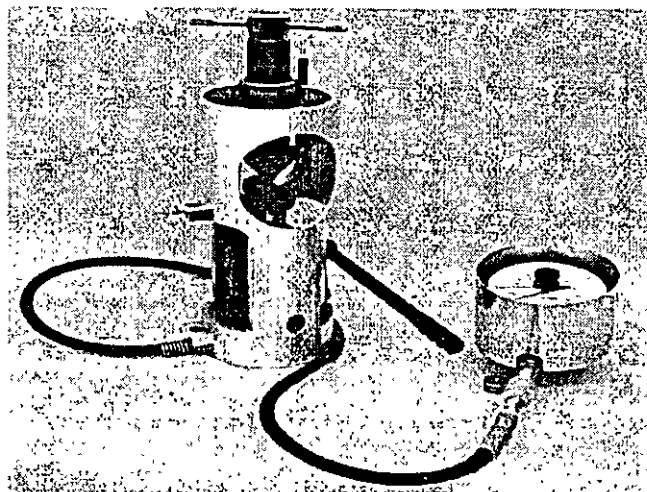


Fig. 3 Equipo para prueba de carga puntual, Ref. 1

Resistencia a la tensión directa. La prueba consiste en transmitir a la roca un esfuerzo de tensión axial por medio de casquetes metálicos cementados en sus extremos. Los casquetes se conectan al equipo de carga por medio de cables para evitar que la muestra falle por torsión. Esta prueba se usa poco en los laboratorios de pruebas por la dificultad de preparación de la muestra, sin embargo puede ser útil para casos particulares de investigación.

La resistencia se obtiene por la expresión:

$$\sigma_t = F / A^2$$

Donde F es la carga de tensión máxima aplicada a la muestra al momento de la falla y A² es el área de la muestra sobre la que se aplica la carga.

Resistencia a la tensión indirecta o prueba brasileña. La prueba consiste en someter a compresión diametral a un espécimen cilíndrico de roca produciendo así esfuerzos de tensión y de compresión, a pesar de que el esfuerzo de tensión inducido es menor que el de la compresión el espécimen falla a lo largo del eje vertical debido a su menor resistencia a la tensión.

La resistencia a la tensión indirecta se obtiene por la expresión:

$$\sigma_t = 2 F / D L \pi$$

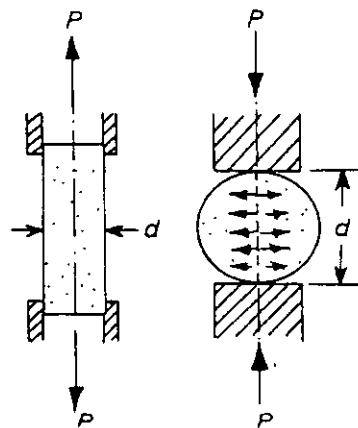


Figura 4 Pruebas de tensión directa y brasileña

Donde F es la carga de compresión máxima aplicada a la muestra al momento de la falla, D es el diámetro de la muestra y L la longitud, figura 4.

Resistencia a la tensión bajo flexión. La prueba de flexión también permite determinar la resistencia a la tensión de la roca, la probeta es apoyada en sus dos extremos como una viga

simple, y se le aplica una carga vertical al centro de la longitud o claro. Cuando los esfuerzos son más altos que la resistencia a la tensión de la roca el espécimen falla.

La resistencia de la roca a la tensión bajo flexión es:

$$\sigma_t = (F L) y_0 / 2 I$$

Donde: F es la carga máxima aplicada al momento de la falla, L es la longitud o claro de la muestra medido entre los puntos de apoyo, y_0 es la distancia del eje neutro de la viga al punto extremo de la sección transversal en el lado de tensión e I es el momento de inercia de la sección transversal.

1.c Deformabilidad de la roca intacta

Por lo general el módulo de deformabilidad de las muestras de roca intacta en laboratorio se obtiene durante la ejecución de los ensayos de compresión uniaxial. La muestra se instrumenta con medidores de alta precisión de tal manera que se van registrando los desplazamientos ocurridos en la muestra a medida que se incrementa el esfuerzo axial de compresión.

A partir de los datos registrados se construye la gráfica esfuerzo - deformación característica de la roca y se determina el módulo de deformabilidad E_{t50} de la roca intacta, el cual corresponde a la pendiente de una línea tangente a la curva esfuerzo - deformación al 50 % de la resistencia de falla, figura 5.

El módulo E_{t50} se determina con la expresión:

$$E_{t50} = \sigma_{c50} / \epsilon$$

Donde σ_{c50} es el esfuerzo correspondiente al 50% de la resistencia a la compresión de la muestra y ϵ es la deformación unitaria en el mismo punto.

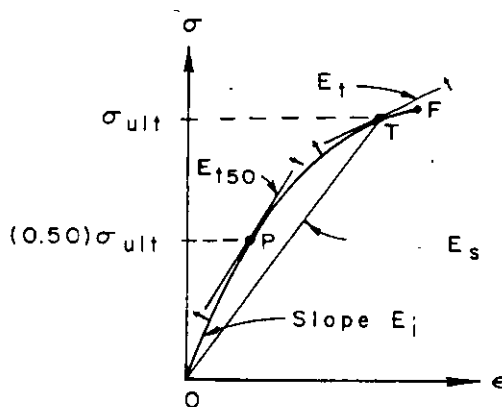


Figura 5 Determinación del módulo E_{t50}

Velocidad sónica. Por medio de la medición de las velocidades sónicas V_p y V_s de la roca se puede obtener el módulo de deformabilidad dinámico mediante la expresión:

$$E_d = 2 V_s^2 \rho (1 + V_p)$$

Donde V_p es la velocidad de la onda primaria o de compresión, V_s es la velocidad de la onda transversal o cortante y ρ la densidad de la roca.

Estas ecuaciones suponen que el medio a través del cual se propagan las ondas es homogéneo, isotrópico y elástico.

La velocidad sónica se determina en el laboratorio sometiendo a la muestra a un esfuerzo axial equivalente a la sobrecarga de peso propio calculada para la profundidad a la que se tomó la muestra y con un contenido de agua equivalente similar a la roca in situ, esto es seca o saturada. En los extremos de la muestra se colocan los geófonos emisor y el receptor que emite y recibe, respectivamente, la señal de un impulso sónico cuya frecuencia se fija entre 100 kHz y 2 M Hz, dependiendo de las características de la roca. Los geófonos están conectados a un osciloscopio el cual permite medir el tiempo que tarda el impulso en atravesar la muestra.

El equipo de medición permite determinar las velocidades compresional y de cortante del material, empleando los geófonos adecuados en cada caso.

1.d Clasificación de la roca intacta

A la fecha se continúa aplicando el criterio de Deere y Miller para la clasificación de la roca intacta. Las propiedades de la roca que emplea la clasificación son la resistencia a la compresión uniaxial o simple no confinada y el módulo de deformabilidad E_{t50} .

Las rocas se pueden clasificar en una de las cinco categorías, con base en su resistencia a la compresión uniaxial, indicadas en la Tabla 2.

TABLA 2 CLASIFICACIÓN DE LA ROCA INTACTA, Ref. 2

Clase	Descripción de resistencia	Resistencia (kg/cm^2)
A	Muy alta	> 2250
B	Alta	1120 a 2250
C	Media	560 a 1120
D	Baja	280 a 560
E	Muy baja	< 280

Para la clasificación de la roca considerando su deformabilidad se emplea el módulo relativo, el cual corresponde a la relación entre el módulo E_{t50} y la resistencia a la compresión de la roca σ_c

En la Tabla 3 se muestra la clasificación con base al módulo relativo de las rocas

TABLA 3 CLASIFICACIÓN CONSIDERANDO EL MÓDULO RELATIVO (E_{150} / σ_c)
Ref. 2

Clase	Descripción	Módulo relativo
H	Elevado	> 500
M	Medio	200 a 500
L	Bajo	< 200

Los valores de resistencia a compresión uniaxial y del módulo de deformabilidad se presentan en escala logarítmica para abarcar una amplia gama de valores de roca. El módulo relativo se deduce de la posición respecto de las líneas diagonales, la zona central está delimitada por una línea superior con módulo relativo de 500:1 y una línea inferior correspondiente al módulo de 200:1, esta zona se designa con la letra M o zona de módulo relativo medio. Las rocas que poseen una estructura compacta y poca o ninguna anisotropía suelen entrar dentro de esta categoría.

En la figura 6 se muestra una aplicación de la clasificación de roca intacta (Deere, 1968)

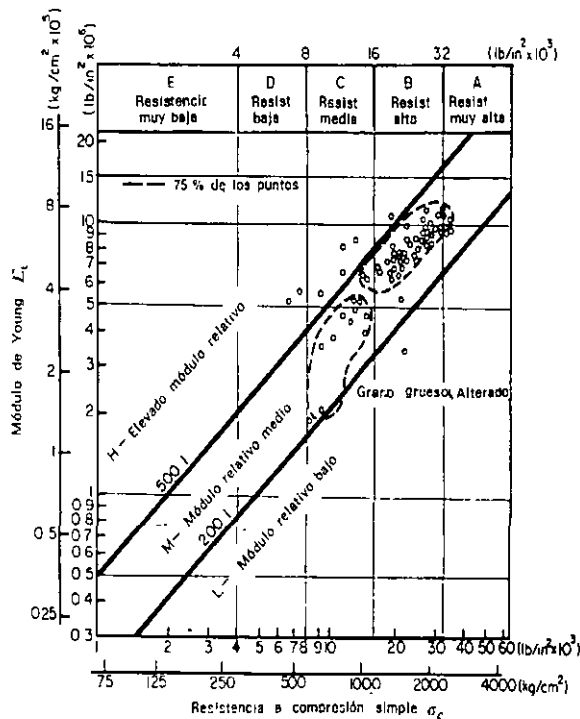


Figura 6 Clasificación de rocas intactas de la familia del granito, Ref 2

2. Propiedades de los Macizos Rocosos

2.a Resistencia al esfuerzo cortante en discontinuidades

Prueba de corte directo. La resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades de un macizo rocoso es una característica mecánica fundamental que deben conocerse para fines de diseño de estructuras desplantadas en roca. La resistencia al esfuerzo cortante de la roca intacta es con mucho superior a la que se desarrolla a lo largo de discontinuidades, los problemas de deslizamientos y deformabilidad básicamente se presentan en las fracturas y sus rellenos.

Las características de resistencia al esfuerzo cortante de las masas rocosas, particularmente a lo largo de las discontinuidades pueden ser investigadas in situ por medio de pruebas de corte directo efectuadas en grandes superficies de roca.

La resistencia al corte de rocas anisotrópicas se debe determinar a lo largo de varios planos y direcciones con el objeto de tener información completa para el diseño. Las pruebas efectuadas sobre una misma discontinuidad del macizo rocoso se deben realizar a diferentes cargas normales para tener una estimación de su ángulo de fricción interna y de cohesión.

Las pruebas de corte directo a gran escala se realizan dentro de galerías donde las paredes sirven como puntos de reacción de los equipos hidráulicos.

Las muestras que pueden tener tamaño variable entre 40 x 40 cm hasta 70 x 70 cm son excavadas y encapsuladas en concreto para mantenerlas inalteradas. Se deja libre únicamente la superficie que será sometida a corte, el concreto permite tener superficies planas para la correcta aplicación de las cargas y apoyo de los gatos hidráulicos.

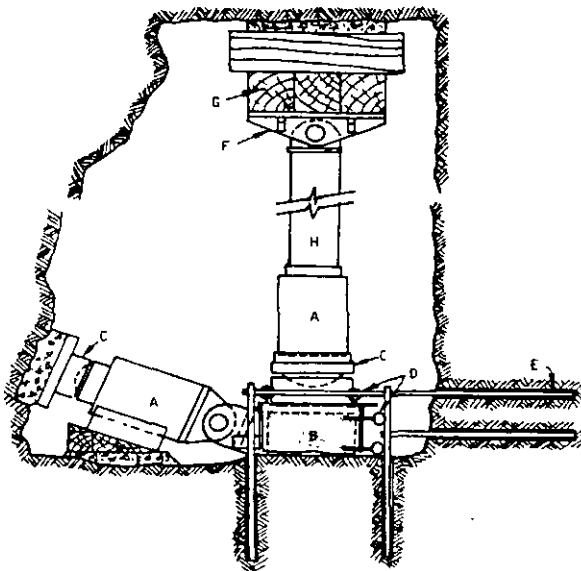


Figura 7 Equipo de prueba de corte directo

Durante la prueba, el esfuerzo normal permanece constante mientras que el tangencial se incrementa. Los desplazamientos normal y tangencial se registran conforme el esfuerzo tangencial se aplica. El desplazamiento tangencial total que se alcanza en la prueba depende del tamaño del bloque, generalmente se limita a un 5 % de la longitud de este, procurando que se haya alcanzado el valor del esfuerzo residual de la superficie.

La **resistencia máxima** al corte está definida por la ecuación:

$$\tau = \sigma \tan \phi_{\max} + c$$

Donde:

- τ es el esfuerzo resistente al corte
- σ es el esfuerzo normal al plano ensayado
- ϕ_{\max} es el ángulo de fricción máximo
- c es la cohesión

Cuando los desplazamientos tangenciales durante la prueba son grandes, se obtiene la **resistencia residual** del plano, donde la resistencia por cohesión del material ha desaparecido totalmente, entonces la ecuación de resistencia adquiere la forma siguiente:

$$\tau_{\text{res}} = \sigma \tan \phi_{\text{res}}$$

Donde:

- τ_{res} es el esfuerzo resistente al corte residual
- σ es el esfuerzo normal al plano ensayado
- ϕ_{res} es el ángulo de fricción residual

La influencia más importante de la presencia de agua en la discontinuidad es la reducción del esfuerzo cortante debido a la reducción del esfuerzo normal, entonces la ecuación adopta la forma:

$$\tau = (\sigma - u) \tan \phi_{\max} + c$$

Donde:

- τ es el esfuerzo resistente al corte
- σ es el esfuerzo normal al plano ensayado
- u es la presión del agua en la discontinuidad
- ϕ_{\max} es el ángulo de fricción máximo
- c es la cohesión

Dos aspectos que influyen notablemente la resistencia al corte es la rugosidad de la superficie del plano y la presencia de relleno. Para considerar el primer término en la resistencia al corte en la ecuación se incluye el ángulo i correspondiente a la inclinación de la rugosidad en la superficie de deslizamiento:

$$\tau = \sigma \tan (\phi + i)$$

El valor de i puede determinarse por procedimiento de campo fotográfico o bien, por medio de topografía de la superficie de deslizamiento.

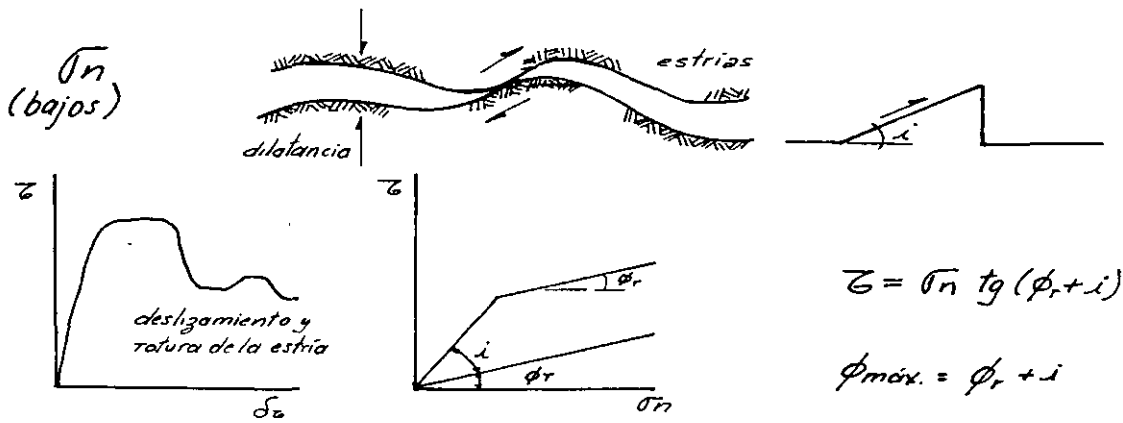


Fig 8 Deslizamiento sobre un plano rugoso con esfuerzo normal bajo. El valor de i es la pendiente de la estria.

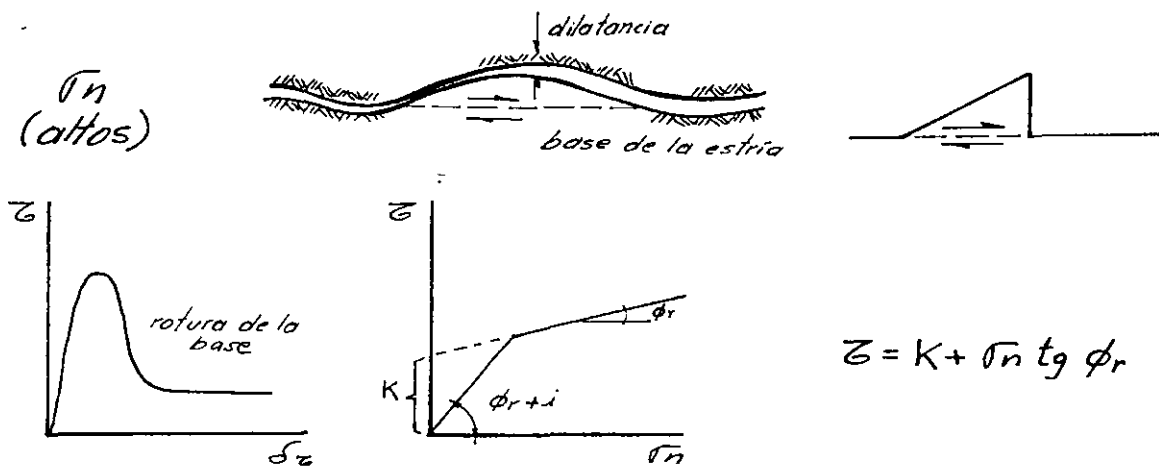


Fig. 9 Deslizamiento sobre un plano rugoso con esfuerzo normal alto.

En el caso de discontinuidades con relleno de espesor considerable, se supone que la resistencia al corte de la discontinuidad depende de la resistencia del propio material que forma el relleno. La determinación de esta resistencia se puede realizar por medio de pruebas de corte directo como se describió antes o bien, si el material es arcilloso y puede ser recuperado en muestras inalteradas, por medio de pruebas triaxiales en el laboratorio.

Sin embargo, este último procedimiento no es recomendable ya que la resistencia que se obtiene no corresponde a la dirección del plano de corte y los valores obtenidos con frecuencia son mayores.

En la Tabla 4 se anotan algunos valores del ángulo de fricción de materiales de relleno de fallas.

Tabla 4 ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA DE RELLENOS DE FALLA, OBTENIDOS DE PRUEBAS DE CORTE DIRECTO, Ref.5

M a t e r i a l	Angulo de fricción
Salvanda de arcilla	10 - 20
Calcita en zona de falla	20 - 27
Lutita con material de falla	14 - 22
Brecha dura	22 - 30
Roca compacta	40
Relleno duro de roca	38

En el ANEXO A se presentan varias tablas con datos obtenidos por diversos investigadores.

Aunque de una muestra solo se puede determinar una resistencia máxima, es posible obtener varios valores de resistencia residual a diferentes esfuerzos normales usando el mismo espécimen.

El número de determinaciones requeridas está influido por la incidencia de las discontinuidades. Como es raro que un problema de estabilidad esté predeterminado por una sola discontinuidad o plano de falla se requieren varias determinaciones para asegurar las variaciones en la resistencia de las distintas familias de discontinuidades. A veces, sin embargo, únicamente es necesario conocer el comportamiento de las superficies más débiles de una familia de fracturas del macizo rocoso.

Las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante se pueden realizar aplicando la carga tangencial, paralela al plano de falla o bien, inclinada respecto al plano de falla.

Prueba de torsión. El método de la prueba de corte por torsión, consiste en la aplicación de un torque a un prisma de roca cilíndrico que se ha aislado del resto del macizo rocoso por medio de una broca de diamante. El núcleo así preparado se mantiene unido en su base al resto de la masa. El núcleo se sujeta al equipo de prueba y se le aplica torsión. El ángulo de torsión y la carga aplicada en la falla se registran. La prueba da información de la cohesión, resistencia máxima al corte y residual de la superficie ensayada.

2.b Deformabilidad

La deformabilidad es uno de los parámetros más importantes que rigen el comportamiento de los macizos rocosos. Se expresa como un módulo que correlaciona el esfuerzo aplicado al terreno y la deformación resultante

Los macizos rocosos en donde el fracturamiento está presente casi siempre, no se comportan en forma elástica ante la acción de un esfuerzo. Generalmente, se producen deformaciones no recuperables o permanentes, debido a esto el término elástico no es aplicable para describir su comportamiento, por lo que se ha optado mejor por el de módulo de deformación.

Definición de Módulo de elasticidad o de Young: Es la relación del esfuerzo y su correspondiente deformación unitaria de un material abajo de su límite de proporcionalidad.

Definición de Módulo de Deformación: Es la relación del esfuerzo y su correspondiente deformación unitaria durante la aplicación de una carga sobre un macizo rocoso, incluyendo su comportamiento elástico e inelástico.

Ya que los macizos rocosos son medios discontinuos debido a la presencia de fallas, fracturas, planos de estratificación, cavidades naturales y otros defectos estructurales, es necesario realizar pruebas in situ que involucren el mayor volumen de roca que sea posible para obtener datos representativos del terreno.

Las pruebas realizadas en el laboratorio en roca intacta generalmente dan datos que difícilmente pueden ser utilizados para predecir el comportamiento de la masa de roca, por que los núcleos extraídos durante las exploraciones carecen de los defectos mayores existentes en el terreno.

En la ingeniería práctica, el módulo de deformabilidad se utiliza para calcular y diseñar las deformaciones en túneles y lumbreras, en los análisis de esfuerzos y deformaciones de las cimentaciones de presas rígidas, para el diseño de anclajes en roca y otras aplicaciones

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

Los métodos estáticos producen en el terreno mayor deformación que los dinámicos, debido a que los esfuerzos transmitidos son mayores, esto da como resultado, que los módulos de deformabilidad obtenidos, sean numéricamente menores que los obtenidos por métodos dinámicos, sin embargo, mediante estos últimos es posible involucrar un volumen de terreno mayor que con los métodos estáticos.

Se ha observado que la relación entre los módulos de deformabilidad obtenidos por métodos dinámicos y estáticos, varía entre 0.85 y 3, de acuerdo con los datos de un buen número de pruebas realizadas en el mundo. Obviamente esta variación tan grande obedece no sólo a la diversidad de los macizos rocosos ensayados, sino también al volumen de roca involucrado en la prueba.

$$E_D = (0.85 \text{ a } 3) E_E$$

La deformabilidad de los macizos rocosos depende de las características de las fallas y fracturas geológicas mayores que contienen, de las características de sus rellenos, de su espesor y de su posición en el espacio respecto a la dirección de la carga aplicada. El efecto de escala que se observa en la roca ensayada en el laboratorio se intensifica en la masa rocosa. Es importante entonces la elección del tipo de prueba para determinar la deformabilidad del terreno, sobre todo para procurar involucrar el volumen del terreno que de resultados representativos.

Las curvas esfuerzo - deformación que se muestran en la figura 10, obtenidas por medio de pruebas de placa son los casos representativos del comportamiento del terreno.

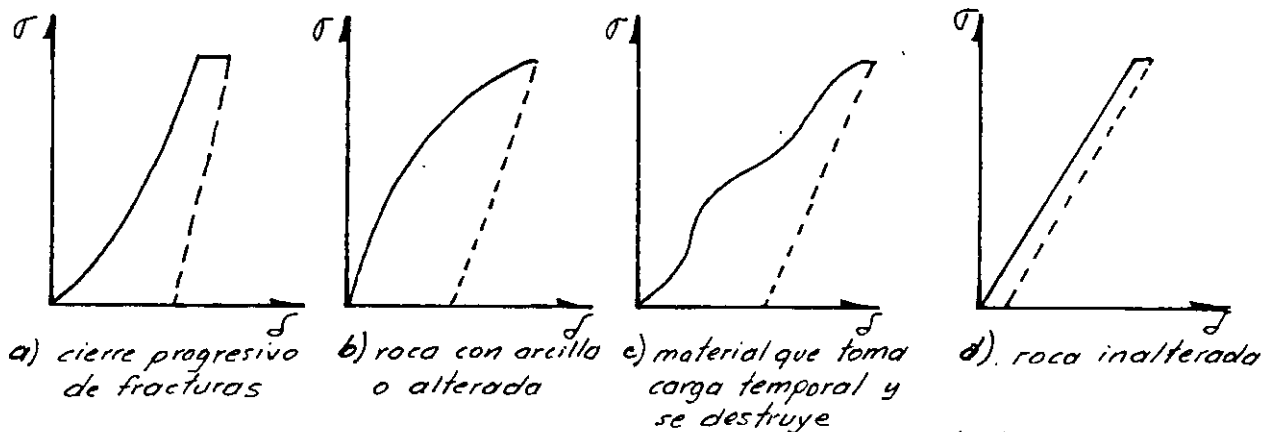


Figura 10 Curvas esfuerzo - deformación

La Fig. 10a representa el cierre progresivo de las fisuras del macizo rocoso al aumentar el esfuerzo, la curva ascendente de carga es cóncava hacia la izquierda mostrando la reducción de la deformación en la zona de mayor esfuerzo. La curva descendente de descarga generalmente deja un valor de deformación no recuperable.

En la figura 10b la curva representa una roca con arcilla o material blando con pocos sólidos, los cuales se trituran al incrementarse el esfuerzo.

La curva en la figura 10c representa un material que contiene arcillas y sólidos que toman carga temporalmente y posteriormente se trituran

La figura 10d representa el comportamiento de una roca prácticamente inalterada o con muy pocas fisuras, elástica, la deformación no recuperable es muy pequeña.

Algunos aspectos importantes de las rocas con relación a su deformabilidad son los siguientes:

- a) Cuando los sistemas de fracturamiento contienen arcilla como relleno o bien otro tipo de material blando, como pueden ser las capas delgadas de lutitas, se observa cierto grado de fluencia plástica o creep. La fluencia plástica representa una respuesta compleja de la relación esfuerzo - deformación, como un movimiento de la roca dependiente del tiempo

bajo una carga constante; en otras palabras es un fenómeno mecánico en donde la deformación se incrementa como una función del tiempo bajo un esfuerzo constante.

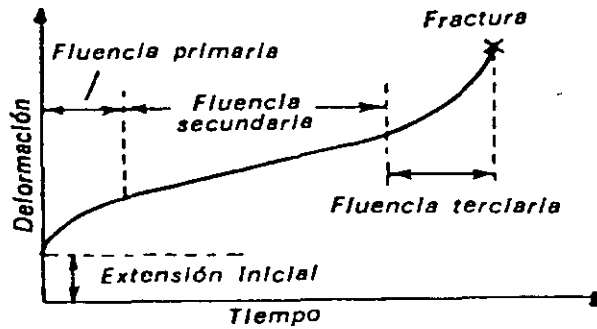


Figura 11 Curva general para la fluencia plástica (creep)

En la figura 11 se muestra una curva idealizada deformación - tiempo, de un cuerpo bajo carga constante.

Se pueden distinguir cuatro etapas principales de deformación:

- 1) Deformación elástica instantánea debido a la carga instantánea.
- 2) Fluencia primaria zona 1 con un rápido incremento de la deformación pero desacelerándose paulatinamente.
- 3) Fluencia secundaria. Zona 2 la deformación es menor pero con una variación constante.
- 4) Fluencia terciaria zona 3 acelerándose la deformación hasta llegar a la falla.

El flujo plástico en las rocas se representa a menudo con una curva idealizada como la mostrada antes, sin embargo, su comportamiento real no es muy semejante.

En las figuras 12a y b, se muestra la influencia que tiene el incremento de la temperatura y el esfuerzo confinante en las curvas de deformación - tiempo. Al aumentar ambos factores, la velocidad de deformación aumenta.

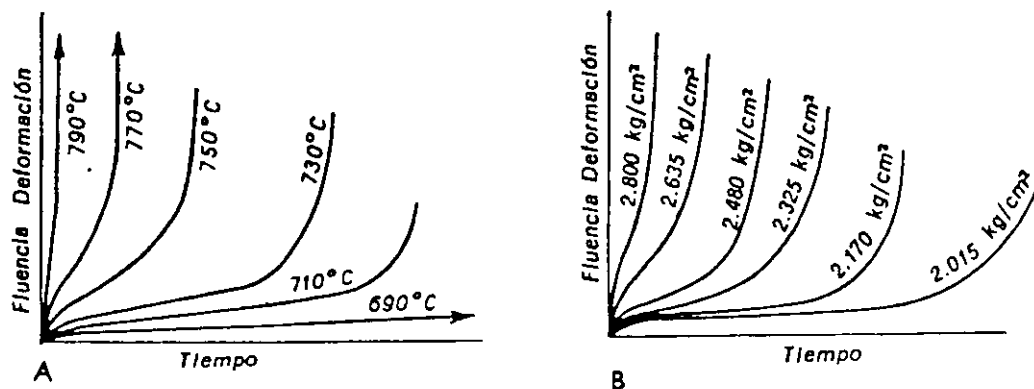


Figura 12 Influencia de la temperatura y el esfuerzo confinante en la deformación plástica de la roca

Hay varias teorías para explicar el flujo plástico en las rocas, se piensa que el flujo puede ocurrir únicamente bajo altos esfuerzos tectónicos y ciertas condiciones de temperatura o posiblemente bajo condiciones de carga dinámicas. En niveles bajos de esfuerzo y temperatura, el mecanismo de fluencia primaria parece estar influido por un deslizamiento a lo largo de los planos de debilidad preexistentes en la roca y por fracturamiento frágil y agrietamiento dentro de material. El microfisuramiento y agrietamiento de la roca producido por la fluencia puede ocurrir debido a la susceptibilidad de esta y de otros materiales a fallar por fatiga, cuando están sometidos a cargas cíclicas a bajos niveles de esfuerzos.

El mecanismo de ruptura por fluencia plástica puede comprenderse mejor por medio de las investigaciones realizadas por microsísmica las cuales indican que existe un periodo de movimiento acelerado que precede a la falla en las rocas in situ. Esto demuestra que hay una etapa terciaria de fluencia que es de mucho mayor duración que lo que demuestran los estudios realizados en laboratorio. Los periodos de perturbación microsísmica varían desde unas horas para el desprendimiento de rocas de algunas toneladas, hasta varias semanas para masas rocosas como el pilar de una mina.

- b) En pruebas de deformabilidad al aumentar la presión de contacto entre un ciclo y otro el módulo de deformabilidad aumenta indicando la compactación de la roca debido al cierre de las fisuras y trituración de las partículas sólidas. Las deformaciones en la curva de descarga se recuperan más en comparación con los anteriores ciclos.
- c) Las rocas muy compactas presentan histéresis muy baja.

Métodos Estáticos

Pruebas de Placa. Existen dos tipos de placa que pueden utilizarse para determinar la deformabilidad de una masa de roca, placa rígida y placa flexible.

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.

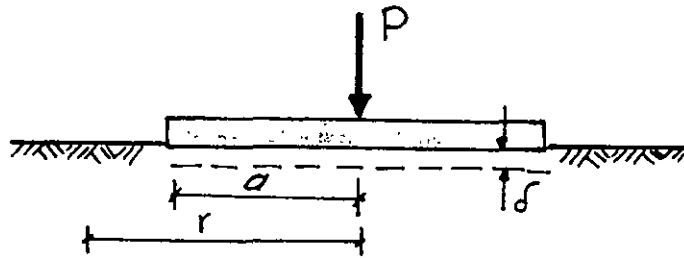


Figura 13 Placa rígida

Para una placa infinitamente rígida y considerando al medio rocoso homogéneo, isotrópico 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

El reducido tamaño de la placa rígida permite aplicar mayores presiones al terreno, sin embargo el volumen que se ve afectado por los esfuerzos es muy reducido por lo que los resultados son relativamente representativos de una masa rocosa.

La prueba de **placa flexible**, figura 14, 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.

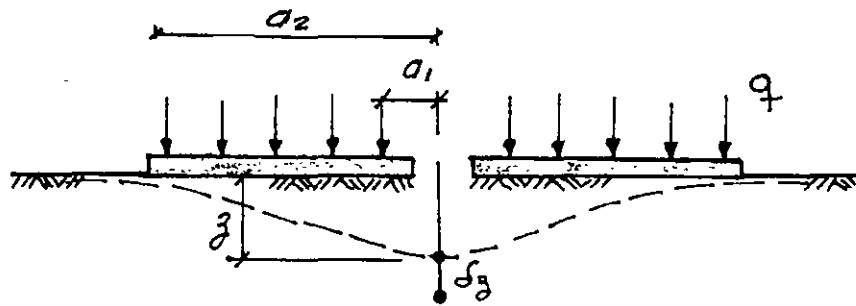


Figura 14 Prueba de placa flexible

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 :

- a₁ es el radio interior de la placa
- a₂ 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

La selección de uno u otro tipo de prueba depende del espaciamiento entre las discontinuidades, del espesor de alteración de la roca y de la heterogeneidad del medio. El sitio donde se realicen los ensayos deberá ser representativo del material sobre el que quedará apoyada la estructura.

Las pruebas se pueden realizar en superficie o bien en galerías de exploración lo cual permite realizar varios ensayos de placa a diferentes profundidades y con ello determinar la variación del módulo de deformabilidad con la profundidad.

Pruebas en Barrenos. Las pruebas se realizan utilizando un gato hidráulico que se introduce en el barreno, el cual permite evaluar la deformabilidad de la masa rocosa a diferentes profundidades sin que se requiera la excavación de galerías de acceso a esas zonas. Se aprovechan por lo general los barrenos de exploración en donde se han recuperado los núcleos de roca y se permite con ello ubicar las zonas de más interés para realizar la prueba.

El equipo está constituido por un gato con dos placas de acero curvas que se apoyan contra la pared del barreno en forma diametralmente opuesta. Las mediciones se realizan por medio de dos extensómetros eléctricos tipo LVTD que están instalados dentro del propio gato hidráulico. La señal eléctrica es conducida a la superficie por medio de cable y se registra en un puente tipo Weathstone.

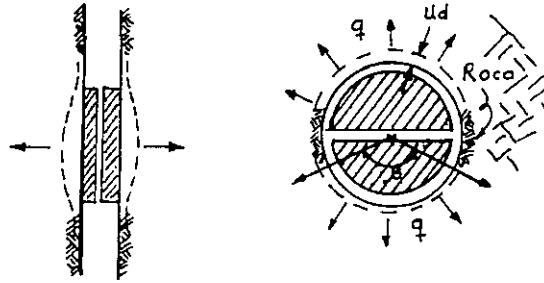


Figura 15 Prueba de deformabilidad en barrenos

La presión hidráulica aplicada al gato se transmite por medio de una manguera de alta presión que, en la superficie, está conectada a una bomba hidráulica y a un manómetro.

El módulo de deformabilidad se determina mediante la expresión:

$$E_E = \left\{ \Delta q / (\Delta U_d / d) \right\} \quad k f(\beta, \mu)$$

Donde:

Δq es la presión aplicada en las paredes de la perforación

ΔU_d es el desplazamiento diametral de las paredes

d es el diámetro de la perforación

k es una constante función del ángulo β y de la relación de Poisson

Con estos equipos existe el riesgo de generar fracturas de tensión en las paredes donde las zapatas no están en contacto, las grietas se forman de manera perpendicular a la aplicación de la carga.

Este método tiene la ventaja de que se pueden realizar varias pruebas en un mismo barreno y a diferentes profundidades y elaborar un estudio estadístico de la variación del módulo con la profundidad y tipo de roca ensayado. La principal desventaja es que el volumen de material involucrado es muy pequeño, ya que la longitud de apoyo de las placas es de menos de 25 cm

Prueba en galerías presurizadas. Este método requiere de aislar una cámara dentro de una galería colocando tapones de concreto en los extremos, figura 16. En caso de que la roca sea muy permeable, la cámara requerirá de un aislamiento o impermeabilización de sus paredes, tal como un recubrimiento de concreto o bien, membranas impermeables flexibles.

La cámara se instrumenta colocando micrómetros eléctricos para medir las divergencias o cambios diametrales, también se pueden instalar extensómetros tipo radial en la roca a diferentes profundidades.

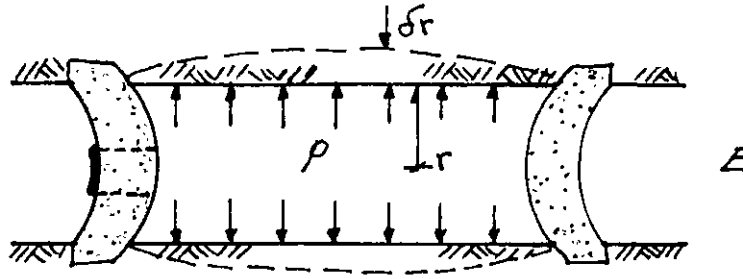


Figura 16 Esquema de la prueba en galería presurizada

La cámara se llena de agua y se aplica presión hidráulica registrando simultáneamente las deformaciones inducidas al terreno.

Para obtener el módulo de deformabilidad del terreno se emplea la ecuación:

$$E_E = (2 p r) / (\delta_d) (1 + \mu)$$

Donde:

- r es el radio interior de la galería
- p es la presión hidráulica aplicada
- δ_d es la deformación diametral
- μ es la relación de Poisson

La longitud de la galería debe ser mayor de 5 veces el diámetro. para reducir los errores provocados por las restricciones que imponen los tapones de concreto en los extremos. Se han ensayado túneles con diámetros de 1.5 m hasta 4.9 m y con una presión máxima de 5 kg/cm².

La ventaja de esta prueba es que involucra un volumen de masa rocosa muy grande y permite la medición de las deformaciones en varias direcciones, poniendo en evidencia su anisotropía. La principal desventaja es que es una prueba muy costosa.

Métodos Dinámicos

La determinación de las velocidades sísmicas del terreno es importante porque la velocidad de las ondas es controlada por la elasticidad y densidad de la roca. El módulo de deformabilidad y la relación de Poisson se pueden derivar a partir de las velocidades sísmicas si la densidad ρ y las velocidades V_p compresional y V_s de cortante se conocen. Se emplean las siguientes expresiones:

$$E_D = \rho V_p^2 \{ (1 + \mu) (1 - 2\mu) / (1 - \mu) \}$$

$$\text{ó } E_D = \rho 2 V_s^2 (1 + \mu)$$

$$\mu = \frac{1}{2} \left(\frac{V_P}{V_S} \right)^2 - 1$$

$$E_D = \rho V_s^2 \left\{ 3 \left(\frac{V_P}{V_S} \right)^2 - 4 \right\} / \left(\frac{V_P}{V_S} \right)^2 - 1$$

El módulo de deformabilidad dinámico corresponde al módulo tangente inicial de la curva esfuerzo deformación para una carga aplicada en forma instantánea, el cual generalmente es más mayor que los módulos obtenidos a partir de pruebas estáticas. La frecuencia y naturaleza de las discontinuidades en el sitio de estudio, son factores significativos que determinan la deformabilidad estática del macizo rocoso. Un macizo rocoso muy fracturado o intemperizado tendrá una velocidad compresional menor que uno sano. El efecto de las discontinuidades en una masa rocosa se puede estimar mediante la comparación de la velocidad de onda in-situ con la sónica de laboratorio, obtenida a partir de núcleos de roca intacta. La diferencia entre estas dos velocidades refleja la influencia de las discontinuidades en la masa de roca. Por ello la relación entre la velocidad compresional de campo V_{FP} y la velocidad sónica de laboratorio V_{LP} ha sido propuesta como un índice de calidad de roca.

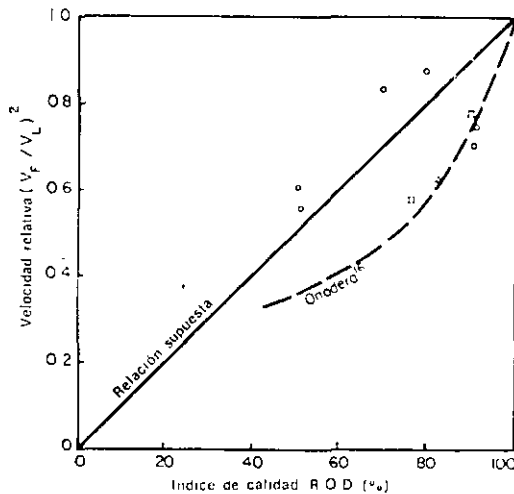


Figura 17 Correlación entre la velocidad relativa y el índice de calidad RQD
Ref. 2

Para masas rocosas de alta calidad, con solo algunas pequeñas discontinuidades esta relación de velocidades se acerca a la unidad, mientras que los valores inferiores a la unidad se registran en rocas que cada vez están más fracturadas o alteradas.

En la Tabla 5 se presentan valores típicos de velocidad de onda compresional en varios tipos de materiales.

TABLA 5 VELOCIDAD SONICA EN SUELOS Y ROCAS, Refs. 1 y 2

Material	Velocidad (m/s)
Suelo superficial	170 - 500
Arcilla	1000 - 2800
Arcilla arenosa	975 - 1160
Arcilla arenosa cementada	1160 - 1280
Limo	760
Aluvión	550 - 1000
Aluvión profundo	1100 - 2360
Depósito glacial	490 - 1700
Dunas	500
Loess	400 - 475
Arena seca	300
Arenisca	2400 - 4000
Lutita	1800 - 3800
Marga	3000 - 4700
Caliza	3000 - 5700
Granito	3000 - 5000
Basalto	4000 - 6000
Dolerita	4000 - 7000
Gabro	4000 - 7000
Mármol	3500 - 6000

2.c Permeabilidad

En los macizos rocosos la permeabilidad se determina por lo general, empleando los sondeos de exploración realizados en el sitio

La permeabilidad está controlada por el fracturamiento del terreno y por las características de este, en especial por los rellenos. La roca alterada próxima a la superficie da una permeabilidad menor que la roca más profunda, cuyas fracturas no están rellenas. Aunque en general estos materiales de relleno no evitan la circulación de agua a través de las fracturas, constituyen la causa principal de un comportamiento anormal o inexplicable durante los ensayos. La expulsión de los materiales de relleno puede ser un problema importante en las presas.

Para determinar la permeabilidad de una masa rocosa, se emplean las pruebas de agua tipo Lugeon y tipo Lefranc que describen enseguida.

Prueba 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/cm². La prueba se realiza como se indica a continuación

$$1 \text{ Lugeon} = 1 \text{ (litro / min / m) a la presión de } 10 \text{ kg/cm}^2$$

Las pruebas de permeabilidad tipo Lugeon se realizan en perforaciones de avance descendente y en tramos de 5 m de longitud. Una vez alcanzada la profundidad del tramo por probar, se hace un lavado cuidadoso del pozo empleando el varillaje de perforación.

La longitud de 5 m es tentativa, ya que puede variar por las condiciones que se encuentren al perforar, en especial cuando se aprecia pérdida de agua de la perforación por la presencia de fallas o fracturas importantes, donde conviene obtener información con mayor detalle

El tramo por ensayar queda aislado por medio de un obturador colocado en la parte superior y el fondo de la perforación. Para determinar la presión efectiva que se debe aplicar en cada tramo ensayado se usa la fórmula siguiente:

$$H_p = H_1 + H_2 - H_f$$

En donde.

H_p = carga correspondiente a la presión efectiva de prueba

H_1 = altura que corresponde a la presión marcada en el manómetro

H_2 = distancia vertical del manómetro al obturador

H_f = pérdida por fricción en el tubo alimentador desde el manómetro hasta el obturador

Cuando no exista nivel freático se toma H_2 como carga en kg/cm^2 para obtener H_p , en caso contrario se utilizará $H_2 - H_n$, donde H_n es la distancia vertical del manómetro al nivel freático.

En cada tramo se inicia la prueba inyectando agua limpia con incrementos de presión de 1 kg/cm^2 hasta alcanzar la presión de 10 kg/cm^2 . Apartir de este valor la presión se va reduciendo en decrementos de la misma magnitud

En cada incremento o decremento de presión se mide el gasto de agua ocurrido, la presión, en todos los casos, se mantiene el tiempo necesario para que el gasto registrado se estabilice, por lo general de 10 minutos.

Al terminar la prueba de un tramo se continúa con la perforación del siguiente y se realiza la prueba de permeabilidad en forma similar.

Los resultados se reportan en gráficas Presión(kg/cm^2) – Gasto(l/m/min). Se pueden obtener varios tipos de gráficas de acuerdo al comportamiento del terreno durante la prueba, figura 18.

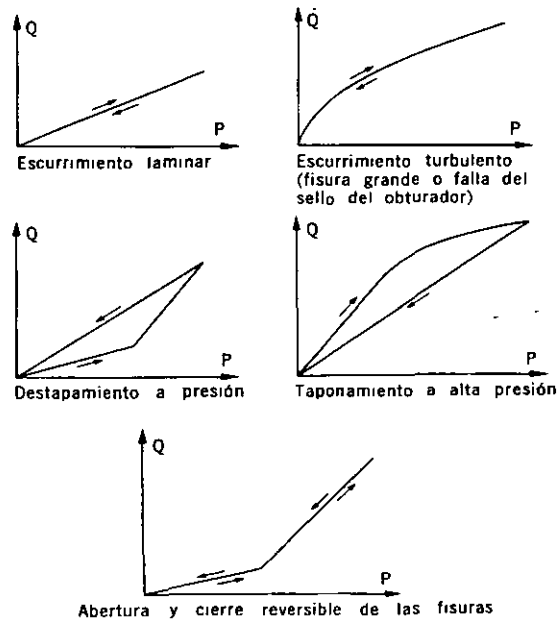


Figura 18 Gráficas Presión – Gasto de absorción de pruebas tipo Lugeon

Prueba tipo Lefranc. Se efectúan en suelos y en rocas muy alteradas o fracturadas. De acuerdo con la naturaleza del terreno, se pueden programar dos tipos: de flujo constante y de flujo variable, en los dos casos, las pruebas se realizan a medida que avanza la perforación.

Las **pruebas de flujo constante** consisten en determinar la permeabilidad de un tramo de la perforación inyectando o bombeando del pozo un caudal constante de agua, determinando la profundidad a la que se estabiliza el nivel del agua con ese caudal y haciendo varias observaciones al hacer variar éste.

La prueba con **inyección constante** se efectúa conforme que avanza la perforación, es decir, una vez que la perforación ha llegado a la profundidad de la parte inferior del tramo por probar.

La prueba se inicia vertiendo agua dentro de la perforación, calibrando con una válvula de control el gasto, hasta que el nivel se estabilice con una carga de 10 m medidos a partir del centro de la cámara filtrante. En ese instante se inicia a contar el tiempo de la prueba, que generalmente es de 10 minutos, tiempo en el que continuamente se comprueba, por medio de una sonda eléctrica, que no varíe el nivel del agua.

Terminado el tiempo de prueba, se tomará en el medidor el volumen inyectado. Para las siguientes observaciones se irá disminuyendo el caudal, con lo que los niveles estables irán bajando y en cada operación se tomará el tiempo y volumen inyectado.

La prueba con **bombeo de gasto constante** se efectúa en una cámara filtrante semejante a la anterior. La prueba se inicia bombeando agua de la perforación, calibrando la velocidad de la bomba hasta que el nivel se estabilice dentro del ademe del pozo, a no más de 10 m de la superficie del manto. En estas condiciones se inicia a contar el tiempo de la prueba,

generalmente de 10 minutos, comprobando periódicamente con la sonda eléctrica que el nivel estable no varíe.

Terminado el tiempo de observación, se toma la lectura en el medidor, del volumen bombeado. Para las siguientes observaciones se irá disminuyendo la aceleración de la bomba, con lo que los niveles estables irán subiendo y en cada operación se tomará el tiempo y el volumen bombeado.

Las pruebas de flujo variable se dividen en ensayos de ascenso y descenso.

El principio de la **prueba con ascenso** de la superficie del agua, consiste en ir determinando la velocidad con que varía el nivel dentro del tubo de ademe, habiendo extraído previamente, una columna de agua. Durante el tiempo que dure el ensayo no se extrae o agrega más agua.

La carga que se aplica para la prueba al extraer el agua de la perforación, no debe ser mayor de 10 m contados a partir de la superficie del nivel freático. La longitud del tramo probado no deberá ser mayor de 5 m o bien que la relación entre la longitud del tramo y el diámetro de la perforación sea igual o mayor de 5.

La prueba de permeabilidad de flujo variable **con descenso** de la superficie del agua, consiste en determinar la velocidad con que varía el nivel dentro del tubo de ademe, habiendo vertido previamente una columna de agua, sin que se agregue o extraiga líquido durante el tiempo que dure la prueba.

La carga máxima no debe ser mayor de 10 m a partir del centro de la cámara filtrante o del nivel freático. La longitud del tramo probado no deberá ser mayor de 5 m o bien que la relación entre la longitud del tramo y el diámetro de la perforación sea igual o mayor de 5

En la figura 19 se presentan los detalles de la prueba de permeabilidad tipo Lefranc de carga constante y carga variable con los factores de forma para las condiciones del tramo ensayado.

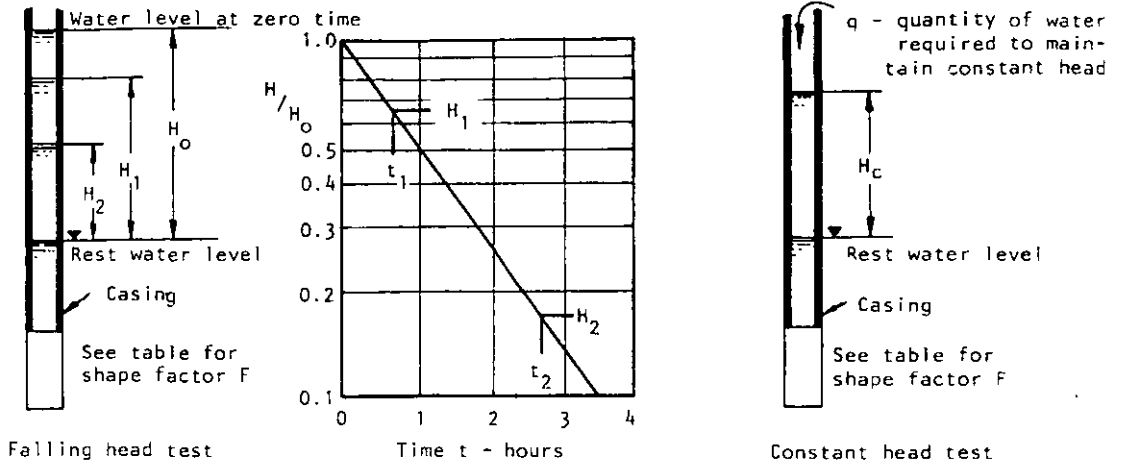
La permeabilidad k se determina con la ecuación:

$$Q = C k \Delta H.$$

Donde: C es un coeficiente que caracteriza la geometría del área de infiltración

Q es el gasto de inyección

ΔH es el valor de la sobre carga



End conditions		Shape factor F
	Casing flush with end of borehole in soil or rock of uniform permeability. Inside diameter of casing is d cms.	$F = 2.75d$
	Casing flush with boundary between impermeable and permeable strata. Inside diameter of casing is d cms.	$F = 2.0d$
	Borehole extended a distance L beyond the end of the casing. Borehole diameter is D .	$F = \frac{2\pi L}{\text{Log}_e (2L/D)}$ for $L > 4D$
	Borehole extended a distance L beyond the end of the casing in a stratified soil or rock mass with different horizontal and vertical permeabilities.	For determination of k_h : $F = \frac{2\pi L}{\text{Log}_e (2m L/D)}$ where $m = (k_h/k_v)^{1/2}$, $L > 4D$
	Borehole extended a distance L beyond the end of the casing which is flush with an impermeable boundary.	$F = \frac{2\pi L}{\text{Log}_e (4L/D)}$ for $L > 4D$

Fig. 19 Prueba de permeabilidad Lefranc, factores de forma para Diversas formas del tramo ensayado, Ref. 5

2.d Clasificación de Macizos Rocosos

Los sistemas de clasificación de macizos rocosos han evolucionado paulatinamente desde hace más de 100 años y desde sus inicios tuvieron el objetivo de ayudar al diseño empírico de túneles, especialmente a determinar el tipo y cantidad de soporte requerido.

En las últimas dos décadas se han realizado intentos por extender el uso de las clasificaciones a otros campos de la ingeniería civil, como las excavaciones a cielo abierto y las cimentaciones, sin embargo con muy poco éxito.

Las más recientes clasificaciones de macizos rocosos incluyen a casi todos los componentes de carácter geológico-ingenieril del terreno, sin embargo, cada una de ellas dá diferente énfasis a los parámetros que emplea, por ello es recomendable utilizar al menos dos sistemas de clasificación para evaluar un mismo sitio.

También, se han desarrollado correlaciones con las propiedades mecánicas de los macizos, como son su módulo de deformabilidad y resistencia al esfuerzo cortante. Probablemente en este punto se tengan mejores resultados con el tiempo, conforme se avance en los estudios de correlación entre los sistemas y las propiedades del terreno.

Las clasificaciones nunca podrán sustituir las pruebas de campo in-situ ni los procedimientos de diseño más elaborados que actualmente se emplean para las obras subterráneas, sin embargo son de mucha utilidad para la evaluación preliminar de un sitio, sobre todo durante las etapas iniciales del proyecto, donde se cuenta con poca información de detalle.

A continuación se presentan dos de las clasificaciones de macizos rocosos más empleadas en la actualidad:

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.

El sistema RMR se presenta en la tabla 7 en su versión del año 1989, en la cual se dan los valores de cada parámetro, estos valores se suman para dar la calificación RMR del macizo rocoso. Dependiendo del valor numérico RMR se tienen 5 clases que varían desde Roca Muy Pobre para valores inferiores a 21 hasta un máximo de 100 para la clase Roca Muy Buena.

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, J_n
3. Rugosidad de las fracturas, J_r
4. Alteración de las juntas, J_a
5. Condiciones del agua, J_w
6. Estado de esfuerzos, SRF

Q se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q = (RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \times (J_w/SRF)$$

La primera relación (RQD/J_n), representa la estructura del macizo rocoso, y es una medida muy burda del tamaño de partícula o bloque del que está formado.

La segunda relación (J_r/J_a), representa las características de rugosidad o fricción de las paredes de las fracturas o de los materiales de relleno. Las mejores condiciones del terreno se tienen cuando las paredes de las fracturas son rugosas y están en contacto directo, con poca o nada de alteración. Conforme estas condiciones cambian y las fracturas presentan separación, poca rugosidad, alteración y relleno, la resistencia del terreno disminuye y la deformabilidad aumenta.

La tercera relación (J_w/SRF), es un factor empírico que describe los esfuerzos activos. Consiste en dos parámetros de esfuerzos: J_w es una medida de la presión del agua que tiene un efecto adverso en la resistencia de las fracturas debido a la reducción del esfuerzo normal efectivo y, SRF es una medida de los esfuerzos alrededor de una excavación subterránea considerando la competencia o incompetencia de la roca para soportarlos.

La tabla 8 da la clasificación de los parámetros individuales usados para obtener el valor del índice Q

Las similitudes entre los dos sistemas de clasificación, RMR y Q, es debido a que usan parámetros idénticos o muy parecidos para calcular el valor final de la calidad del macizo rocoso.

Ambos sistemas relacionan a la geología con la geometría de la masa rocosa, pero de diferente forma, lo mismo ocurre al considerar las condiciones del agua en el subsuelo. La diferencia más grande entre estos dos sistemas es la falta de parámetro de esfuerzos en el RMR.

Cuando se emplea cualquiera de estos dos métodos, se puede hacer de dos formas. La primera, es para evaluar específicamente un macizo rocoso con los parámetros empleados en

los métodos de clasificación y segunda, es para caracterizar cuidadosamente el terreno y atribuirle, tiempo después, la calificación a cada parámetro.

El segundo método es más recomendable, puesto que da una total y completa descripción del macizo rocoso la cual puede ser fácilmente correlacionada o trasladada a otro sistema de clasificación.

Estimación del módulo de deformabilidad

El módulo de deformación de un macizo rocoso es un parámetro muy importante que representa su grado de rigidez debido a los materiales y discontinuidades que lo constituyen

Este parámetro es difícil y costoso de determinar por medio de pruebas de campo, por ello se ha desarrollado varios métodos para estimarlo basados en las clasificaciones de macizos rocosos.

La primera clasificación empleada para estimar el módulo de deformabilidad fue la de Deere et al. (1967) empleando el índice de calidad de la roca RQD, y que en la actualidad continúa usándose Deere y Deere (1988).

Bieniawski (1978), propuso la siguiente relación, con base en el análisis de varios casos historia:

$$E_m = 2 \text{ RMR} - 100$$

Serafim y Pereira (1983), basados en el análisis de varios casos historia en los que se incluyen cimentaciones de presas, en los que el módulo de deformabilidad se obtuvo mediante retroanálisis empleando mediciones de deformación, propusieron la siguiente relación:

$$E_m = 10^{(RMR-10)/40}$$

Barton et al. (1980) y (1992), y Grimstad y Barton (1993), propusieron la siguiente relación:

$$E_m = 25 \text{Log}_{10} Q \dots \dots \text{Ec. 15}$$

Las curvas definidas por estas ecuaciones se muestran en la figura 20, Hoek (1995), junto con los casos historia observados por Bieniawski (1978) y Serafim y Pereira (1983).

En esta figura se ve que la ecuación propuesta por Serafim y Pereira (1983) da un mejor ajuste a la mayoría de los casos registrados y tiene la ventaja de cubrir un rango más amplio de valores de RMR que las otras dos ecuaciones.

Resistencia al esfuerzo cortante

En la tabla 6, correspondiente con la clasificación de Bieniawski (1989), se proponen valores para el ángulo de fricción del macizo rocoso, con base en el valor RMR del terreno:

TABLA 6

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°

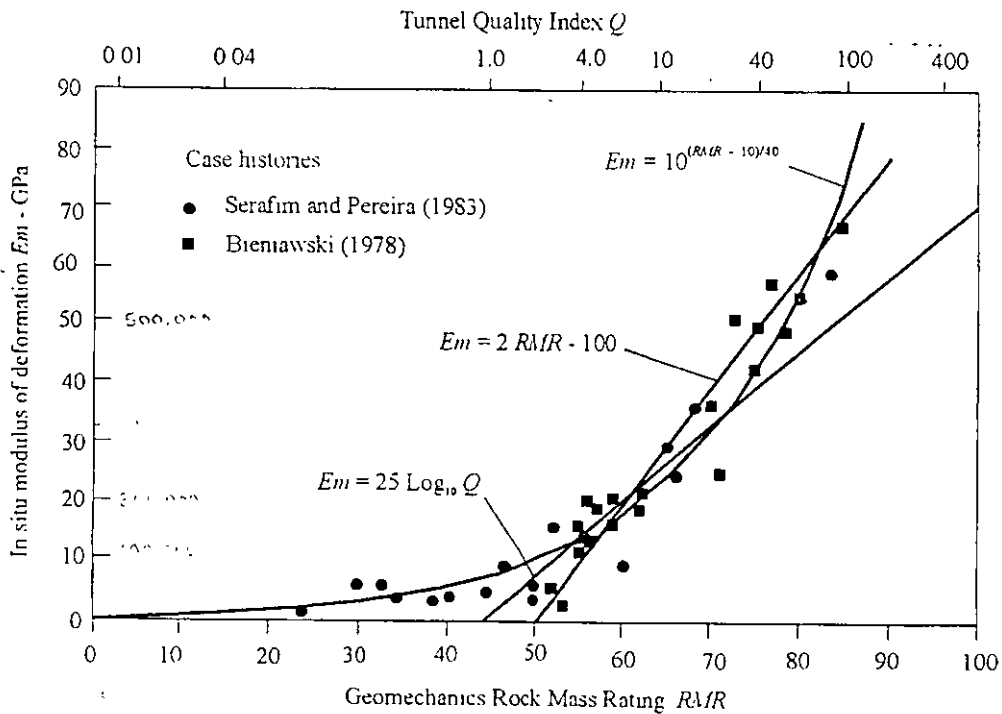


FIGURA NO. 20 Predicción del módulo de deformabilidad a partir de clasificaciones de masas rocosas

TABLA 7 Clasificación de Bieniawski

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
	Rating	15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality <i>RQD</i>	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	Slack-sided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
		Rating	30	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	Funnels & 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	Slack-sided			
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 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)

TABLA 8 Clasificación de Barton et al.

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	<i>RQD</i>	
A Very poor	0-25	1. Where <i>RQD</i> is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate <i>Q</i>
B. Poor	25-50	
C Fair	50-75	
D Good	75-90	2. <i>RQD</i> intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate
E Excellent	90-100	
2. JOINT SET NUMBER	J_n	
A. Massive, no or few joints	0.5-1.0	
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D Two joint sets	4	
E Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	1 For intersections use $(3.0 \times J_n)$
G. Three joint sets plus random	12	
H Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	2 For portals use $(2.0 \times J_n)$
J. Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r	
<i>a Rock wall contact</i>		
<i>b Rock wall contact before 10 cm shear</i>		
A Discontinuous joints	4	
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F Smooth, planar	1.0	
G Slickensided, planar	0.5	2 $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength
<i>c. No rock wall contact when sheared</i>		
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ_r degrees (approx)
<i>a Rock wall contact</i>		
A Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75	1 Values of ϕ_r , the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.
B Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25-35
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc	2.0	25-30
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	20-25
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1-2 mm or less in thickness)	4.0	8-16

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ degrees (approx)
<i>b</i> Rock wall contact before 10 cm shear		
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc	4.0	25-30
G Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16-24
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12-16
J Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick) Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0-12.0	6-12
<i>c. No rock wall contact when sheared</i>		
K Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0	
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0	
M conditions)	8.0-12.0	6-24
N Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0	
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0-13.0	
P & R. (see G H and J for clay conditions)	6.0-24.0	
5. JOINT WATER REDUCTION	J_w	approx. water pressure (kgf/cm ²)
A Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0
B Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0-2.5
C Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5-10.0
D Large inflow or high pressure	0.33	2.5-10.0
E Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2-0.1	> 10
F Exceptionally high inflow or pressure	0.1-0.05	> 10
6. STRESS REDUCTION FACTOR		<i>SRF</i>
<i>a</i> Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated		
A Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)		10.0
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)		5.0
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)		2.5
D Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)		7.5
E Single shear zone in competent rock (clay free) (depth of excavation < 50 m)		5.0
F Single shear zone in competent rock (clay free) (depth of excavation > 50 m)		2.5
G Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)		5.0
		1. Reduce these values of <i>SRF</i> by 25-50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation.
		2. Special problems caused by ice formation are not considered

DESCRIPTION			VALUE	NOTES
6. STRESS REDUCTION FACTOR			<i>SRF</i>	
<i>b. Competent rock, rock stress problems</i>				
	σ_1/σ_3	σ_1/σ_3		2 For strongly anisotropic virgin stress field
H Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5	(if measured) when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_1 to $0.8\sigma_1$ and σ_3 to $0.8\sigma_3$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_1 and σ_3 to $0.6\sigma_1$ and $0.6\sigma_3$, where σ_1 = unconfined compressive strength, and σ_3 = tensile strength (point load) and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses
J Medium stress	200-10	13-0.66	1.0	
K. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10-5	0.66-0.33	0.5-2	
L. Mild rockburst (massive rock)	5-2.5	0.33-0.16	5-10	
M Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10-20	3 Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest <i>SRF</i> increase from 2.5 to 5 for such cases (see H).
<i>c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure</i>				
N Mild squeezing rock pressure			5-10	
O. Heavy squeezing rock pressure			10-20	
<i>d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water</i>				
P Mild swelling rock pressure			5-10	
R. Heavy swelling rock pressure			10-15	

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES

When making estimates of the rock mass Quality (*Q*), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables.

1. When borehole core is unavailable, *RQD* can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to *RQD* for the case of clay-free rock masses: $RQD = 115 - 3.3 J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).

2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n .

3. The parameters J_s and J_u (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_s/J_u is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_s/J_u should be used when evaluating *Q*. The value of J_s/J_u should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.

4. When a rock mass contains clay, the factor *SRF* appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.

5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

ANEXO A

TABLAS CON VALORES DE ANGULO DE FRICCION Y COHESIÓN PARA DIVERSAS CARACTERISTICAS DEL TERRENO Y DE DISCONTINUIDADES

Appraisal of Stability Conditions in Rock Slopes

465

Table 16.6 BASIC FRICTION VALUES OF VARIOUS UNWEATHERED ROCKS OBTAINED FROM FLAT AND RESIDUAL SURFACES

Rock type	Moisture condition	Basic friction value		Reference
		ϕ	$\tan \phi$	
<i>A. Sedimentary Rocks</i>				
Sandstone	Dry	26-35	0.49-0.70	Patton 1966
Sandstone	Wet	25-33	0.47-0.65	Patton 1966
Sandstone	Wet	29	0.55	Ripley and Lee 1962
Sandstone	Dry	31-33	0.60-0.65	Krsmanovic 1967
Sandstone	Dry	32-34	0.62-0.67	Coulson 1972
Sandstone	Wet	31-34	0.60-0.67	Coulson 1972
Sandstone	Wet	33	0.65	Richards 1973
Shale	Wet	27	0.51	Ripley and Lee 1963
Siltstone	Wet	31	0.60	Ripley and Lee 1963
Siltstone	Dry	31-33	0.60-0.65	Coulson 1972
Siltstone	Wet	27-31	0.51-0.60	Coulson 1972
Conglomerate	Dry	35	0.70	Krsmanovic 1967
Chalk	Wet	30	0.58	Hutchinson 1972
Limestone	Dry	31-37	0.60-0.75	Coulson 1972
Limestone	Wet	27-35	0.51-0.70	Coulson 1972
<i>B. Igneous Rocks</i>				
Basalt	Dry	35-38	0.70-0.78	Coulson 1972
Basalt	Wet	31-36	0.60-0.73	Coulson 1972
Fine-grained granite	Dry	31-35	0.60-0.70	Coulson 1972
Fine-grained granite	Wet	29-31	0.55-0.60	Coulson 1972
Coarse-grained granite	Dry	31-35	0.60-0.70	Coulson 1972
Coarse-grained granite	Wet	31-33	0.60-0.65	Coulson 1972
Porphyry	Dry	31	0.60	Barton 1971
Porphyry	Wet	31	0.60	Barton 1971
Dolerite	Dry	36	0.72	Richards 1973
Dolerite	Wet	32	0.62	Richards 1973
<i>C. Metamorphic Rocks</i>				
Amphibolite	Dry	32	0.62	Wallace <i>et al</i> 1970
Gneiss	Dry	26-29	0.48-0.55	Coulson 1972
Gneiss	Wet	23-26	0.42-0.49	Coulson 1972
Slate	Dry	25-30	0.47-0.58	Barton 1971
Slate	Dry	30	0.58	Richards 1973
Slate	Wet	21	0.37	Richards 1973

Note This list of data has been compiled mainly from Barton⁸.

A more general empirical description of peak shear strength has been suggested by Barton⁸:

Table 9.7 Shear strengths of some alluvial materials (partly after Carson and Kirkby, 1972, but with additions)

Material	Gravel fraction	ϕ'	Test type cell or normal pressure (kgf cm^{-2})	Reference
Alluvium	0.7	41° – 44°	T 3.5–2.4	Lowe (1964)
Silty, sandy gravel	—	45°	T 0–7	Hall and Gordon (1963)
Glacial till	—	37°	T 0–7	Insley and Hillis (1965)
Penthrin Slate (granular)	Zero	passing B.S. 72 sieve retained B.S. 100 sieve $\phi'_p = 47^\circ$ $\phi'_t = 40^\circ$	D 1.4–8.5	Attewell and Sandford (1974a)
		passing B.S. 7 sieve retained B.S. 14 sieve $\phi'_p = 49^\circ$ $\phi'_t = 39^\circ$	D 0.7–8.5	Attewell and Sandford (1974a)
Exmoor Slate	0.57	44°	D 0–0.2	Carson and Petley (1970)
Shale grit	0.4–0.6	43°	D 0–0.2	Carson and Petley (1970)
Fluvial, glacial, talus, etc.	0.6–0.8	37°	T 0–4	Pellegrino (1965)
Sandy clay (volcanic)	35% sand	38°	D —	Wallace (1973)
	45% sand	29°		

Note. T = Triaxial test, D = Direct shear test.

Table 9.8 Shear strengths of some residual soils and weathered rocks (partly after Deere and Patton, 1971 but with additions)

Parent rock	Degree of weathering	Strength parameters (cohesion in kN m^{-2})	Test	Reference
Gneiss	Decomposed (fault zone) Very decomposed Partly decomposed Unweathered	$c_u = 150, \phi = 27^\circ$ $c_u = 400, \phi = 29^\circ$ $c_u = 850, \phi = 35^\circ$ $c_u = 1250, \phi = 60^\circ$	Direct shear on concrete rock interface	Evdokimov and Chiracov (1966)

Gneiss (micaceous)	Muram (Zone 1B) Decomposed rock	$c_u = 60, \phi = 27^\circ$ $c_u = 30, \phi = 37^\circ$	Direct shear	Gruner and Gruner (1953)
Schist	Partly weathered (Zone 1C)	$c'_t = 50, \phi = 15^\circ, \phi'_t = 15^\circ$ $c'_t = 70, \phi = 18^\circ, \phi'_t = 21^\circ$	50% sat 100% sat. consol. undrained	Sowers (1963)
Granite	Weathered (Zone 11B) Partly weathered (11B) Sound (Zone 111)	$c = 0, \phi_r = 26$ – 33° $c = 0, \phi_r = 27$ – 31° $c = 0, \phi_r = 29$ – 32°	Direct shear	L.N.E.C. (1965)
Granite	Decomposed (fine-grained) Decomposed (coarse-grained) Decomposed (remoulded)	$c' = 0, \phi' = 25$ – 34° $c' = 0, \phi' = 36$ – 38° $c' = 0, \phi' = 22$ – 40°	Drained triaxial	Lumb (1962)
Keuper Marl	Highly weathered Partly weathered Unweathered	$c'_t \leq 10, \phi'_t = 25$ – $32^\circ, \phi_r = 18$ – 24° $c'_t \leq 10, \phi'_t = 32$ – $42^\circ, \phi_r = 22$ – 29° $c'_t \leq 30, \phi'_t = 40^\circ, \phi_r = 23$ – 32°	Drained and consol triaxial	Chandler (1969)
London Clay	Unweathered Weathered (brown)	$c'_t = 7$ – $33, \phi'_t = 19$ – $23^\circ, \phi'_r = 9.5^\circ$ $\phi'_t = 14^\circ$ $\phi'_r = 10.5^\circ$ $c'_t = 15, \phi'_t = 20^\circ$	Direct shear Ring shear Direct shear	Bishop (1972) Marsland (1972b) Bishop <i>et al.</i> (1971) Skempton (1964)
Upper Lias Clay	Weathered	$c'_t = 1.5, \phi'_t = 9^\circ$	Ring shear	Chandler <i>et al.</i> (1973)
Siltstone	Weathered	$c'_p = 160, \phi'_p = 43.5^\circ$	Triaxial	Taylor and Spears (1972)
Dark shale	Weathered	$c'_p = 0, \phi'_p = 26^\circ$	Triaxial	
Seatearth	Weathered	$c'_p = 173, \phi'_p = 39^\circ$	Triaxial	
	Weathered	$c'_p = 24, \phi'_p = 31^\circ, c'_t = 12, \phi'_t = 17.5^\circ$	Direct shear	

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			
	Triaxial tests	0.6-1.0	9-13			Sinclair and Brooker ¹¹¹
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	0.11-0.13	16	0	11-11.5	Stimpson and Walton ¹¹⁴
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, PI = 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 Sapegin ¹¹⁸
Greywacke	1-2mm clay in bedding planes			0	21	Drozd 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	7.5-11.5			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	3.8	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			

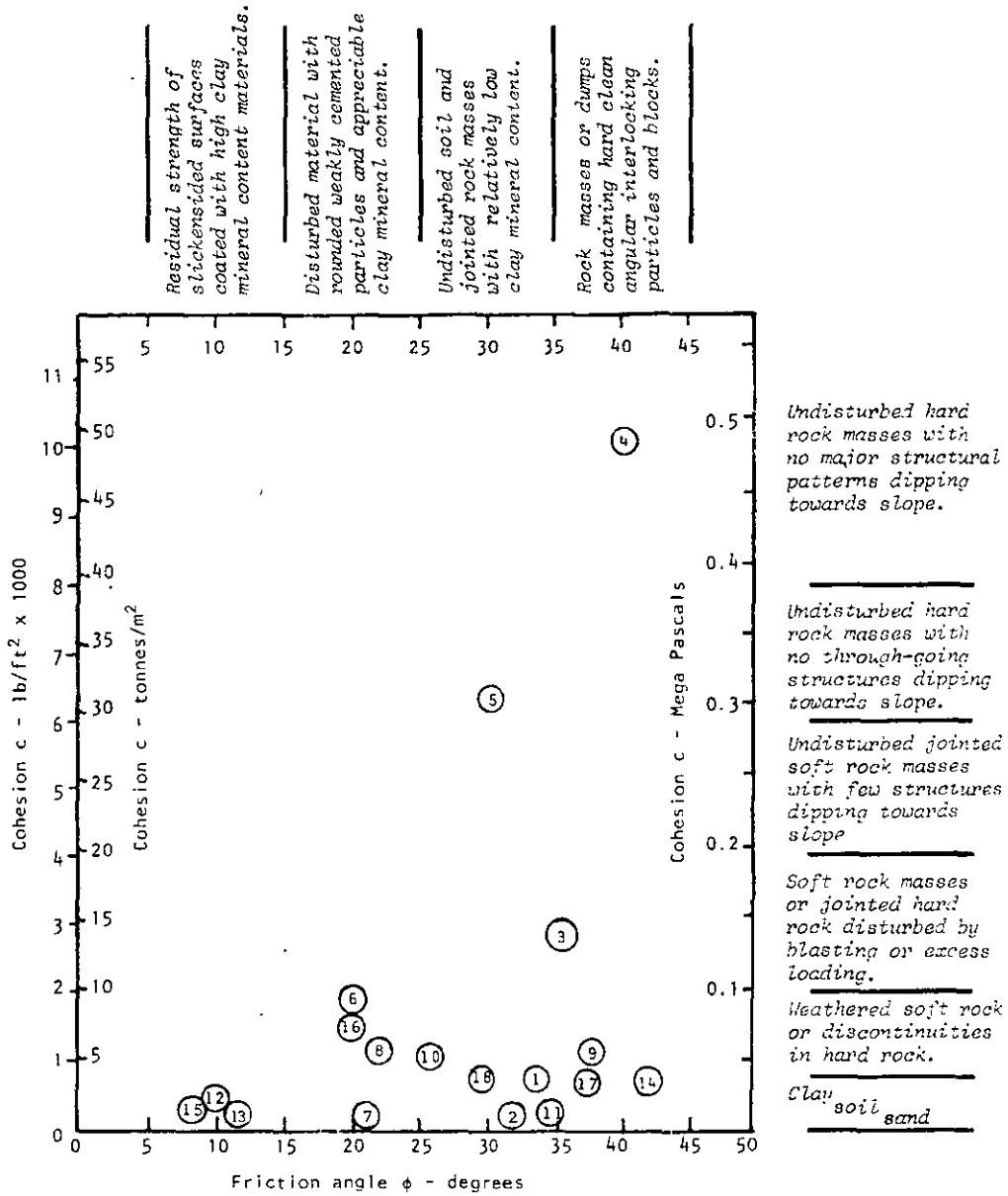


Figure 43 : Relationship between the friction angles and cohesive strengths mobilised at failure for the slope failure analyses listed in Table IV.

Referencias

- 1 - Attewell, P. B., and Farmer, I. W., Principles of engineering geology. John Wiley & Sons, Inc. 1976
- 2 - Stagg, K. G y Zienkiewicz, O. C., Mecánica de rocas en la ingeniería práctica. Ed. Blume, 1968.
- 3.- Bell, F G., Foundation engineering in difficult ground. Newnes-Butterworths. 1978
- 4.- Underwood, L B., Clasification and identification of shales, ASCE Soil Mechanics Foundation Engineering Div., 93, No.SM6, 97-116. 1967
- 5.- Hoek, E. and Bray, J., Rock slope engineering. The Institution of Mining and Metallurgy, London. 1981.
- 6.- Barton, N.R., Lien, R. y Lunde, J., 1974, Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics 6(4), 189- 239.
- 7.- Bieniawski, Z.T., 1976, Rock mass classification in rock engineering, en Exploration for rock engineering, proc. of the symp., (ed. Z.T. Bieniawski) 1, 97-106. Cape Town:Balkema.
- 8.- Bieniawski, Z.T., 1978, Determining rock mass deformability - experiences from case histories. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 15, 237-247.
- 9 - Deere, D.U. y Deere, D.W., 1988, The rock quality designation (RQD) index in practice En Rock classification systems for engineering purposes, (de. L. Kirkaldie), ASTM Special Publication 984, 91-101. Philadelphia: Am. Soc. Test Mat.
- 10.- Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D. y Cording, E.J., 1967, Design of surface and near surface constructuin y in rock. En Failure and breakage of rock, proc. 8th U.S. symp. rock mech., (de. C. Fairhurst), 237-302. New York: Soc. Min. Engrs, Am. Inst. Min. Metall. Petrolm Engrs.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

TEMA II



EXCAVACIONES SUBTERRANEAS EN ROCA

Ing. Sergio R. Herrera Castañeda

EXCAVACIONES SUBTERRANEAS EN ROCA

TEMARIO

Geología de túneles

Propiedades de las rocas y de los macizos rocosos
Clasificaciones geomecánicas

Influencia del agua subterránea

Análisis de esfuerzos

Análisis del control estructural en la estabilidad

Determinación de la carga de roca

Diseño del soporte y tratamiento del terreno

Marcos de acero

Concreto lanzado

Anclajes

Drenaje

Inyecciones

Revestimientos temporal y definitivo

Procedimientos de excavación

GEOLOGIA DE TUNELES

Ing. Sergio R. Herrera Castañeda

Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

INTRODUCCIÓN

Un túnel es la obra de ingeniería que más demanda del conocimiento geológico del terreno para ser construida en forma segura, económica y dentro del programa de tiempo en el que se tiene previsto. A mayor grado de complejidad geológica del sitio y profundidad a la que se ubique la obra, mayor es la incertidumbre en el pronóstico los problemas geológicos esperados, por ello al cantidad de estudios de campo y el grado de detalle de los mismos debe ser también mayor.

Sin duda alguna, uno de los factores que causa mayor retraso en la construcción e incremento en el costo de una obra subterránea es el de las **sorpresas geológicas**. Estas representarán condiciones que no fueron previstas en los programas de construcción y que afectan directamente en el procedimiento excavación, de aprovisionamiento de equipos y de sistemas de soporte o bombeo, según sea el caso.

Los problemas de estabilidad, comportamiento e inclusive la falla de un túnel, ya sea excavado en suelos o en roca, estarán relacionados con las propiedades mecánicas e hidráulicas del terreno donde se realizará la excavación.

La falla puede ocurrir por baja resistencia al esfuerzo cortante del terreno el cual está sometido a un estado de esfuerzos inducido por la excavación. Esta baja resistencia se puede deber al grado de alteración en que se encuentra la roca o a la resistencia propia del depósito, sobre todo cuando se trata de materiales poco consolidados y ó cementados.

También puede ocurrir la falla por la presencia de discontinuidades como fallas o fracturas que al interseptarse formarán bloques con salida potencial hacia la excavación, ya sea en forma de cuñas o incluso de bloques que deslizarán en forma de falla plana. Este tipo de falla es más típico de túneles excavados en roca.

Un problema muy frecuente que se presenta durante la excavación de un túnel es debido al flujo de agua. Los túneles funcionan como un gran drén dentro de la masa, lo que provoca desde simples escurrimientos hasta filtraciones de agua a alta presión que salen de una falla a varios cientos de litros por segundo, dificultando el avance y el procedimiento de excavación inicialmente establecido. La presencia del agua está asociada al tipo o tipos litologías que cruzará el túnel y a la estructura en que éstas están dispuesta, mejor conocida como geología estructural del terreno. Cada tipo de roca tiene estructuras geológicas particulares.

Las características de las discontinuidades, como su orientación y persistencia, así como el grado de alteración en ellas o en la roca misma, son factores que rigen la estabilidad del terreno. Para prever y programar la mejor solución estos problemas, el conocimiento geológico del sitio con suficiente detalle es imprescindible.

La construcción de obras subterráneas requiere de la **Ingeniería Geológica**, disciplina que se encarga de los aspectos geológicos relacionados o aplicados en las obras de ingeniería.

Los estudio de la Ingeniería Geológica para una obra subterránea se aplican en las etapas de estudios preliminares, durante el diseño y finalmente durante la construcción. Por supuesto que el grado de profundidad, tipo y método de exploración empleado en cada caso es diferente, dependiendo de la etapa, características geométricas del túnel y topografía del sitio.

ASPECTOS GEOLÓGICOS DE IMPORTANCIA

LITOLOGÍA

Los problemas que se presentan durante la construcción de un túnel depende en gran medida del tipo de suelo o roca en que se realiza la excavación. Éstos problemas se pueden clasificar en tres clases principalmente: los producidos por baja resistencia al esfuerzo cortante, los provocados por alta deformabilidad y los que se generan por alta permeabilidad del terreno cuando la excavación se realiza bajo el nivel de aguas freáticas

Cualesquiera de estos problemas pueden estar presentes, ya sea en forma individual o combinados, dependiendo del tipo de suelo o la litología o litologías presentes y del grado de fracturamiento del terreno.

Los suelos se clasifican en dos grandes grupos: residuales y transportados, mientras que las rocas se clasifican en ígneas, sedimentarias y metamórficas.

Rocas ígneas intrusivas

Las rocas ígneas intrusivas se caracterizan por su textura granular, estructura masiva y composición relativamente homogénea. En estado inalterado son esencialmente resistentes y durables, con suficiente capacidad para soportar cualquier carga que le sea transmitida.

En algunas ocasiones sin embargo, pueden estar fuertemente afectadas por alteración meteórica o por ataque químico de fluidos hidrotermales, sobre todo en zonas fracturadas y a profundidad, lo que ocurre con frecuencia en rocas tales como el granito, la diorita y los gabros. En zonas muy fracturadas la roca puede llegar a estar muy alterada al grado de ser un material granular constituido por arena y arcilla.

En las regiones húmedas tropicales, los valles formados en granito están cubiertos por suelos residuales que pueden alcanzar profundidades de más de cuarenta metros de espesor. La roca sana se encuentra solo a profundidades mayores y el cambio generalmente es transicional, lo que puede acarrear sorpresas y dificultades durante la excavación del túnel.

En estos sitios, es necesario determinar la profundidad de intemperismo y las propiedades ingenieriles de los productos alterados. El producto de la alteración de las rocas intrusivas tiene un alto contenido de arcilla. La mineralogía de la arcilla depende de la composición original de la roca. En el caso de los granitos generalmente la arcilla es de tipo caolinítico, mientras que en la diorita y el gabro suele ser montmorillonítico, con características expansivas que pueden inducir alta presión sobre los ademes o revestimiento del túnel.

Los granitos al alterarse producen un material arenoso constituido por granos de cuarzo, ortoclasa alterada y mica empacados en arcilla de baja plasticidad (caolín) y con permeabilidad comparable a la de una arena de grano medio

Las fracturas en las rocas intrusivas a menudo son bastantes regulares en dos o más familias que se interceptan y que poseen fuerte buzamiento. Las juntas de exfoliación en los granitos, tienden a ser aproximadamente paralelas a la superficie topográfica, siendo un elemento débil en la laderas y en la estabilidad de emportalamiento del túnel

Es frecuente que las rocas intrusivas en forma de dique, estén alteradas aún a mucha profundidad, a veces por intemperismo y en otras ocasiones por hidrotermalismo. Esta alteración se presenta a partir del contacto con la roca encajonante y alcanza espesores que van desde unos cuantos centímetros hasta el espesor total del cuerpo ígneo. El producto de dicha alteración generalmente es arcilla.



Dique de diorita con intenso fracturamiento normal al plano del intrusivo y contactos alterados a arcilla

Rocas ígneas extrusivas.

La edad es el principal factor que influye en las propiedades mecánicas e hidráulicas de las rocas ígneas extrusivas. Los depósitos de lavas y rocas piroclásticas mejoran sus propiedades a través del tiempo geológico debido a la acción de los procesos de cementación y compactación, los cuales van modificando su textura y estructura originales.

Los depósitos volcánicos de edad geológica **reciente** han demostrado ser bastante engañosos, porque presentan propiedades mecánicas y estructurales que no pueden ser generalizadas a todo el depósito. A menudo, forman secuencias anisotrópicas muy marcadas, en las cuales las lavas, piroclastos y flujos de lodo se encuentran intercalados en forma errática y pueden originar problemas de frentes mixtos durante la excavación del túnel, deslizamientos en los emportalamientos o bien filtraciones importantes a través de los contactos y capas débiles.



Derrame de riolita con estructura columnar sobreyaciendo a tobas de menor resistencia

Los derrames también pudieron cubrir ríos con sus depósitos de grava y arena, denominados paleocauces, que al quedar sepultados a profundidad pueden ser cortados por la excavación del túnel

con entrada violenta en forma de flujo de material suelto, sobre todo si existe agua almacenada en el depósito de grava - arena, por su mayor permeabilidad.

Durante los periodos prolongados de inactividad volcánica, el intemperismo produce suelos que después son cubiertos por otros derrames de lava, estos suelos poseen generalmente baja resistencia al esfuerzo cortante.

Los derrames de lava pueden ser de espesor delgado o bien muy irregulares. Por lo general, tienen patrones bien desarrollados de diaclasas poligonales de enfriamiento, textura vesicular y también pueden contener conductos, cavidades y aún cavernas en su interior.

Los derrames de basalto con frecuencia tienen fracturamiento o diaclasas de enfriamiento que favorecen la entrada de agua pluvial al túnel.

Las rocas piroclásticas presentan una amplia variación de resistencia y permeabilidad. Su comportamiento mucho depende del grado de cementación, por ejemplo, las brechas volcánicas pueden poseer una buena resistencia para soportar grandes cargas y también poseer baja permeabilidad, en contraste las tobas y las cenizas volcánicas invariablemente son de baja resistencia y a menudo de alta permeabilidad. Las cenizas volcánicas que nunca han estado saturadas son materiales metaestables y exhiben un decremento importante en su relación de vacíos cuando se humedecen. Las tobas y cenizas volcánicas con mucha frecuencia están asociadas a problemas de deslizamientos de laderas. En especial las tobas de origen basáltico por su alto contenido de montmorillonita son rocas con un alto potencial de expansión

Las brechas y tobas se depositan formando capas o pseudoestratos. En esta estructura pseudoestratificada, los planos son bastante irregulares, su continuidad es difícil de asegurar y entre una capa y otra, suelen encontrarse suelos fósiles que representan capas débiles y de alta permeabilidad. Cuando una lava se enfría rápidamente, se produce una roca vítrea, como la obsidiana, el vidrio es un material metaestable y con frecuencia se altera más rápido que otras rocas volcánicas que la cubren, formando paquetes de material débil y erosionable.



Depósito de tobas pseudoestratificadas de alta resistencia

Los problemas que presentan las rocas ígneas extrusivas **antiguas** generalmente están asociados al grado de fracturamiento y alteración meteórica que presentan.

Por lo general, la resistencia a la compresión uniaxial en andesitas y riolitas es elevada, mayor de 500 kg/cm^2 y en algunos basaltos sanos pueden tenerse resistencias hasta de 2000 kg/cm^2

Rocas sedimentarias

Las rocas sedimentarias que más abundan son las de textura clástica y cristalina. Al primer grupo pertenecen los conglomerados, areniscas, limolitas y lutitas, mientras que al segundo las calizas, dolomías y de origen evaporítico que contienen cantidades importantes de minerales como el yeso, halita y calcita.

Con relación a los **conglomerados y areniscas** sus propiedades mecánicas dependen de varios factores como son: cantidad de cementante o matriz que contienen, porosidad, composición mineralógica de los clastos, grado de compactación y alteración de la roca, contenido de agua y la edad de la roca. Las rocas recientes poseen menor resistencia mecánica que las antiguas, el tiempo mejora las propiedades mecánicas de estos depósitos permitiendo que los procesos de litificación como son la compactación y cementación actúen sobre los sedimentos.

Los problemas que presentan las rocas areniscas en las obras de ingeniería están generalmente asociados a la intensidad de fracturamiento y plegamiento a que fueron sometidas y a la presencia de los planos de estratificación.



Areniscas en estratos delgados

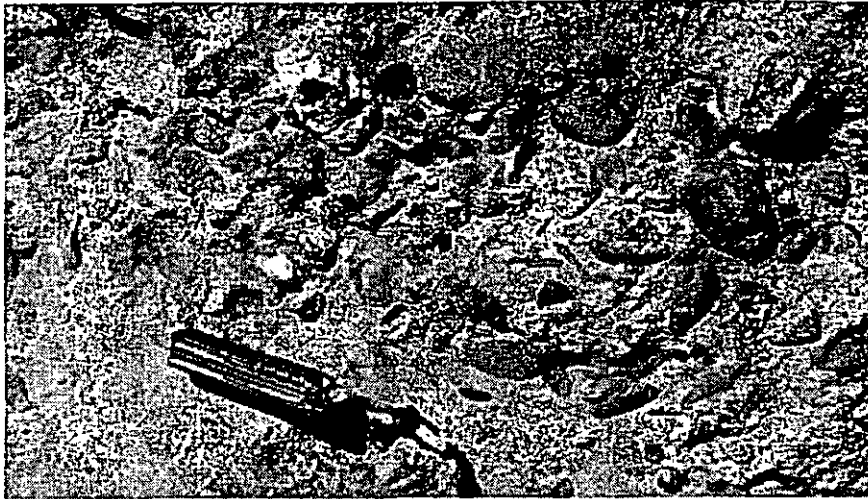
Con frecuencia las areniscas se encuentran interestratificadas con lutitas, las cuales poseen baja resistencia al esfuerzo cortante y alta deformabilidad.

En rocas areniscas jóvenes se puede presentar el fenómeno de tubificación cuando la cantidad de cementante y el grado de compactación son bajos. También, son susceptibles de disgregación y fácil alteración meteórica, poseen baja resistencia a la compresión y son deformables.

La permeabilidad en las areniscas y conglomerados es de tipo secundario, esto es, debido al fracturamiento que poseen. La resistencia mecánica de estas rocas varía dependiendo de los factores anotados con antes, hay areniscas y conglomerados recientes con resistencia a la compresión desde 20 a 25 kg/cm² hasta rocas de edad triásica que alcanzan los 1800 kg/cm².

Las areniscas pueden variar de micáceas finamente laminadas hasta variedades de estratificación gruesa. Más aún, pueden presentar estratificación cruzada.

Los conglomerados pueden estar constituidos por fragmentos de un solo tipo de litología (oligomícticos) o por fragmentos de diversas litologías (polimícticos).



Conglomerado con matriz areno arcillosa

Con excepción de las variedades arcillosas, las areniscas y conglomerados antiguos no son de fácil alteración. El peso volumétrico y especialmente la porosidad, están influenciados por la cantidad de cementante o de matriz que ocupa los poros. La resistencia a la compresión depende de su porosidad, cantidad y tipo de cementante o matriz y de la composición mineralógica de los granos individuales. El agua en los poros juega un papel muy significativo en sus características de deformación así como en su resistencia a la compresión. La resistencia en seco se puede reducir de 30 a 60% al saturarse la roca.

Con frecuencia las capas de arenisca y lutita están interestratificadas, los túneles excavados en estas secuencias pueden dar problemas por baja resistencia al corte, fisilidad, deformación ó expansión, la magnitud de estos problemas depende de las características mineralógicas y de cementación de las capas de lutita.

Las areniscas mal cementadas son disgregables y erosionables cuando están sometidas a filtración de agua con fuerte gasto y alta presión, en algunos casos la excavación se ha visto invadida por un flujo de lodo proveniente de estas rocas cuando la excavación se efectúa abajo del nivel freático

Las **lutitas y limolitas** son rocas constituidas por sedimentos de grano fino, arcillas y limos respectivamente. No hay una clara distinción entre las lutitas y las limolitas cuando están juntas, sin embargo las lutitas se caracterizan por su laminación.

Las lutitas pueden contener apreciables cantidades de carbonato de tal forma, que pasan a clasificarse como lutitas calcáreas o bien hasta calizas arcillosas.

Las lutitas carbonosas se formaron lentamente bajo condiciones anaeróbicas y son ricas en compuestos de azufre, como la pirita.

La mineralogía de las lutitas está constituida principalmente por cuarzo, arcilla, mica y clorita en primer término y feldespatos, calcita, pirita, hematita y limonita en menores cantidades. El contenido mineral influye en las propiedades geotécnicas de la lutita, pero el factor más importante es la relación entre el cuarzo y la arcilla, también el tipo de arcilla dominante. En la fotografía inferior se muestra la roca lutita con capas de yeso, mineral que aparece con frecuencia intercalado entre los estratos y representa zonas más débiles que las mismas lutitas

Las lutitas pueden dividirse en dos grupos: cementadas y compactadas. Las cementadas son invariablemente más duras y resistentes que las compactadas, sobre todo cuando el cementante es carbonato de calcio.

Con bajo grado de compactación se disgregan completamente después de varios ciclos de secado y saturación. El grado de compactación de la roca depende de su porosidad, relación de vacíos,

densidad, composición mineral y distribución del tamaño de los granos. También influye la forma de sedimentación, la carga litostática máxima a la que estuvo sometida en el pasado, la historia tectónica y los efectos diagenéticos.



Lutitas de estratificación delgada intercaladas con capas de yeso

Las lutitas bien cementadas y no alteradas, presentan menos problemas para la construcción de túneles, porque sus propiedades de resistencia y de deformabilidad son mejores que las compactadas. Uno de principales problemas de las lutitas es el relacionado con la estabilidad de los cortes para emportalamiento del túnel durante y después de la construcción.

Es especialmente importante cuando las capas de la formación rocosa están inclinadas hacia la excavación y cuando las rocas contienen minerales arcillosos expansivos.

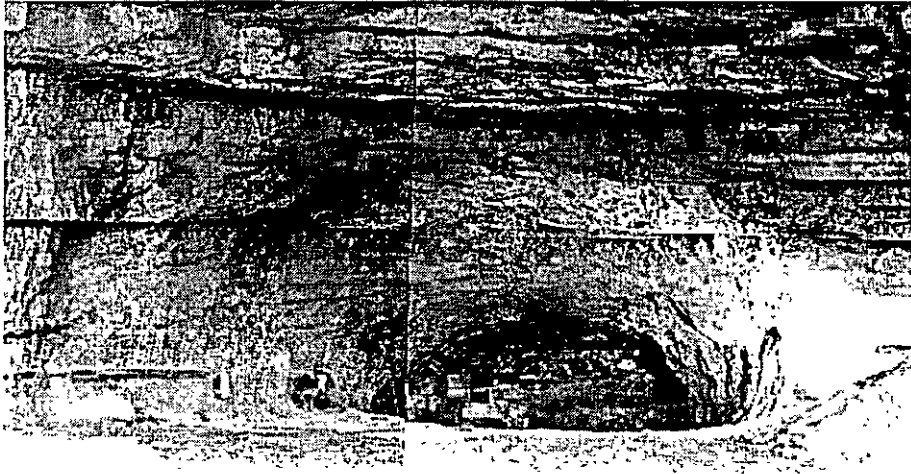


Lutitas alteradas con estratificación buzando hacia la excavación

Calizas. Las rocas carbonatadas son aquellas que contienen más del 50% de minerales carbonatos entre los cuales predominan la calcita y la dolomía. La greda es un tipo particular de caliza de tipo blando.

La edad de las calizas influye en sus características de resistencia y deformabilidad. La densidad se incrementa con la edad, mientras que su porosidad se reduce.

Las calizas de estratificación gruesa y relativamente libres de cavidades de disolución o carst, son excelentes rocas para la construcción de obras de ingeniería en general, por otra parte, las calizas de estratificación delgada, muy plegadas o con cavernas cárticas presentan serios problemas. Cuando los estratos están separados por capas de lutita o arcilla y están inclinados hacia una excavación, se produce deslizamientos a través de los planos de lutita.



Excavación de un túnel en calizas de estratificación gruesa. Vertedor presa Zimapán, Hgo.

Las calizas de estratificación gruesa y masivas con frecuencia presentan fallas y fracturas que han estado sujetas a distintos grados de disolución, ésta puede desarrollarse sobre todo en las intersecciones y convertirse en oquedades y galerías subterráneas de gran tamaño. Por lo general, las cavidades producidas por disolución están interconectadas produciendo al terreno alta permeabilidad. El tamaño, forma, abundancia y extensión de la carsticidad depende de la estructura geológica y de la presencia de capas intercaladas impermeables.

Las cavidades individuales pueden estar abiertas, o rellenas de arcilla, limo, arena y grava o una combinación de estos materiales. Las cavidades de disolución dan numerosos problemas durante la construcción de túneles. Cuando la disolución de las rocas calizas en una región se encuentra muy avanzada, se produce una pérdida de capacidad para soportar de las capas suprayacentes, ocasionando el colapso de la caverna, que se manifiesta como un hundimiento en la superficie del terreno llamado dolina.

La disolución se produce a partir de la superficie del terreno, cuando el agua meteórica fluye descendiendo a través del fracturamiento de la caliza, esto ocurre en periodos de tiempo muy extensos. La carsticidad es un problema importante cuando ya el terreno lo presenta en forma extensa.

Greda. Es una roca especialmente deformable con valores típicos de módulo de deformabilidad bajos. De hecho, puede exhibir deformaciones plásticas con tendencia incipiente al creep antes de llegar a la falla.

Las propiedades de deformación de la greda en el terreno, dependen de su dureza y resistencia, así



Cavidades de disolución en rocas calizas. La carsticidad se desarrolla principalmente a lo largo de fallas y fracturas

como del espaciamiento y orientación de sus discontinuidades. Estos valores por supuesto, también están influenciados por la cantidad de intemperismo a la que ha estado sometida. La permeabilidad depende del grado de fracturamiento, también presenta disolución, pero en menor intensidad ya que se trata de una caliza blanda.

Evaporitas. Las evaporitas son rocas constituidas por minerales como la anhidrita, el yeso, calcita, halita y otros que se acumulan por la precipitación de las sales disueltas en el agua por su evaporación

La anhidrita, de acuerdo a la clasificación de resistencia de la roca intacta, se le designa como resistente, el yeso es moderadamente duro y la sal es moderadamente débil. Las evaporitas presentan varios grados de deformación plástica previo a la falla, por ejemplo, la sal presenta su punto de fluencia aproximadamente a la décima parte de su resistencia máxima, mientras que la anhidrita muestra muy poca deformación plástica.

El yeso es más soluble en agua que el carbonato de calcio, del orden de 5 veces mayor, por lo que las cavidades y cavernas se pueden desarrollar a lo largo de capas y estratos gruesos de yeso más rápidamente que en las calizas. La expansión es una propiedad de la anhidrita, este fenómeno se desarrolla cuando el mineral se hidrata transformándose en yeso con un incremento en su volumen del 30 al 60 %, lo que produce muy alta presión de expansión si la roca está confinada a profundidad.

Margas. El término de margas ha sido asignado a las rocas que contienen de 35 a 65% de carbonatos y el resto de minerales arcillosos. Las margas muy a menudo están fisuradas e intemperizadas, el agua penetra en las fisuras y por ello reduce su resistencia. Cierta tipo de margas muestra un rápido ablandamiento cuando se exponen a condiciones de humedad.



Margas de estratificación media, de origen lacustre.

Rocas metamórficas

Las rocas metamórficas como las pizarras, filitas y esquistos se caracterizan por su textura con orientación preferencial debido a la foliación y a la esquistosidad. Los minerales laminares como la mica y la clorita tienden a segregarse en bandas paralelas o subparalelas que alternan con minerales granulares, este alineamiento de minerales laminares produce la foliación y la esquistosidad, típica de las rocas metamórficas. Por lo general, las rocas metamórficas son de edad antigua y presentan intenso fracturamiento y deformación que reducen sus propiedades mecánicas e incrementan su permeabilidad.

Son rocas especialmente anisotrópicas en su resistencia y deformación debido a la **foliación y esquistosidad**. También son susceptibles de tener una profundidad de alteración meteórica importante debido su origen. Los esquistos con frecuencia están constituidos por clorita, talco y sericita y son rocas de baja resistencia al esfuerzo cortante y deformables.

Las pizarras presentan fisilidad, que se define como la separación de la roca en capas a través de la foliación, en excavaciones profundas a cielo abierto o subterráneas, la fisilidad facilita la expansión y ablandamiento del terreno. Las rocas foliadas en general, son impermeables, pero debido al grado de fracturamiento su permeabilidad puede ser, en algunos casos, bastante alta.

Los gneisses son rocas de composición cuarzo feldespática con abundante mica, se caracterizan por sus bandas gruesas de estos tres minerales, las bandas de mica representan por lo general planos de baja resistencia.

Como otras rocas metamórficas suelen estar bastante fracturadas originando alta permeabilidad. Desde el punto de vista de su resistencia los gneisses son muy parecidos a los granitos, son de alta resistencia a la compresión y también presentan alteración meteórica profunda en regiones húmedas tropicales.

Las rocas metamórficas de estructura no foliada como la cuarcita, los hornfels y el mármol en general, no presentan ningún tipo de problema importante a las obras, excepto cuando el grado de fracturamiento es muy intenso.

a)



b)



Rocas metamórficas

(a) Pizarra, (b) Esquisto, mostrando foliación bien desarrollada

PRINCIPALES PROBLEMAS GEOLOGICOS EN TÚNELES EXCAVADOS EN ROCA (1)

TIPO DE ROCA Y CONDICIONES DE ALTERACIÓN

Igneas

Extrusivas

Basalto, Andesita, Riolita, Piroclásticas

Intrusivas

Granito, Granodiorita, Diorita, Gabro

Sedimentarias

Clásticas

Conglomerado

Arenisca

Lutita

Químicas

Caliza

Dolomita

Marga

Evaporitas

Metamórficas

Foliadas

Pizarra, Filita, Esquisto

Granulares

Cuarcita, Mármol

Bandeadas

Gneisses

Grado de intemperismo

Grado de alteración hidrotermal a profundidad

Argilitización

PRINCIPALES PROBLEMAS GEOLOGICOS EN TÚNELES EXCAVADOS EN ROCA

(2)

ESTRUCTURAS GEOLÓGICAS

En rocas extrusivas:

Derrames de lava (basaltos, andesitas y riolitas)

Depósitos seudoestratificados en rocas extrusivas
(tobas y brechas intercaladas con derrames)

En rocas intrusivas:

Batolitos

Diques

En rocas sedimentarias:

Estratificación

Plegamientos

Carsticidad (calizas)

En rocas metamórficas

Foliación (pizarras y filitas)

Esquistocidad (esquistos)

Bandeamiento (gneisses)

Fallas y fracturas

Normales

Inversas

Transcurrentes

Diaclasas de enfriamiento

Exfoliación

CONDICIONES DEL AGUA SUBTERRÁNEA

Nivel freático

Niveles colgados

Agua a presión en fracturas y contactos

Artesianismo

AGUA SUBTERRÁNEA

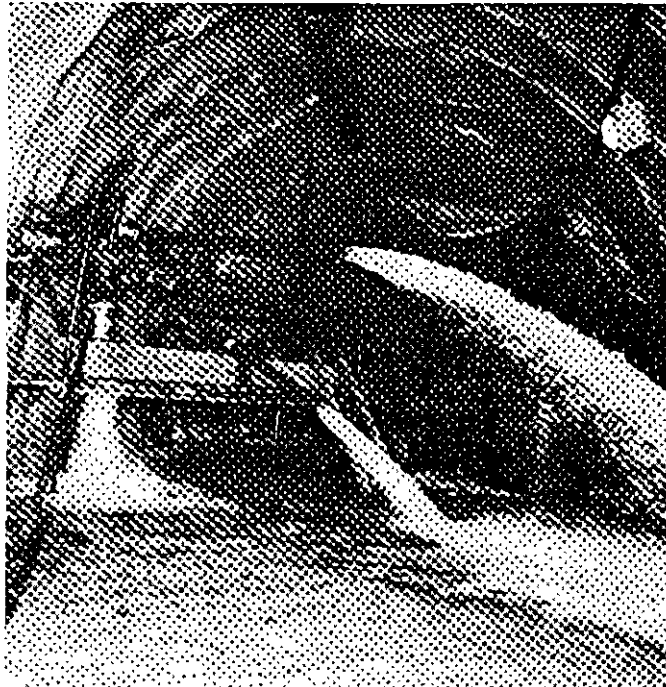
La presencia de agua subterránea es uno de los principales problemas en la construcción de túneles. Esto de inmediato sugiere la necesidad de instalar dispositivos de drenaje en todos los túneles; y cuando no puede elegir la pendiente del túnel para facilitar el drenaje, tampoco puede eludirse el problema y el dato adicional del bombeo. Si la cantidad de agua es importante, dificultará cualquier clase de construcción; si la roca es suave y susceptible de ser afectada por el drenaje, que proviene de ella o que la recorre, será fundamental el uso de aire comprimido en todas las operaciones de la construcción. Es de vital importancia contar con información tan precisa como sea posible, acerca de las condiciones probables del agua freática.

Para atacar este problema, el primer recurso del ingeniero es la inyección de cemento a condición de que la cantidad de agua encontrada sea tal que justifique los recursos económicos adicionales que se habrán de tener por hacer dicha inyección, y a condición de que se establezca definitivamente que la inyección de cemento será efectiva, es decir que se solucionará el problema de filtración de agua al túnel, basándose para ello en el conocimiento de la formación geológica.

La construcción de un túnel puede cambiar vitalmente el régimen geohidrológico de un lugar. El concepto de régimen geohidrológico comprende, en este caso, la posición de agua dentro de las rocas, dirección y velocidad de su movimiento, y cambios tanto de posición como de movimiento en el tiempo con las distintas estaciones del año. Un túnel actuará pues como un dren.

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 estática como en movimiento.

En algunas rocas como la caliza, el agua puede acumularse en las cavidades formadas por disolución. Los pliegues anticlinales, sinclinales y otras estructuras geológicas pueden también acumular agua. Los túneles perforados por debajo de lagos, ríos y otras masas de agua superficial pueden derivar caudales considerables de ésta.



Control de filtraciones en un túnel

El agua puede penetrar de modos diferentes en el túnel. Puede gotear del techo del túnel, goteo que puede ser de intensidad variable, convirtiéndose a veces en una verdadera lluvia. También el agua puede penetrar a través de las paredes de la perforación, en forma de gotas o de corriente continua.

Así bajo una fuerte presión, el agua puede irrumpir en forma de chorro en cualquier punto de la periferia de la perforación.

Cuando un túnel se perfora en roca impermeable y pasa sobre una acumulación de agua a gran presión, la placa de roca impermeable que separa al agua del túnel puede resultar tan delgada que no ofrezca suficiente resistencia a la presión. De tal forma el agua romperá hacia arriba y penetrará en el túnel. En estos casos la construcción de cunetas será necesaria para drenar el agua penetrada.

Los túneles disminuyen el caudal de agua conforme se va avanzando en la obra, este fenómeno se debe al agotamiento gradual del agua en el origen de la corriente, según progresa el desagüe cae el nivel del agua en el origen, por consiguiente disminuye la carga hidráulica. Para la interceptación y remoción de agua atraída, se usa un sistema extensivo y costoso de desagüe, se construyen conductos en el piso completo del túnel para que el agua se saque continuamente y se aísla cuidadosamente el revestimiento del túnel.

Uno de los materiales más peligrosos de perforar es el que contienen huecos de rocas llenos de grandes cantidades de agua, cuando la perforación en este material es inevitable se debe recurrir a métodos especiales de perforación. Cuando se construye por abajo de estas cavernas se esperara una lluvia a través de las grietas y fisuras de los lados de las paredes, este volumen de agua entrante dependerá de la altura relativa a la caverna. ?

Un tipo de agua almacenada de la forma antes mencionada es el agua cársica, resultado de la precipitación y filtración en los conductos continuos a las cavernas. El taladrar en estos depósitos subterráneos, hará que el agua reviente en el túnel con una presión bastante alta.

Los productos más perjudiciales para el revestimiento de hormigón de un túnel son las sales sulfúricas como el sulfato cálcico, sulfato sódico, sulfato de magnesio. Los ácidos diluidos, y todos los anteriores producen reacciones nocivas sobre el calcio del cemento y pueden destruir la caliza por una acción de intercambio de bases. Las soluciones de sulfuro de hidrógeno aun cuando sean débiles, son venenosas para el hombre.

Es de gran importancia pues, el hacer una estimación correcta de la influencia del agua en el túnel que va a construirse, puesto que influye en la organización de la planta de construcción. El geólogo debe de vigilar, con especial atención, las aguas del túnel que discurran sobre los revestimientos, así como el contenido de la solución que fluirá dentro del túnel para que la salud de los trabajadores no se vea afectada.

ESTADO DE ESFUERZOS

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 los esfuerzos producen deformaciones y desplazan las partículas individuales de la roca.

Los esfuerzos que existen en un macizo rocoso inalterado están relacionados con el peso de los estratos sobreyacentes y con la historia geológica del macizo. Este campo de esfuerzos se altera por la creación de una excavación subterránea y, en algunos casos, esta alteración introduce esfuerzos que son lo suficientemente grandes para exceder la resistencia de la roca.

En estos casos, el debilitamiento de la roca adyacente a los límites de la excavación puede llevar a la inestabilidad de ésta, lo que se manifestará por el cerramiento gradual de la excavación, derrumbes del techo y desplazamiento de las paredes o en casos extremos estallido de roca. Los estallidos de roca son debilitamientos explosivos de la roca que se pueden presentar cuando una roca frágil está sometida a grandes esfuerzos.

Distribución de los esfuerzos alrededor de una excavación

Cuando se realiza una excavación subterránea en un macizo rocoso, los esfuerzos que existían con anterioridad se perturban y se inducen nuevos esfuerzos en la roca en las inmediaciones de la excavación. Un método para representar este nuevo campo de esfuerzos es el de las trayectorias de los esfuerzos principales, que son líneas imaginarias en un cuerpo elástico comprimido a lo largo del cual actúan los esfuerzos principales.

Esfuerzos al rededor de una excavación circular

Dentro de una excavación circular se producen esfuerzos tales como:

Esfuerzos tangenciales en los límites de excavación: los cuales se producen en el techo y piso de la cavidad y son a tensión, los esfuerzos en techo y piso son cero y todos los esfuerzos en la periferia de la excavación son de compresión. La premisa que asegura que los únicos esfuerzos que pueden existir en los límites de una excavación son los esfuerzos tangenciales a los límites de la cavidad resulta cierta para todas formas de excavación, siempre y cuando no tenga cargas internas.

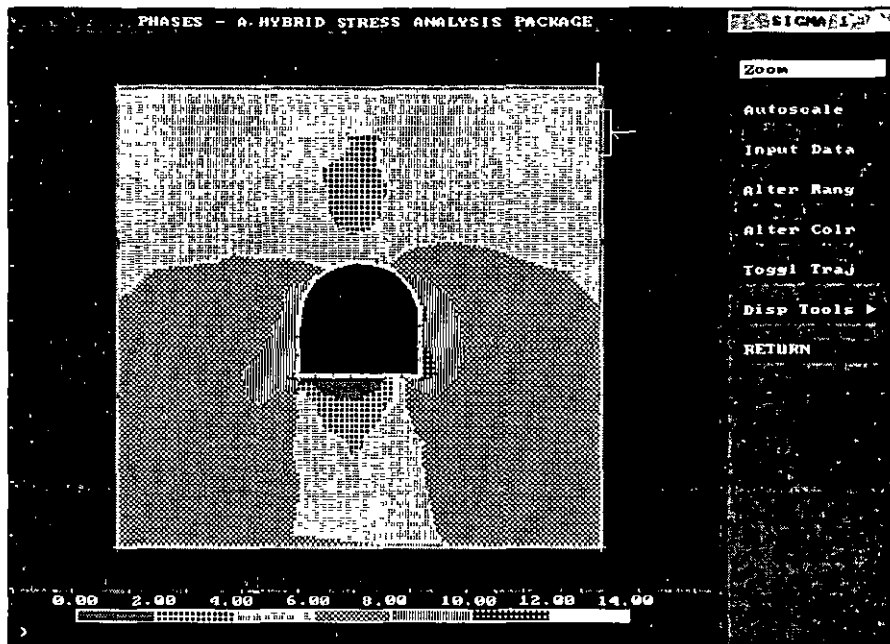
Cuando la superficie interna de la excavación tenga carga de presión de agua, o sufra la reacción de un revestimiento de concreto, o de las cargas aplicadas por las anclas, habrá que tomar en cuenta todos esos esfuerzos internos al calcular la distribución de los esfuerzos de la roca que circundan la cavidad

También se producen esfuerzos alejados de los límites de la excavación, esto pasa a medida que se aumenta la lejanía al centro del orificio y los esfuerzos van disminuyendo, el efecto de concentración de esfuerzos del orificio se desvanece con bastante rapidez y la relación entre los esfuerzos aplicados e inducidos está muy cerca de uno. Esto significa que, a ésta distancia de los límites de la excavación, los esfuerzos en la roca no "ven" la influencia de la cavidad.

Los ejes de simetría tienen gran influencia en una excavación subterránea. Para una excavación simétrica el juego de los esfuerzos se repite en cada uno de los cuatro cuadrantes. En el caso de un túnel en forma de herradura, las mitades inferior y superior de la excavación no son simétricas, pero los lados, izquierdo y derecho sí lo son, luego, el eje vertical es el único eje de simetría.

Los esfuerzos son independientes del tamaño de la excavación, y son independientes del valor absoluto del radio. Por ejemplo en las paredes de un túnel circular de 1 metro se introdujeron los mismos niveles de esfuerzos que en las paredes de un túnel de 10 metros, en la misma roca elástica.

Este fenómeno provocó confusión en el pasado, algunos especialistas del diseño de excavaciones subterráneas han llegado a concluir que en vista de que los esfuerzos inducidos en la roca alrededor de una excavación son independientes del tamaño de la excavación, la estabilidad de la excavación también era independiente de su tamaño. Esta propuesta fue errónea ya que aunque los esfuerzos son idénticos, la estabilidad de una excavación en un macizo fracturado y fisurado la controlaría la relación entre el tamaño de la excavación y el tamaño de los bloques en el macizo. En consecuencia, al aumentarse el tamaño de la excavación en una formación de roca típicamente fisurada no aumentarán los esfuerzos aunque seguramente provocará una disminución de la estabilidad.



Esfuerzos alrededor de una excavación tipo portal
(Programa Phases)

Cuando se considera la influencia que sobre la estabilidad de una concentración ejercen los esfuerzos en la roca que la circunda, es importante medir hasta donde se extiende la zona de fracturas que aparecen en la concentración. El debilitamiento de una roca dura depende de la concentración de los esfuerzos concentrados mayores y menores que actúan en el punto que se está considerando.

La concentración de esfuerzos depende de la forma y concentración de la concentración, ya que se trata de hacer túneles los cuales tengan una sección lo más redondeada posible, existen varios tipos de secciones como la sección portal, de semicírculo y de herradura, las cuales tienen pocas esquinas, esto es debido a que en las esquinas se genera un aumento en la concentración de esfuerzos.



Control estructural de la estabilidad de un túnel

ESTUDIOS GEOLOGICOS PARA TUNELES

Información geológica que debe obtenerse durante las investigaciones

1.- Características de la roca en la que se efectuará la excavación

Dureza y mineralogía de la roca
Calidad de la roca (sana o alterada)
Zonas de alteración a profundidad
Presencia de paleocauces con relleno de material permeable
Sobre excavación de la sección por causas del terreno

2.- Presencia de fallas y fracturamiento intenso

Posición de las fallas respecto al túnel
Longitud de afallamiento donde se va ha encontrar roca triturada
Calidad del material que constituye la zona de falla

3.- Presencia de agua durante la excavación

Cantidad y presión
En que puntos a lo largo del túnel se tendrá agua
Calidad y temperatura del agua

4.- Posibilidad de desprendimientos grandes o pequeños del techo y paredes del túnel

En que zonas se tendrá esta condición
De que magnitud se estiman los desprendimientos
Se requerirá soporte y de que tipo

5.- Excavaciones para los portales de entrada y salida

Presencia de materiales no consolidados
Longitud donde se tendrá roca alterada
Dificultades que se presentarán durante las excavaciones iniciales

6.- En la excavación profunda del túnel

Presencia de desprendimientos violentos de roca
Presiones en el revestimiento o soporte por expansión de la roca

7.- Presencia de altas temperaturas y gases durante la excavación

ESTUDIOS PRELIMINARES

TOPOGRAFÍA

Red de control superficial
 Consideraciones geodésicas
 Tolerancia aceptable
 Levantamiento planimétrico
 Fotogrametría

GEOLOGIA

Etapas de estudio

Estudio Preliminar
 Estudio de Detalle
 Estudios de Diseño
 Estudios de Apoyo a Construcción

Caracterización Geológica

Principales problemas geológicos
 Litología
 Geología estructural
 Geohidrología
 Métodos de Exploración

Clasificaciones Geomecánicas

Terzaghi
 Deere - Terzaghi
 Barton
 Bieniawski
 Hoek

MÉTODOS DE EXPLORACION PARA TUNELES

Etapas de investigación	DIRECTOS				INDIRECTOS		
	Levantamiento de superficie	Pozo a cielo abierto y trincheras	Socavones	Perforaciones	Fotogeología	Métodos eléctricos	Métodos sísmicos
Selección del eje del túnel	X				X		
Exploración detallada	X	X	X	X		X	X
Construcción	X		X	X		X	X
Operación	X			X		X	X

Ruiz y González, 1999.

X = Método adecuado para la etapa de investigación

ETAPAS DE ESTUDIO DE UN TÚNEL

Estudio Preliminar

Objetivo: reconocer el ambiente geológico general
Recopilación y análisis de información existente
Fotointerpretación y verificaciones de campo
Cartografía con fines morfológicos

Estudio de Detalle

Objetivo: Definir la factibilidad del túnel
Estudios de detalle mediante levantamientos de campo y métodos directos e indirectos para definir:
 Tipo de suelos y rocas, grado de alteración y fracturamiento
Estructuras geológicas, fallas, cuerpos intrusivos, plegamientos, entre otras.
Condiciones del agua en el subsuelo

Estudios de Diseño

Objetivo: Optimización del trazo y para dar información para el proyecto de tratamientos, soporte y método de excavación.
Se realizan estudios geológicos de mayor detalle para objetivos muy específicos. Con esta información se llega al diseño definitivo, tiempo y costo del proyecto

Estudios de Apoyo a Construcción

Objetivo: Llevar el cartografiado geológico de detalle para retroalimentar el modelo geológico y prever en algunos casos situaciones no detectadas. También permite adecuar el procedimiento constructivo, de soporte y tratamientos a zonas específicas. Con esta información se realiza en trabajo de imputabilidad de sobreexcavaciones.

Por lo general se emplea el levantamiento superficial y métodos geofísicos.

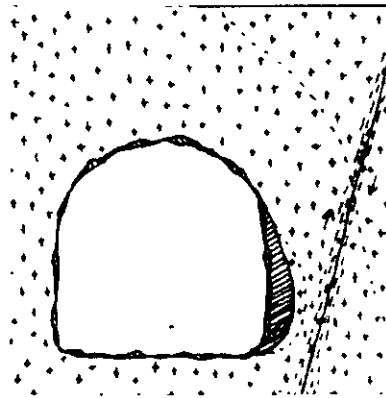
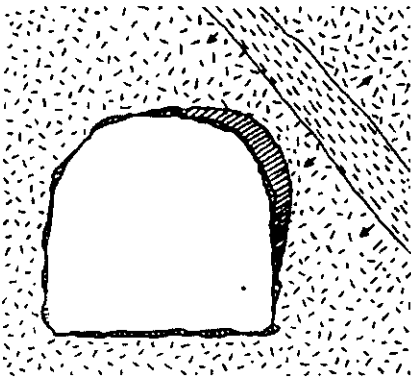
Estudios en la etapa de Operación

Objetivo: Se realizan cuando el comportamiento del túnel no es satisfactorio y este comportamiento se relaciona con el terreno o bien con la presencia del agua del subsuelo.

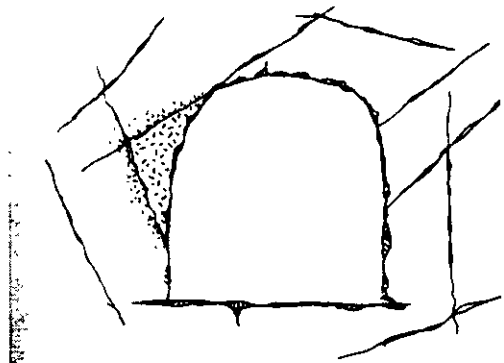
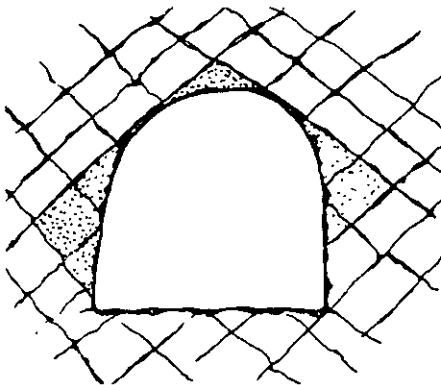
Por lo general se emplea el levantamiento superficial y métodos geofísicos.

FORMAS DE FALLA DE TÚNELES EN ROCA

FALLA POR ESFUERZOS



FALLA ESTRUCTURAL



ANALISIS DE ESFUERZOS

TIENE POR OBJETO:

Comparar los esfuerzos actuantes (inducidos por la excavación) con los esfuerzos resistentes propios de la roca.

Cuando los esfuerzos actuantes superan a los resistentes se produce la FALLA POR ESFUERZOS, por plastificación de la roca alrededor de la excavación.

METODOLOGÍA:

Determinar los esfuerzos inducidos por la excavación

Establecer la ley de resistencia del terreno

Determinar los esfuerzos resistentes de la roca

Determinar la zona de plastificación (sí se produce)

Calcular el refuerzo del terreno para evitar la falla

ESFUERZOS ALREDEDOR DE EXCAVACIONES (Esfuerzos inducidos)

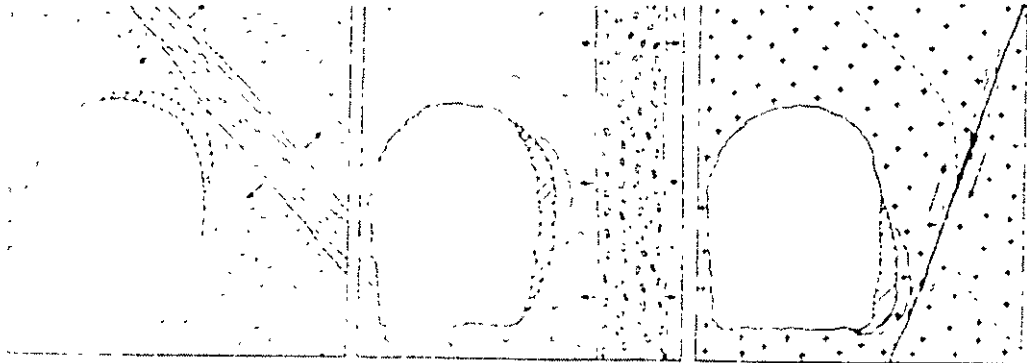
Los esfuerzos alrededor de una excavación dependen de:

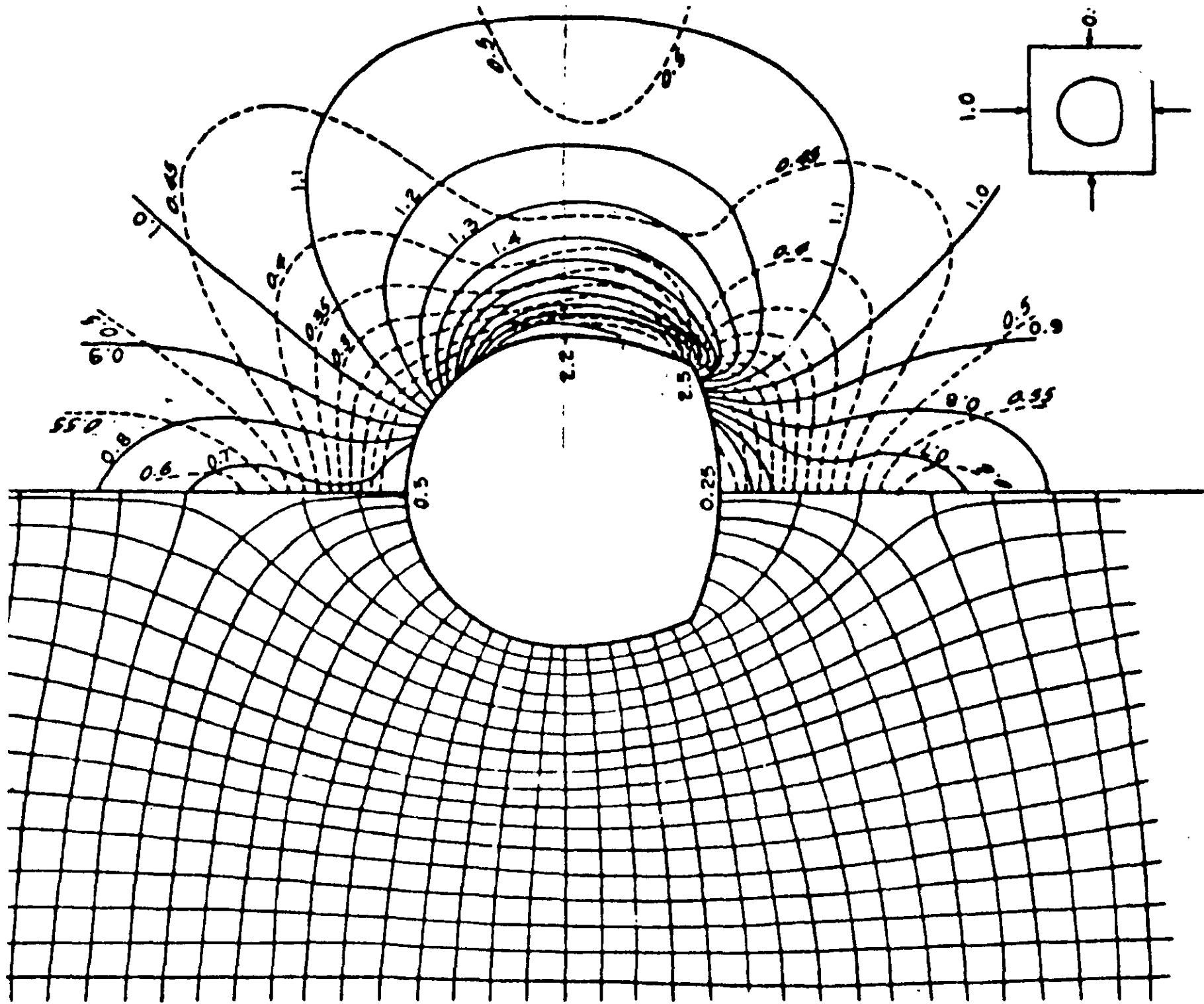
Magnitud

- Profundidad
- Peso volumétrico de la roca

Distribución

- Forma de la excavación
- Relación de esfuerzos horizontal/vertical
- Presencia de discontinuidades y de sus propiedades





ANALISIS DE ESFUERZOS EN PILARES

TIPO DE PILARES EN ROCA

Continuos

Cuadrados

Rectangulares

Irregulares

CAPACIDAD DE CARGA DEL PILAR

Depende de:

Características del terreno (litología y estructura)

Homogéneo

Estratificado

Fracturado

Propiedades mecánicas de la roca y de sus discontinuidades

Relación de esbeltez

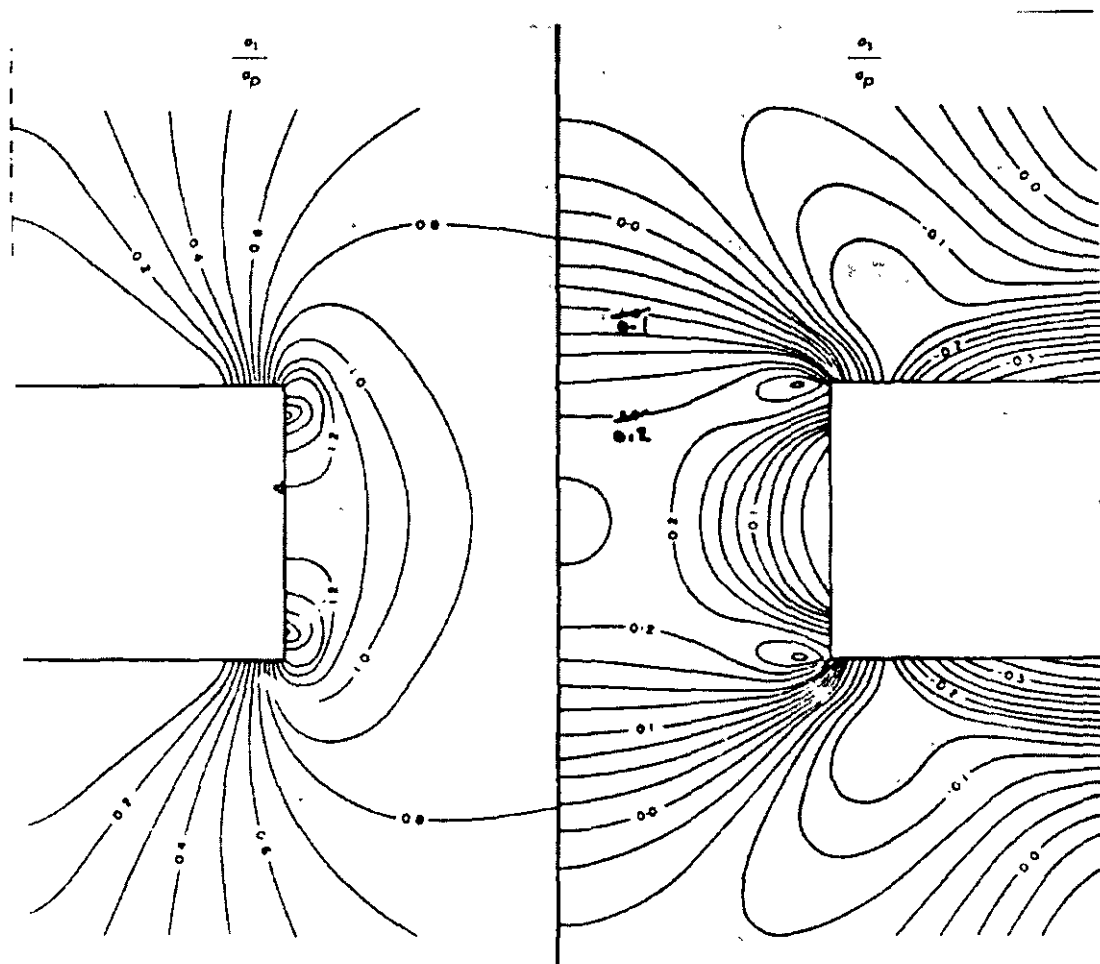
METODOLOGIA

Determinar los esfuerzos actuantes en el pilar

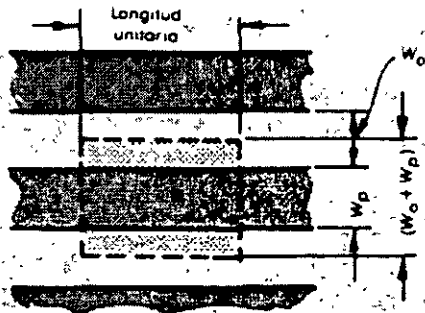
Determinar la ley de resistencia del pilar

Determinar los esfuerzos resistentes de la roca

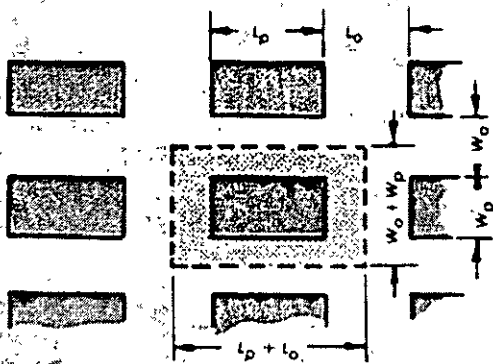
ESFUERZOS EN PILARES



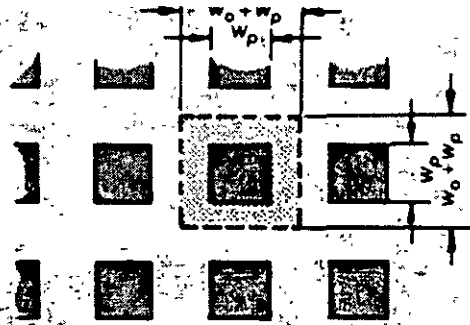
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN PILARES



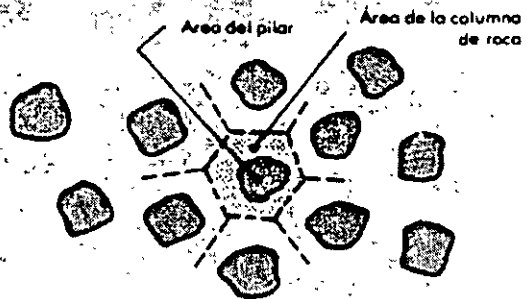
Pilares de costilla - $\sigma_p = \gamma_z (1 + w_o/w_p)$



Pilares rectangulares - $\sigma_p = \gamma_z (1 + w_o/w_p) (1 + l_o/l_p)$



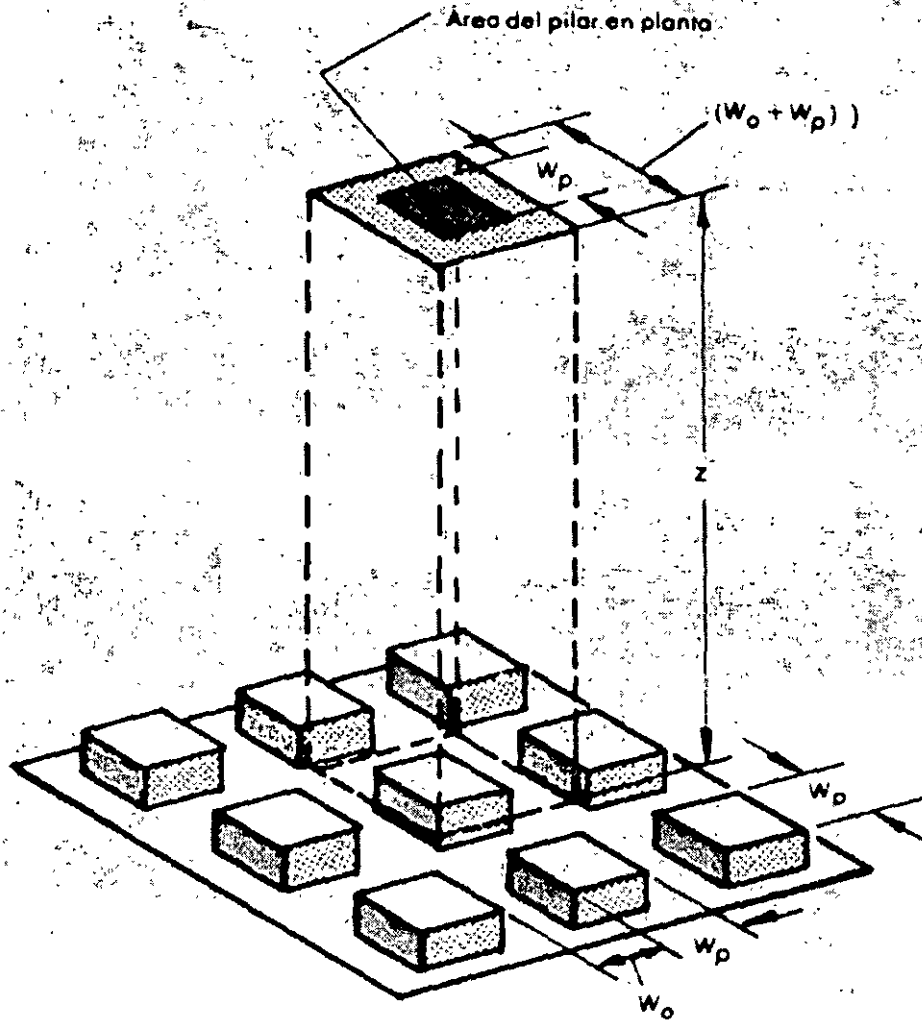
Pilares cuadradas - $\sigma_p = \gamma_z (1 + w_o/w_p)^2$



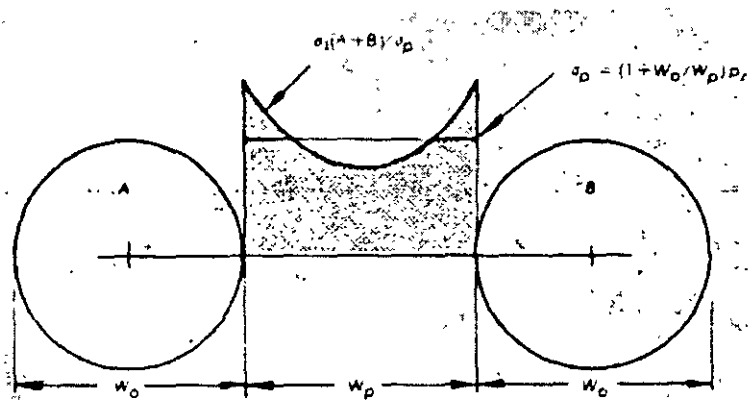
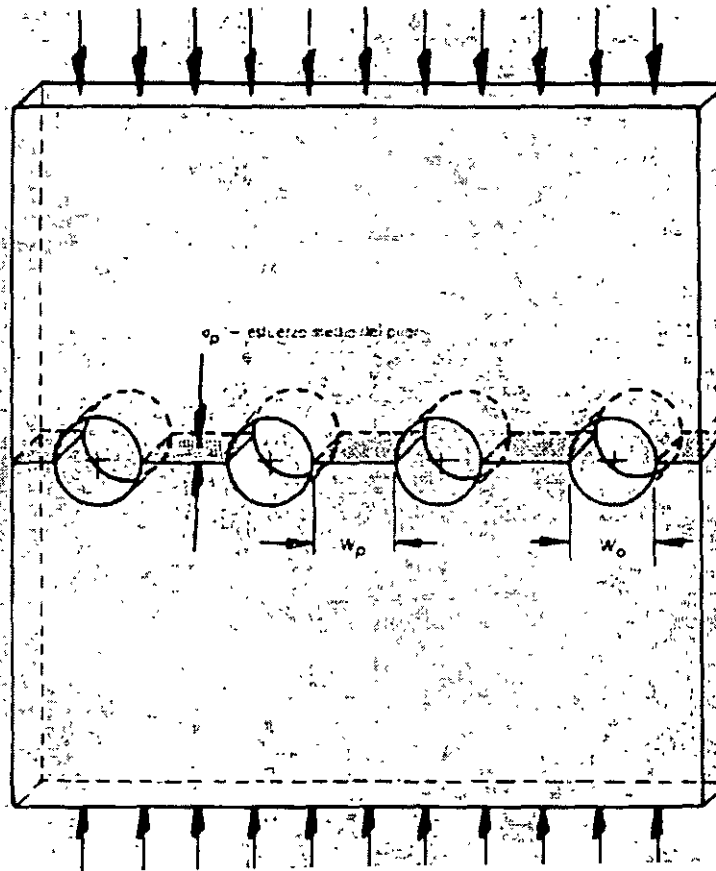
Pilares irregulares -

$$\sigma_p = \gamma_z \frac{\text{Area de la columna de roca}}{\text{Area de pilar}}$$

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN PILARES

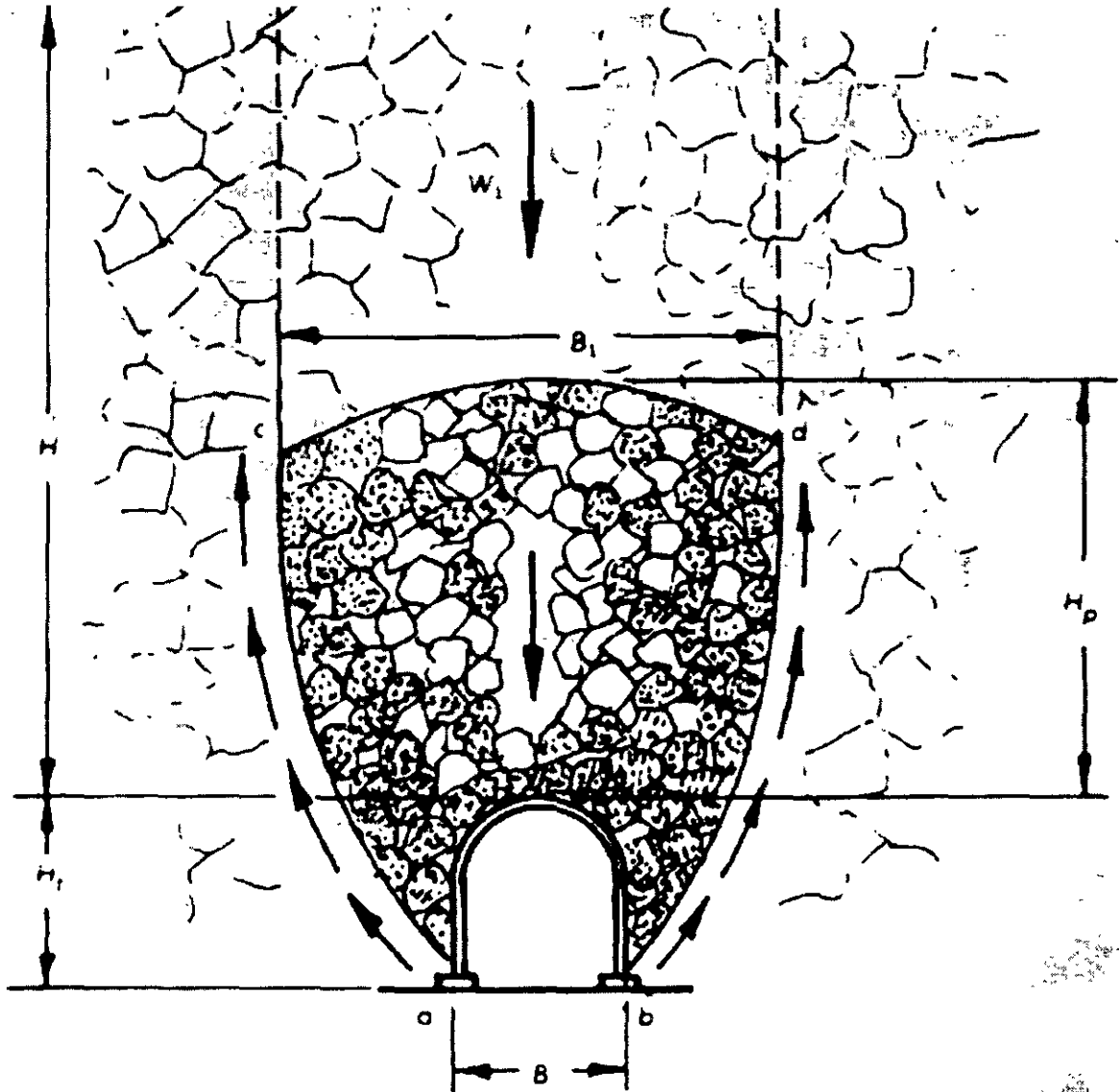


DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN PILARES



CARGA DE ROCA EN TUNELES

Criterio de Terzaghi



Depende de:

Ancho del túnel

Condiciones de la roca

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 , will be expressed in pounds per sq. ft.

The ratio between the horizontal pressure, p , 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.

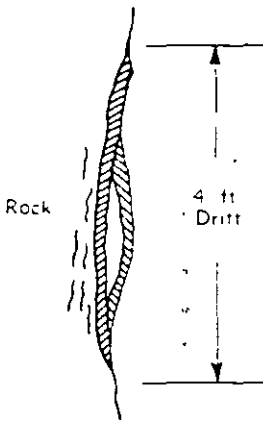


Fig. 15—Popping rock

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.



U. S. Engineer Photo
TYGART RIVER R. R. RELOCATION
KNIGHTS TUNNEL
near Grafton, West Virginia
Contractor: Guthrie-Marsch-Walker Company.

Fig. 16 a
Bridge action of the stratum of sand
over the initial excavation for a rail
tunnel

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

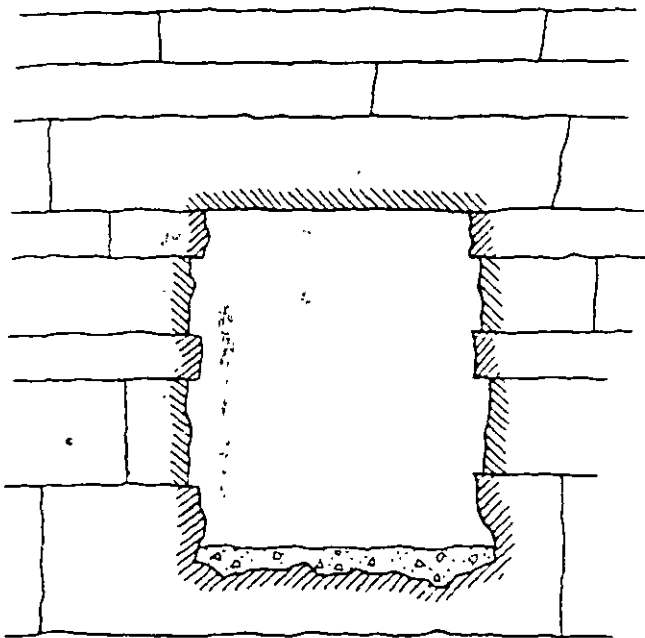


Fig. 16 b Bridge action in rocks with widely spaced transverse joints.

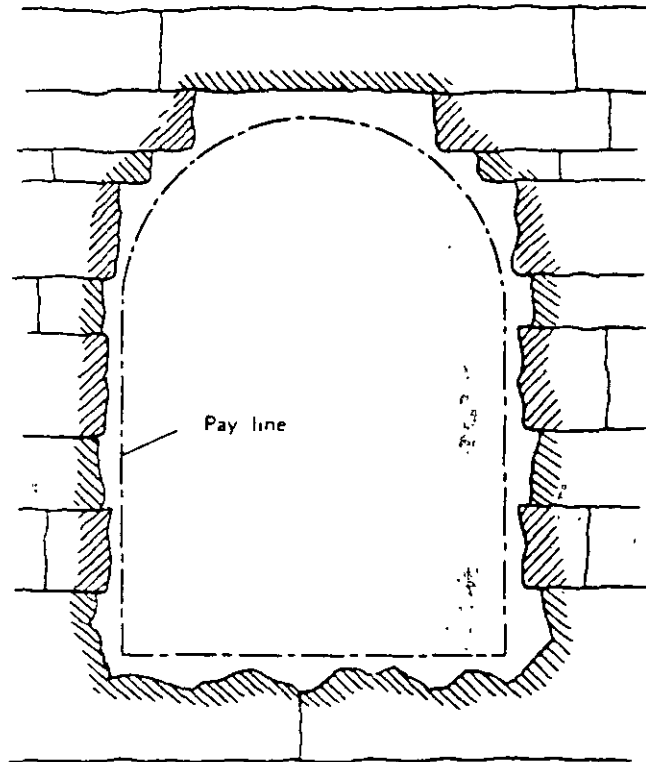
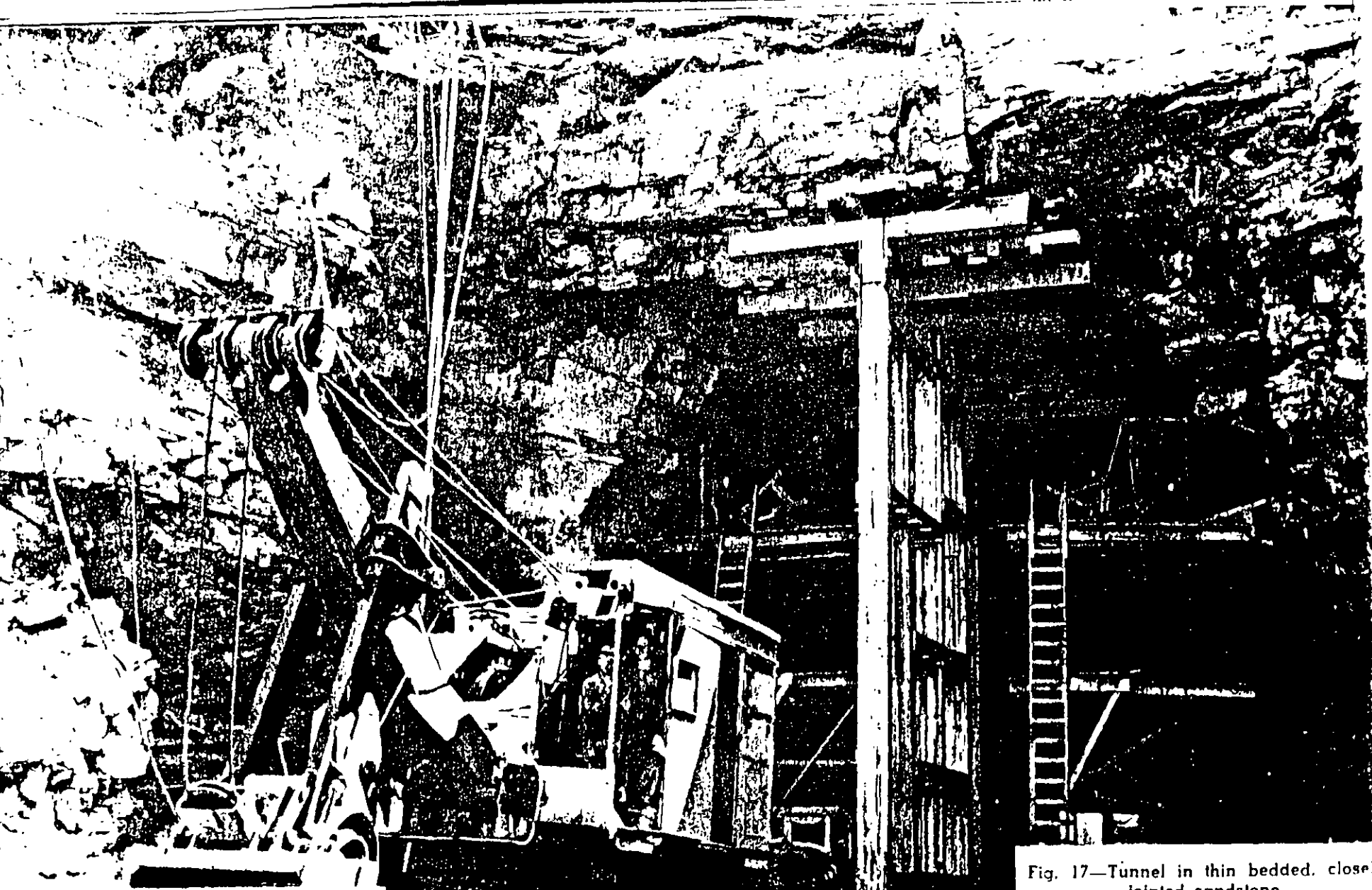


Fig. 16 c Bridge action in rocks with closely spaced transverse joints.

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.



Pennsylvania Turnpike Commission

PENNSYLVANIA TURNPIKE
SIDELING HILL TUNNEL

West side of road, near Breezewood, Pennsylvania
Contractor: The Arundel Corporation.

Fig. 17—Tunnel in thin bedded, close jointed sandstone.

On account of the close spacing of bedding joints and bedding planes of this "short bedding" rock, support was required to hold the roof. The temporary support was later replaced by steel sets.

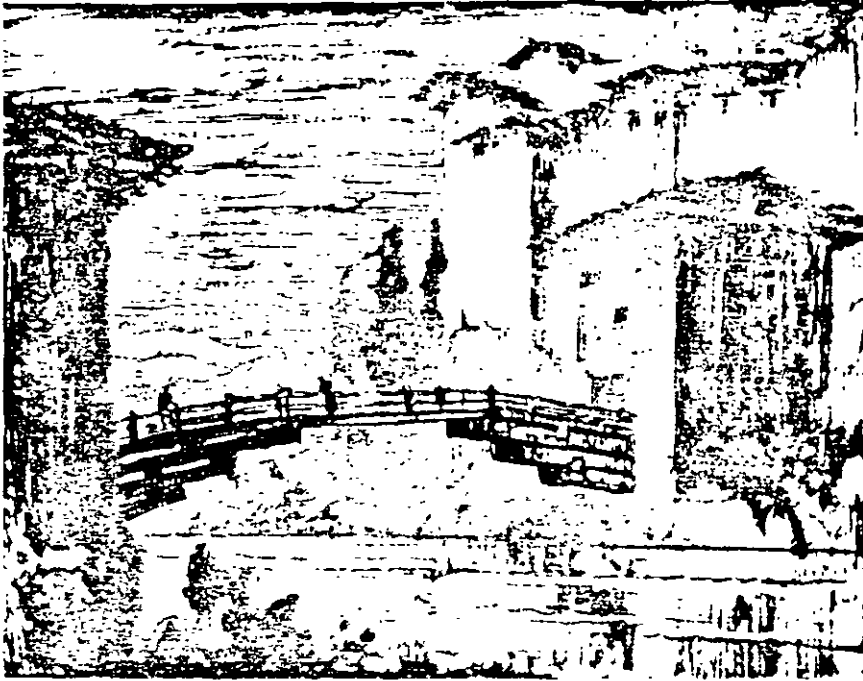


Fig. 18

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.

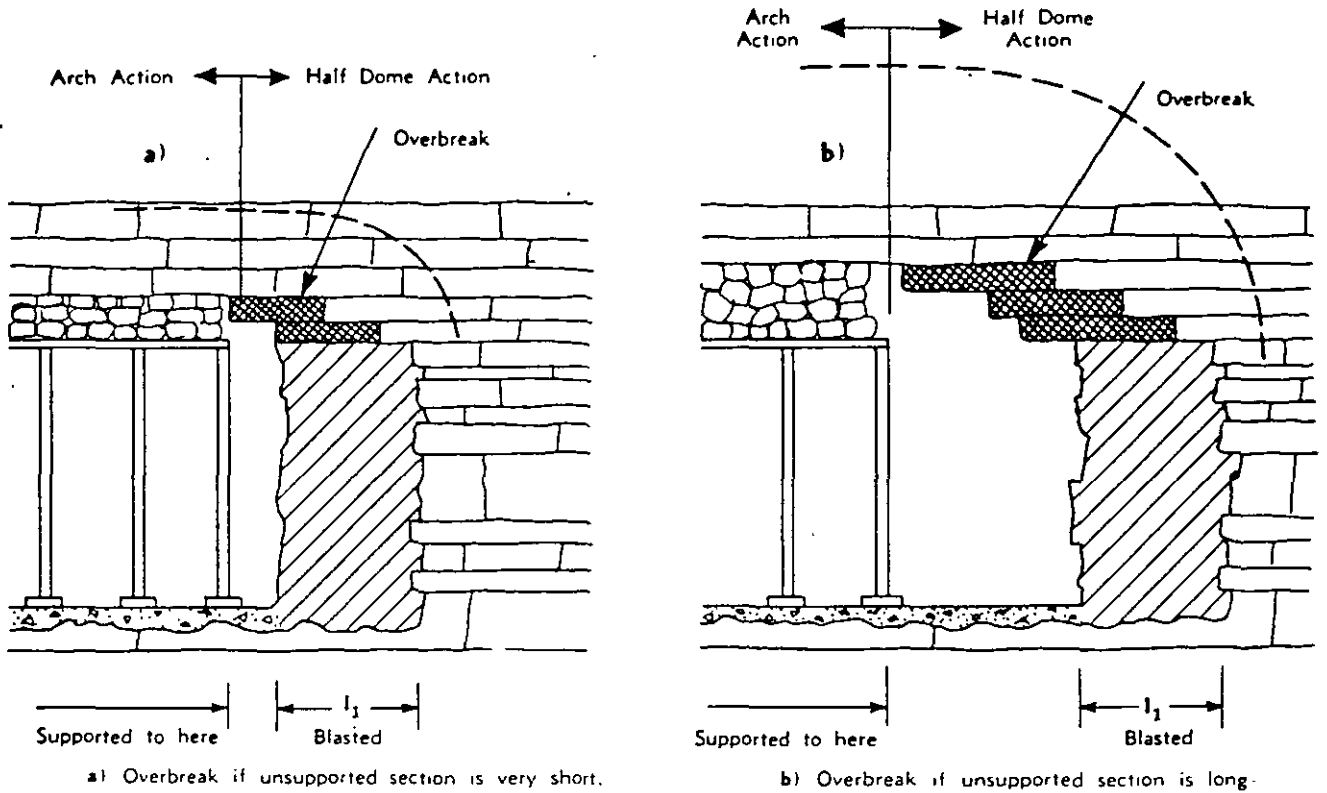
Distance between the working face and the roof support, and

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



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 $0.5 B$ as indicated in Fig. 19 c. This condition determines the maximum value which the load on the roof support can assume.

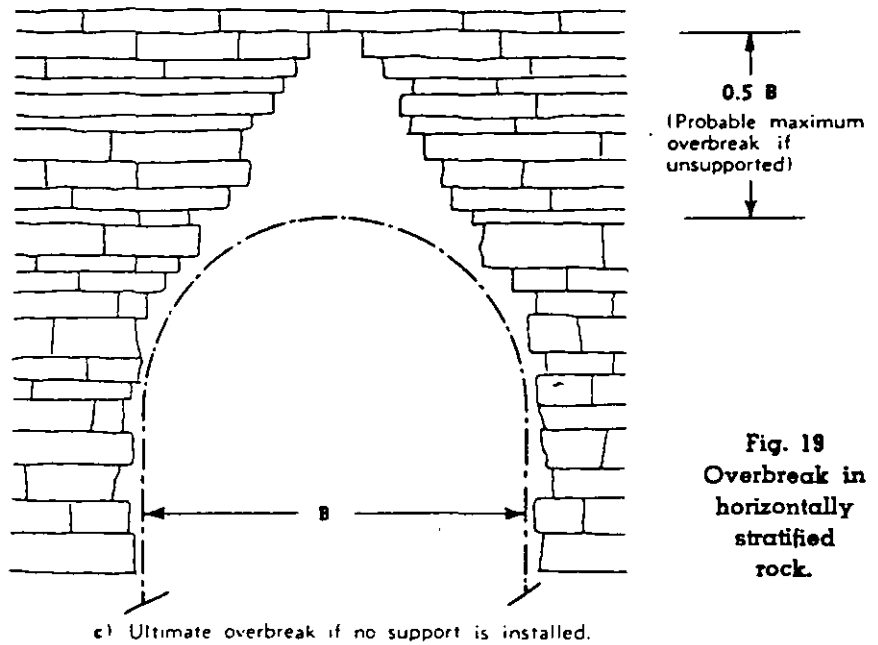


Fig. 19
Overbreak in horizontally stratified rock.

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

adequately constructed and backpacked roof support in closely jointed, horizontally stratified rock is likely to be much smaller than the value $0.5 B$. 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 $0.5 B$.

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 $0.5 B$.

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

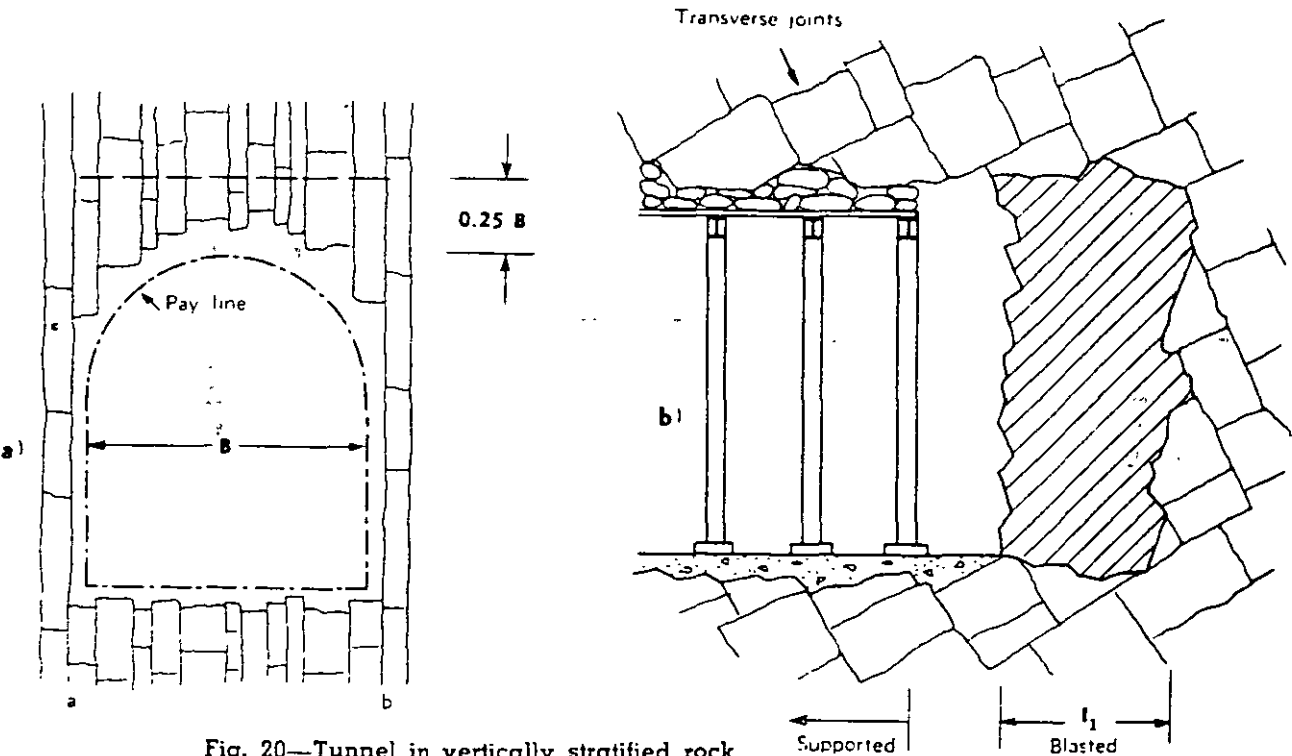


Fig. 20—Tunnel in vertically stratified rock

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,

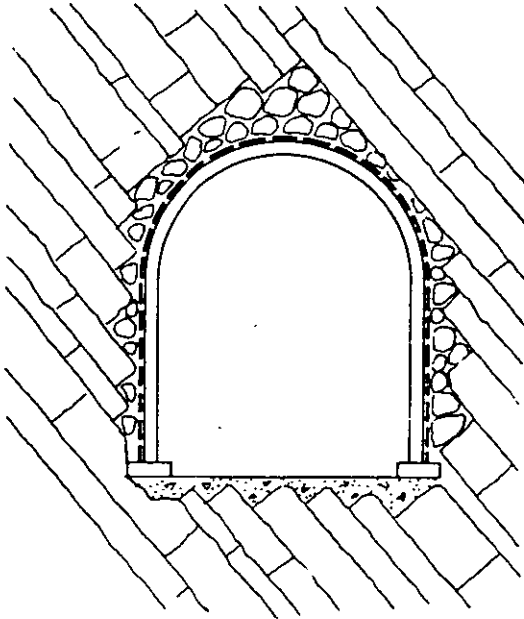
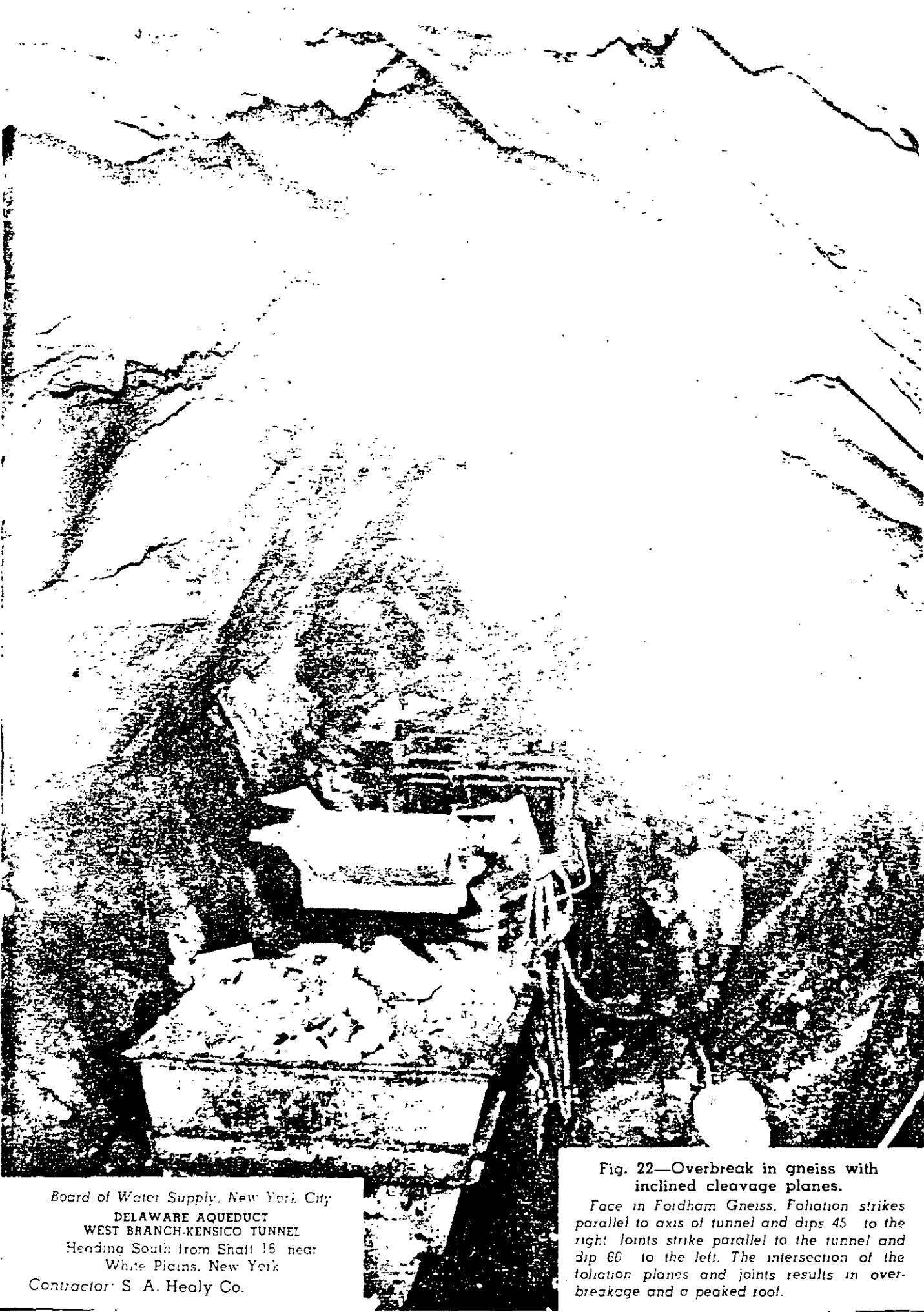


Fig. 21—Tunnel in rock whose strata are steeply inclined

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 a 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 .



Board of Water Supply, New York City
DELAWARE AQUEDUCT
WEST BRANCH-KENSICO TUNNEL
Heading South from Shaft 15 near
White Plains, New York
Contractor: S. A. Healy Co.

Fig. 22—Overbreak in gneiss with inclined cleavage planes.

Face in Fordham Gneiss, Foliation strikes parallel to axis of tunnel and dips 45° to the right; joints strike parallel to the tunnel and dip 60° to the left. The intersection of the foliation planes and joints results in overbreakage and a peaked roof.

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.

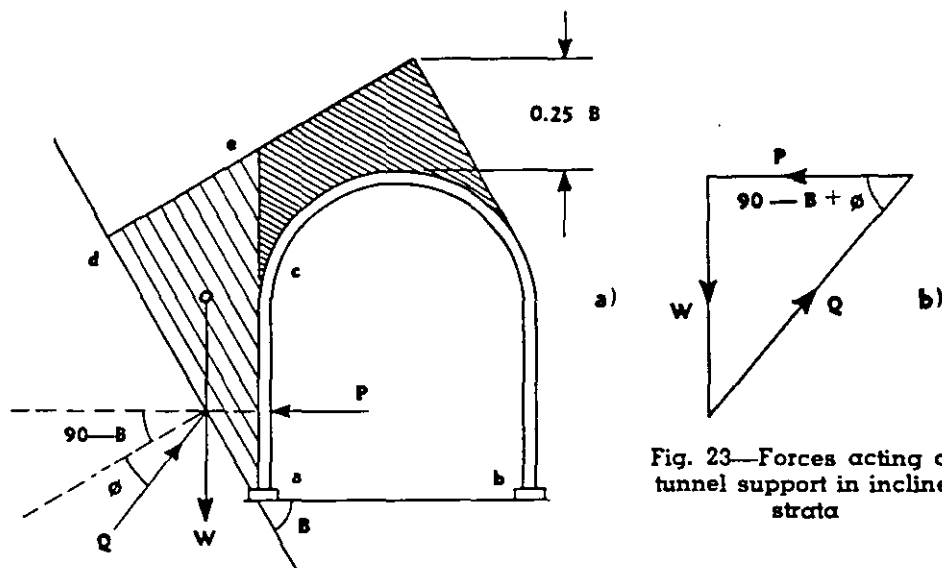


Fig. 23—Forces acting on tunnel support in inclined strata

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

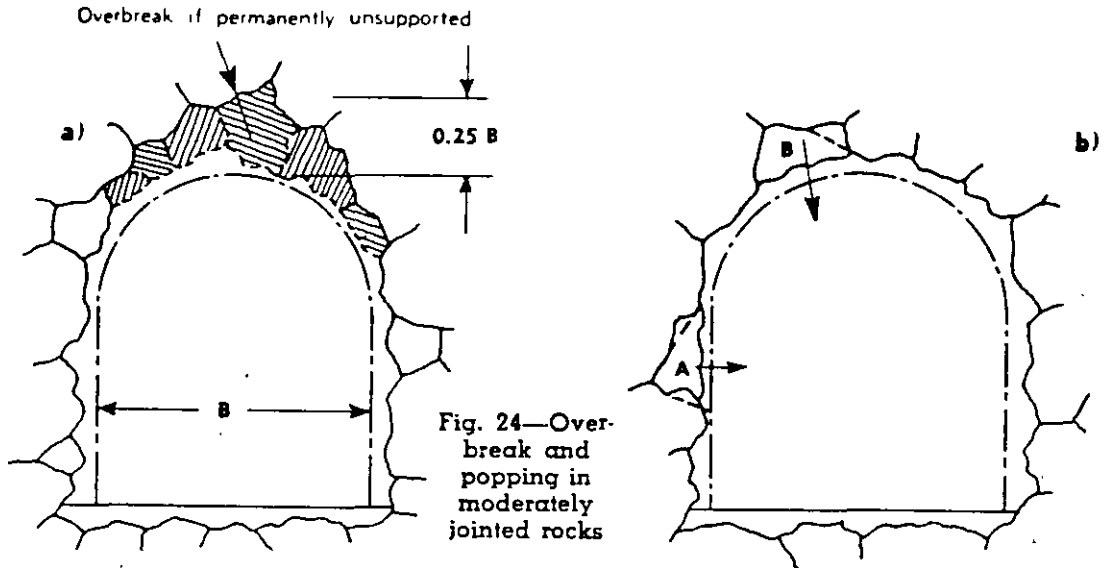
Overbreak and rock load

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. 4 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

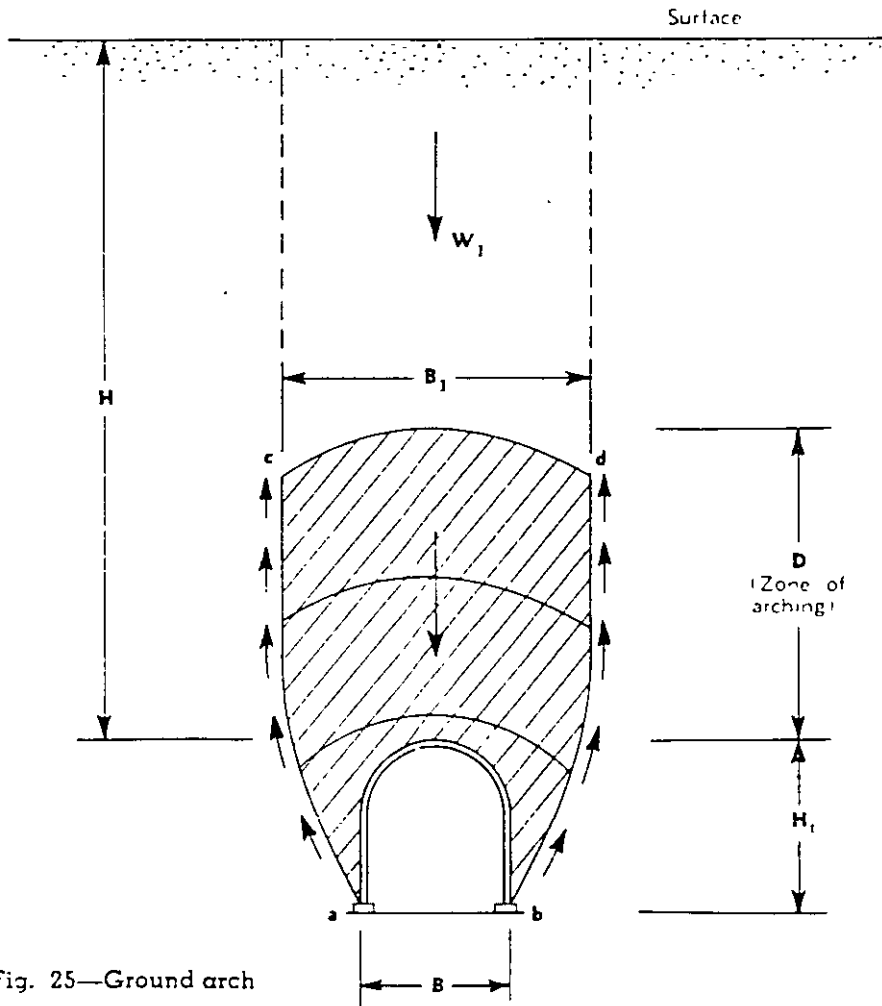


Fig. 25—Ground arch

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_1 .

(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

$$B_1 = B + H, \quad (3)$$

wherein B is the width and H the height of the tunnel.

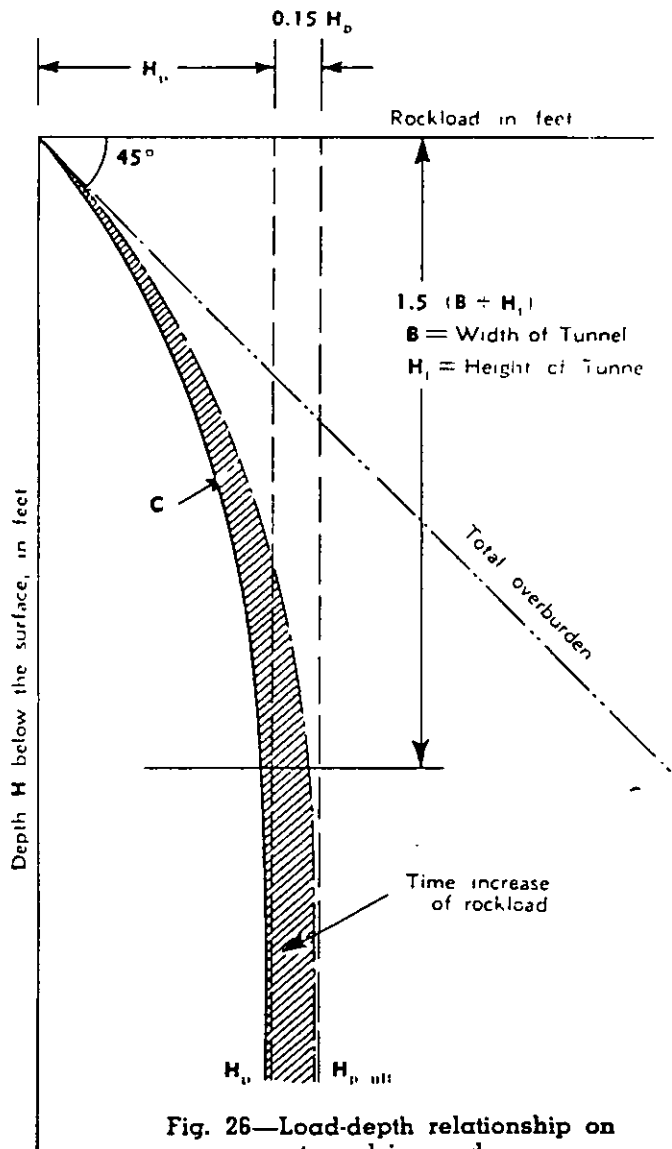


Fig. 26—Load-depth relationship on tunnel in sand

The rock load H_r 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.

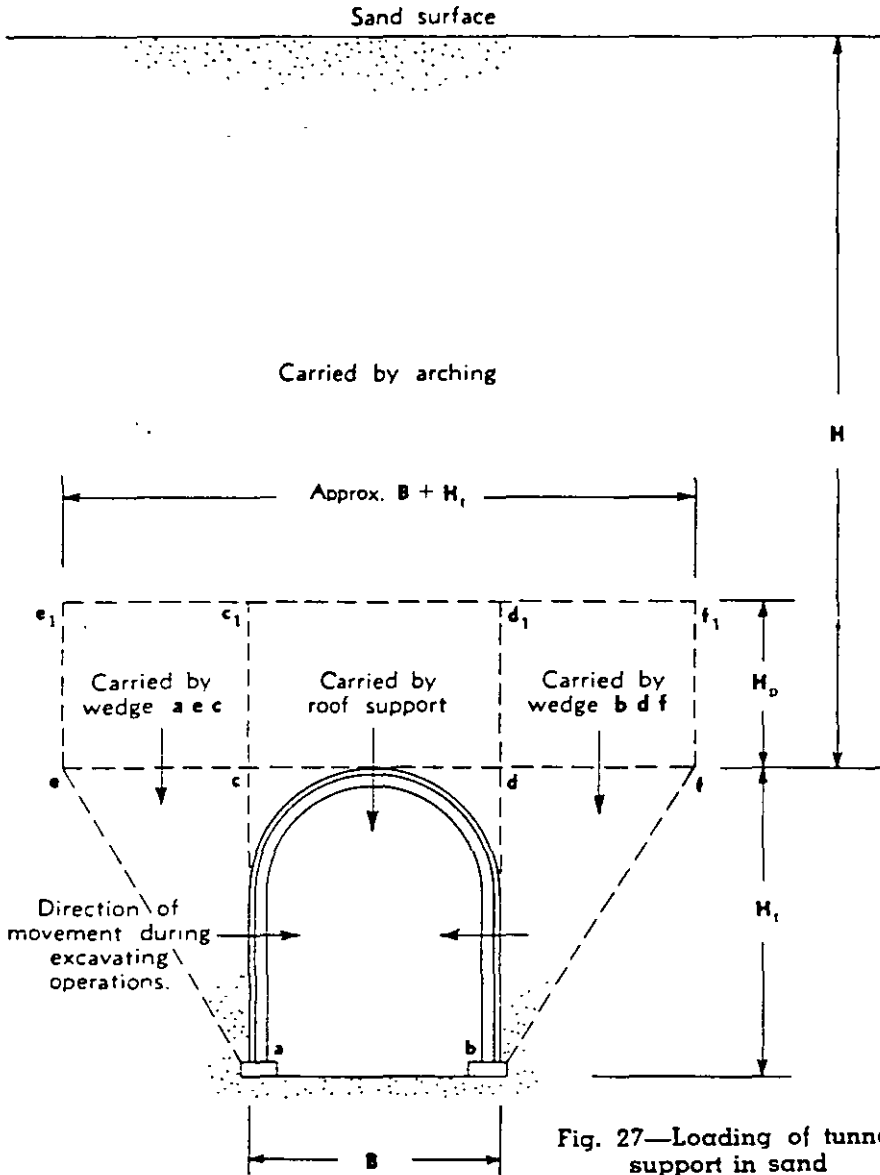


Fig. 27—Loading of tunnel support in sand

The rock load H_r 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.

$$\text{Dense sand } H_{p, \text{min}} = 0.27 (B + H_r) \quad \text{for yield of } 0.01 (B + H_r) \quad (4)$$

$$H_{p, \text{max}} = 0.60 (B + H_r) \quad \text{for yield of } 0.15 (B + H_r) \text{ or more} \quad (5)$$

$$\text{Loose sand } H_{p, \text{min}} = 0.47 (B + H_r) \quad \text{for yield of } 0.02 (B + H_r) \quad (6)$$

$$H_{p, \text{max}} = 0.60 (B + H_r) \quad \text{for yield of } 0.15 (B + H_r) \text{ or more} \quad (5)$$

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_n on these sides is roughly equal to

$$p_n = 0.30 w (0.5H_r + H_p) \quad (7)$$

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_r 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

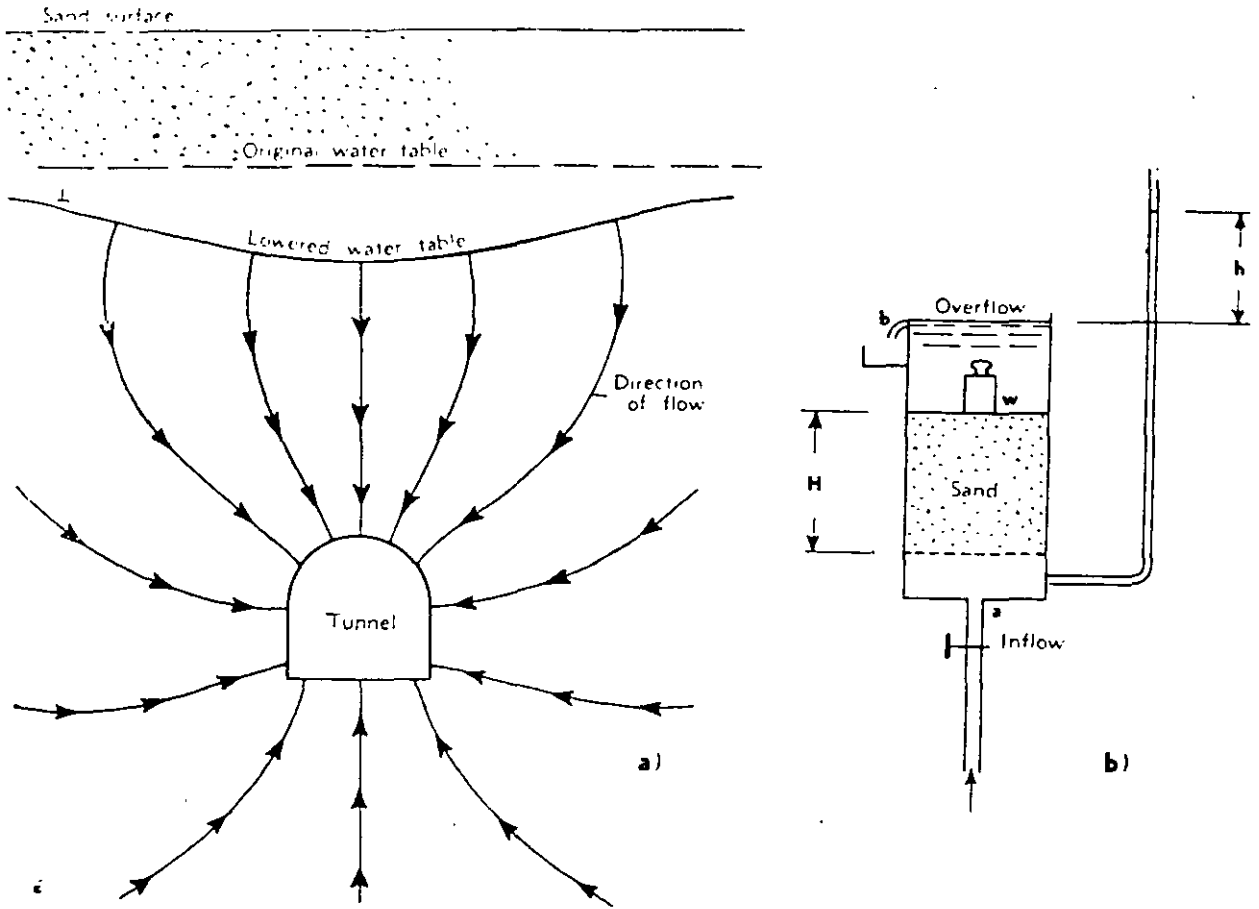


Fig. 28—Effect of seepage on tunnel floor in rock crushed to sand

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 Prof. Terzaghi, *Engineering Mechanics*, 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_p 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_1 of the tunnel. Hence if $H_{p,10}$ 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_1 feet through the same rock is:

$$H_p = H_{p,10} \times \frac{B + H_1}{20} \quad (8)$$

Empirical values for $H_{p,10}$ 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 a. 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

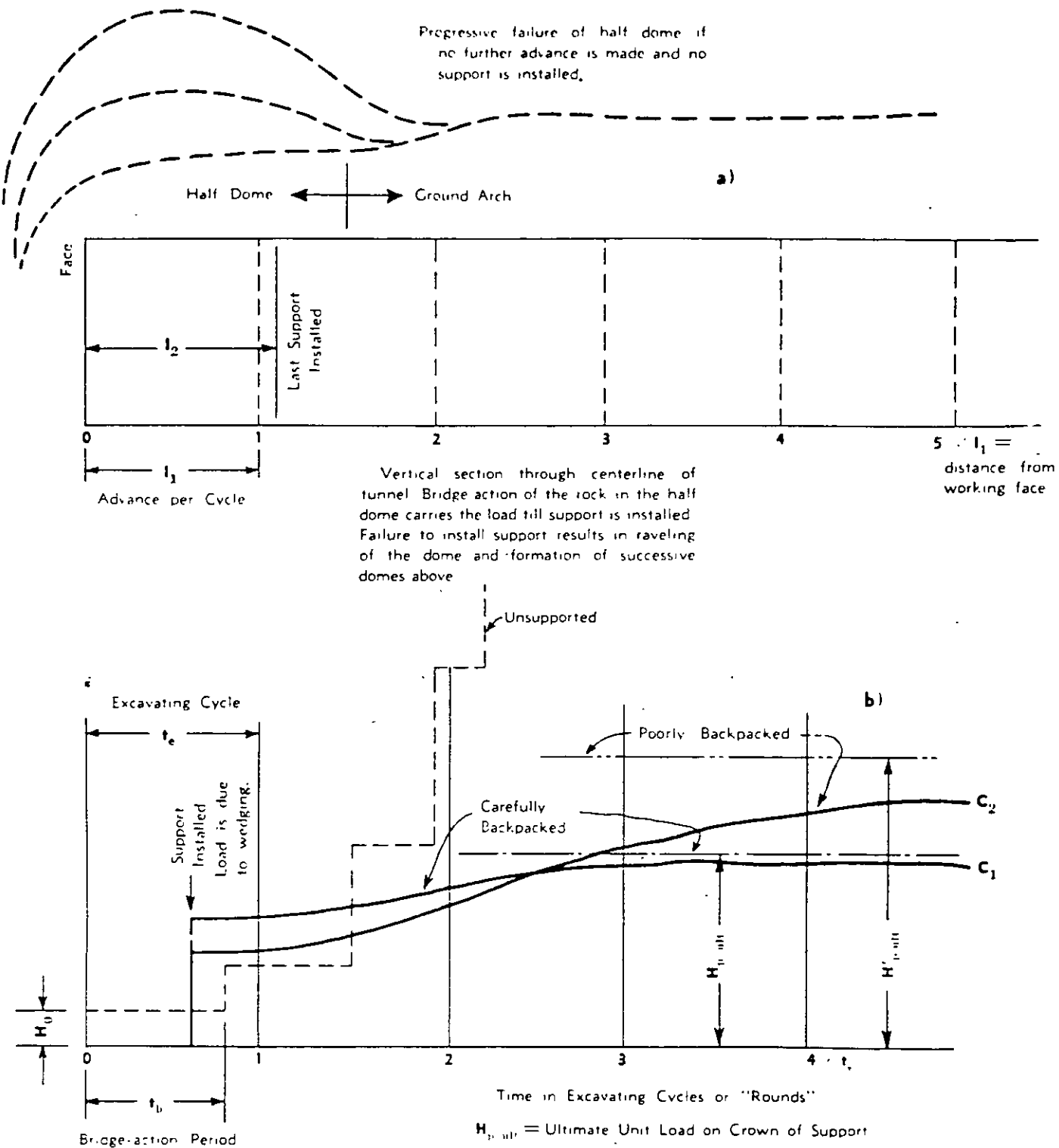


Fig. 29—Relation between time, overbreak and rock load in blocky and seamy rock.

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 instalments and finally the heading caves in. Ordinates of full lines represent rock load H_1 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_0 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 $H_{p, \text{ult}}$ 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 $H_{p, \text{ult}}$ will be higher than $H_{p, \text{ult}}$ 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_{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 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_1 of one excavation cycle, the support should be carried closer to the working face, or, if necessary, even tight to the face involving $L = 0$.

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_1 for ventilating, important

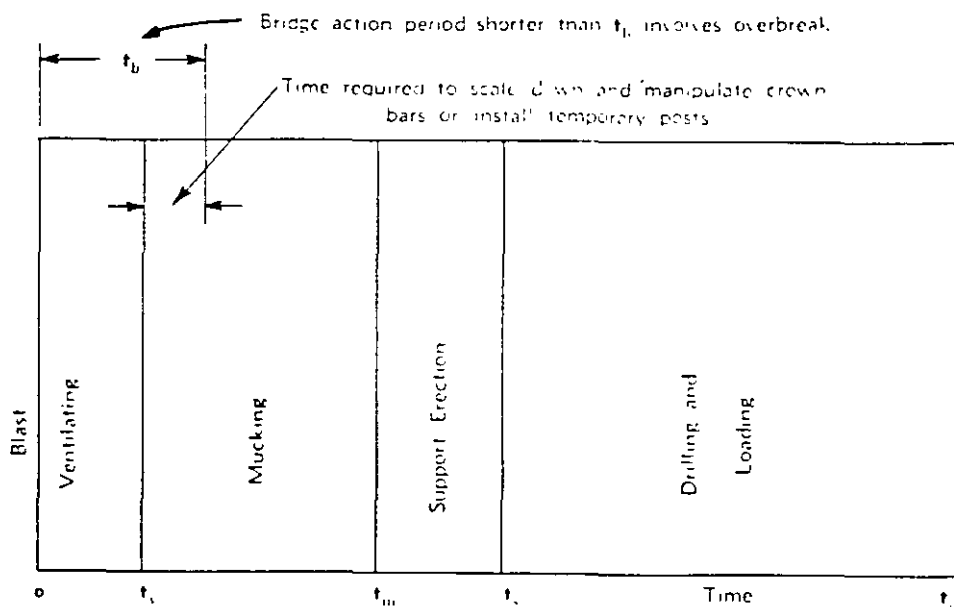


Fig.30—Diagram representing operating cycle for one round

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 $0.25 B$, 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 $H_{p,0}$ 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 $H_{p,0}$ for the rock loads on tunnel supports in moderately and very blocky rock. In wet tunnels through moderately blocky rock, the initial value of $H_{p,0}$ 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 $H_{p,0}$ (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 $H_{p,0}$ 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

	Initial value	Ultimate value	
Moderately blocky rock	$H_{p,0} = \text{zero}$	$H_{p,ult} = 0.25 B$ to $0.35 (B - H_1)$	(9)
Very blocky and shattered rock	$H_{p,0} = \text{zero}$ to $0.60 (B - H_1)$	$H_{p,ult} = 0.35 (B + H_1)$ 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_1)	0.60 (B + H_1)	0.54 (B - H_1)	1.20 (B + H_1)
	Ultimate	0.31 (B - H_1)	0.69 (B + H_1)	0.62 (B - H_1)	1.38 (B + H_1)
Loose sand ²	Initial	0.47 (B - H_1)	0.60 (B - H_1)	0.94 (B - H_1)	1.20 (B + H_1)
	Ultimate	0.54 (B - H_1)	0.69 (B - H_1)	1.08 (B + H_1)	1.38 (B + H_1)
Moderately blocky ³		$H_{p, min} = 0$	increasing up to	$H_{p, min} = 0.35 (B - H_1)$	
Very blocky and shattered		$H_{p, min} = 0.60 (B - H_1)$	increasing up to	$H_{p, min} = 1.10 (B - H_1)$	

1. Values are generally equal to 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

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.

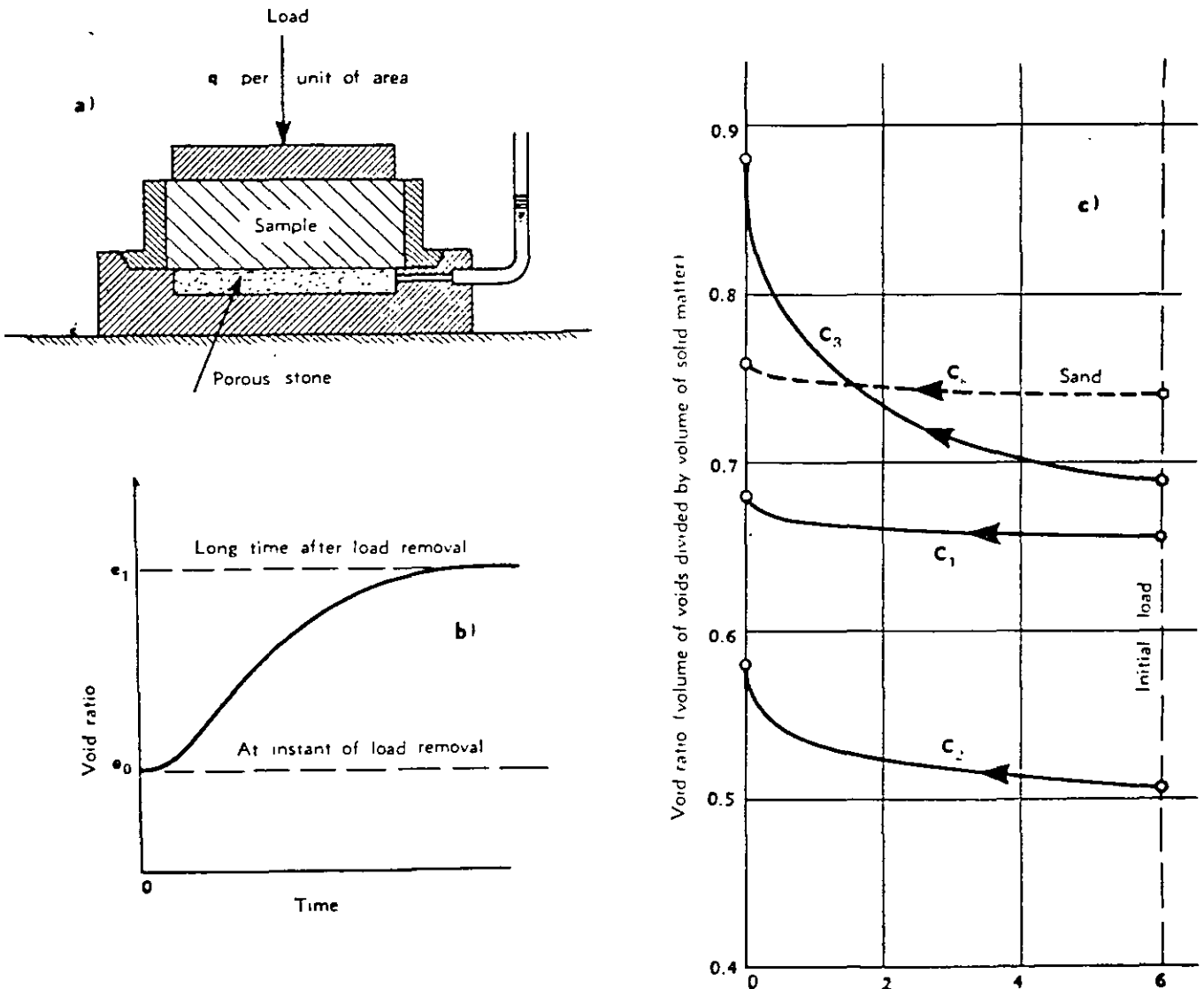


Fig. 31—Volume, time, pre-load relationship of clays

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 of the shear plane 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

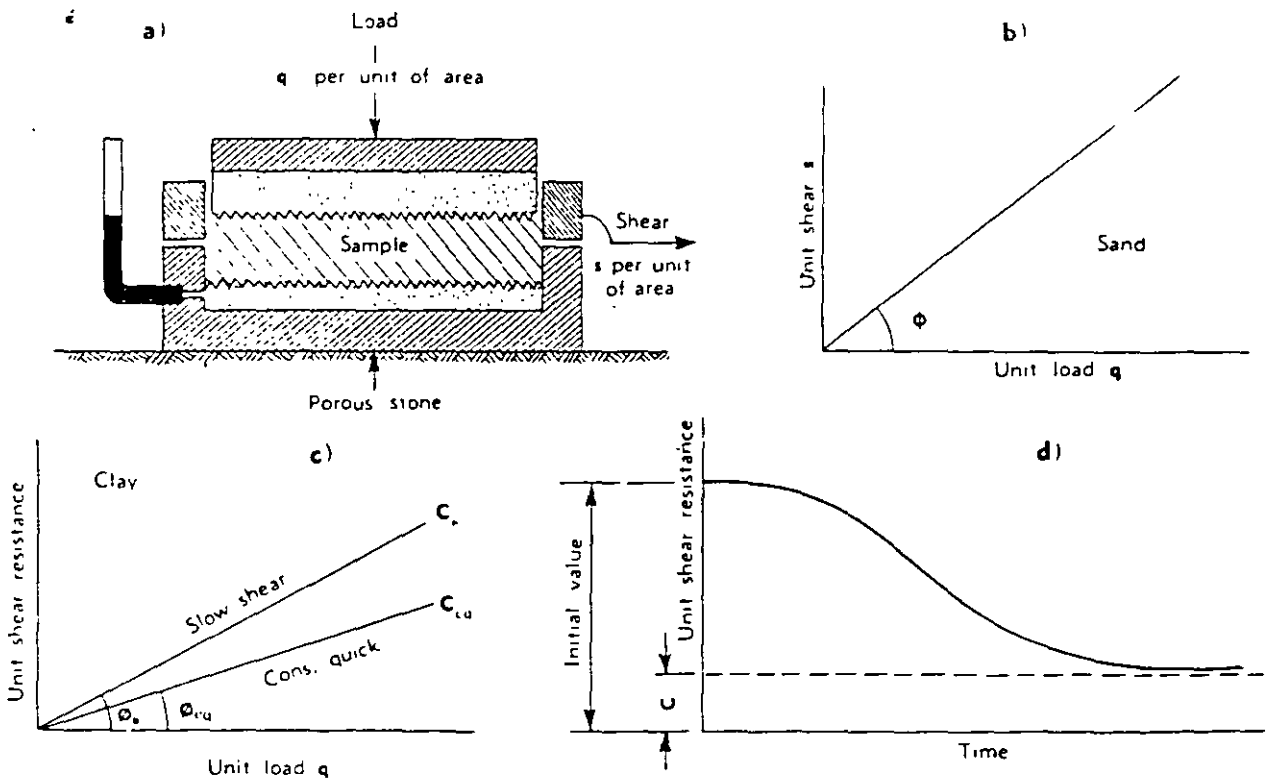


Fig. 32—Shear resistance of clay and sand

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, in Fig. 32 c. It rises from the origin at an angle ϕ , to the horizontal. The angle ϕ , 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 , 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

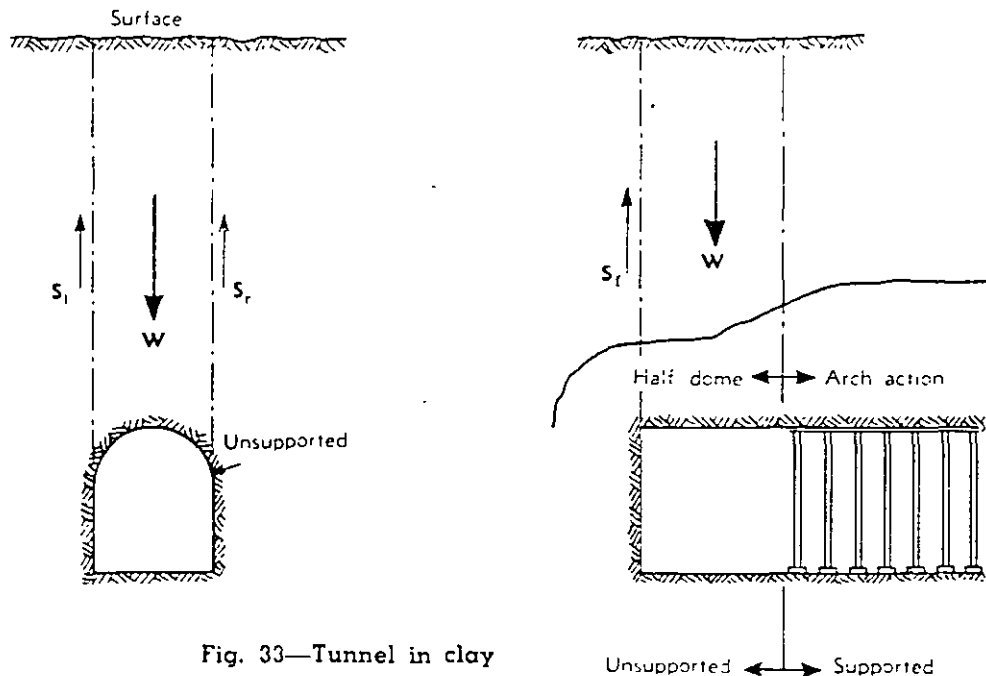


Fig. 33—Tunnel in clay

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.

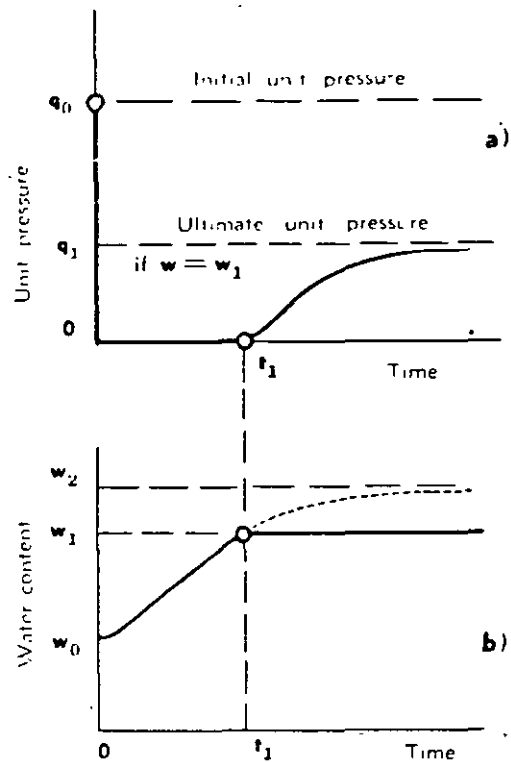


Fig. 34—Swelling, pressure, time effects of clay

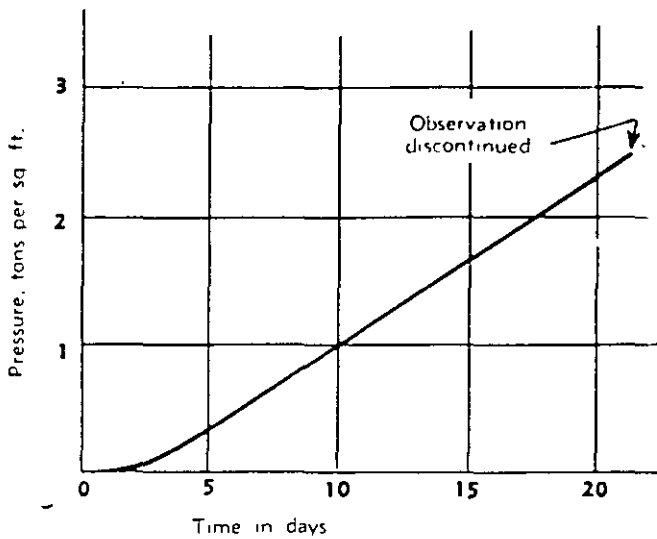


Fig. 35—Time, pressure curve of a clay in France

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).

Slaking at tunnel walls and the bridge-action period for clay

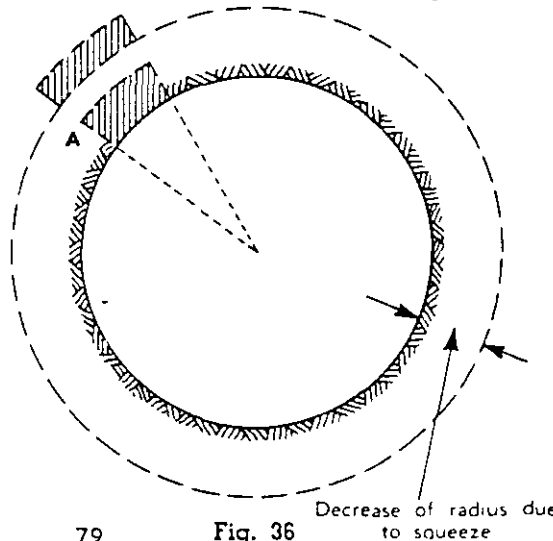
Many stiff clays contain an intricate network of closely spaced hair cracks. If an unconfined cylindrical specimen of such a clay is loaded, it disintegrates into small angular fragments as soon as its length has been slightly reduced by the pressure. The disintegration is due to the opening up of joints 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

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

Before squeeze } Volume assumed unchanged
After squeeze }



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_r and the cross section of such tunnels is similar to the relation expressed by Eq. 8, repeated here,

$$H_r = H_{r,100} \frac{B \pm H_r}{20}$$

which was established for blocky and seamy rock.

The value $H_{r,100}$ 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 $H_{r,100}$ 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 $H_{r,100}$ 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 C₂ 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_1 of the swelling rock. Any pressure in excess of q_1 causes the rock to flow around the outer flange of the rib as indicated in Fig. 37. The resistance q_1 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.

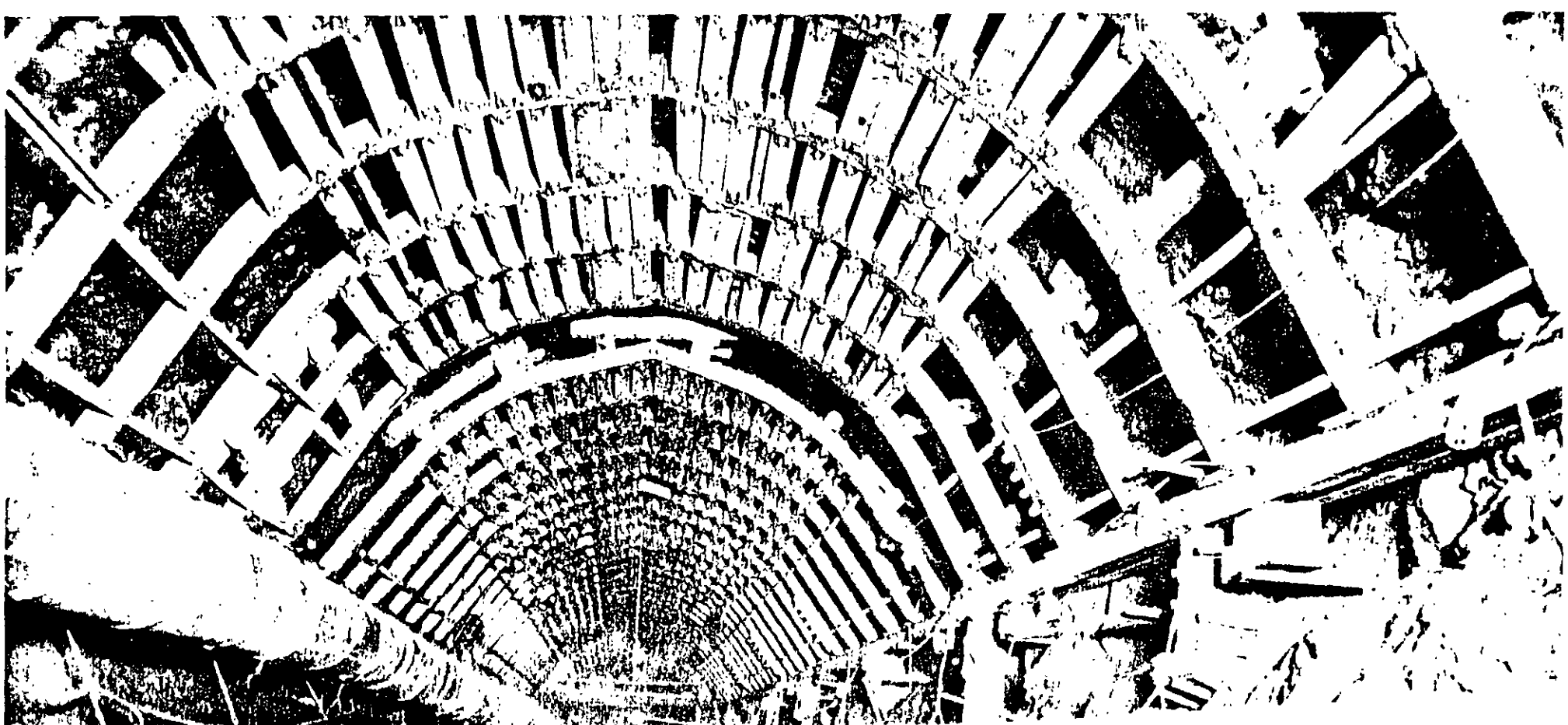
In order to get quantitative information on the time-pressure characteristics of the rock and on the pressure-relieving effect of the squeeze, sturdy pressure measuring devices should be inserted into some of the ribs, by means of which the radial pressure on the ribs can be determined periodically.



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
 line on 8" double beam wall plates.
 Spacing 4'-0" centers.

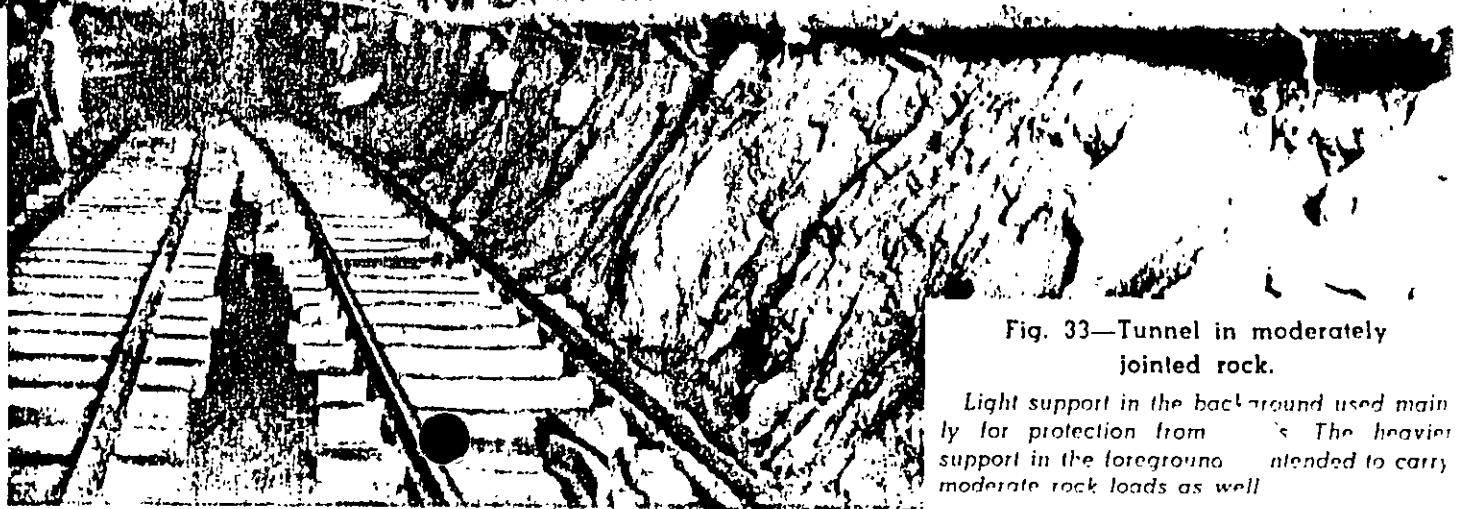


Fig. 33—Tunnel in moderately
 jointed rock.

Light support in the background used main-
 ly for protection from falls. The heavier
 support in the foreground 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.

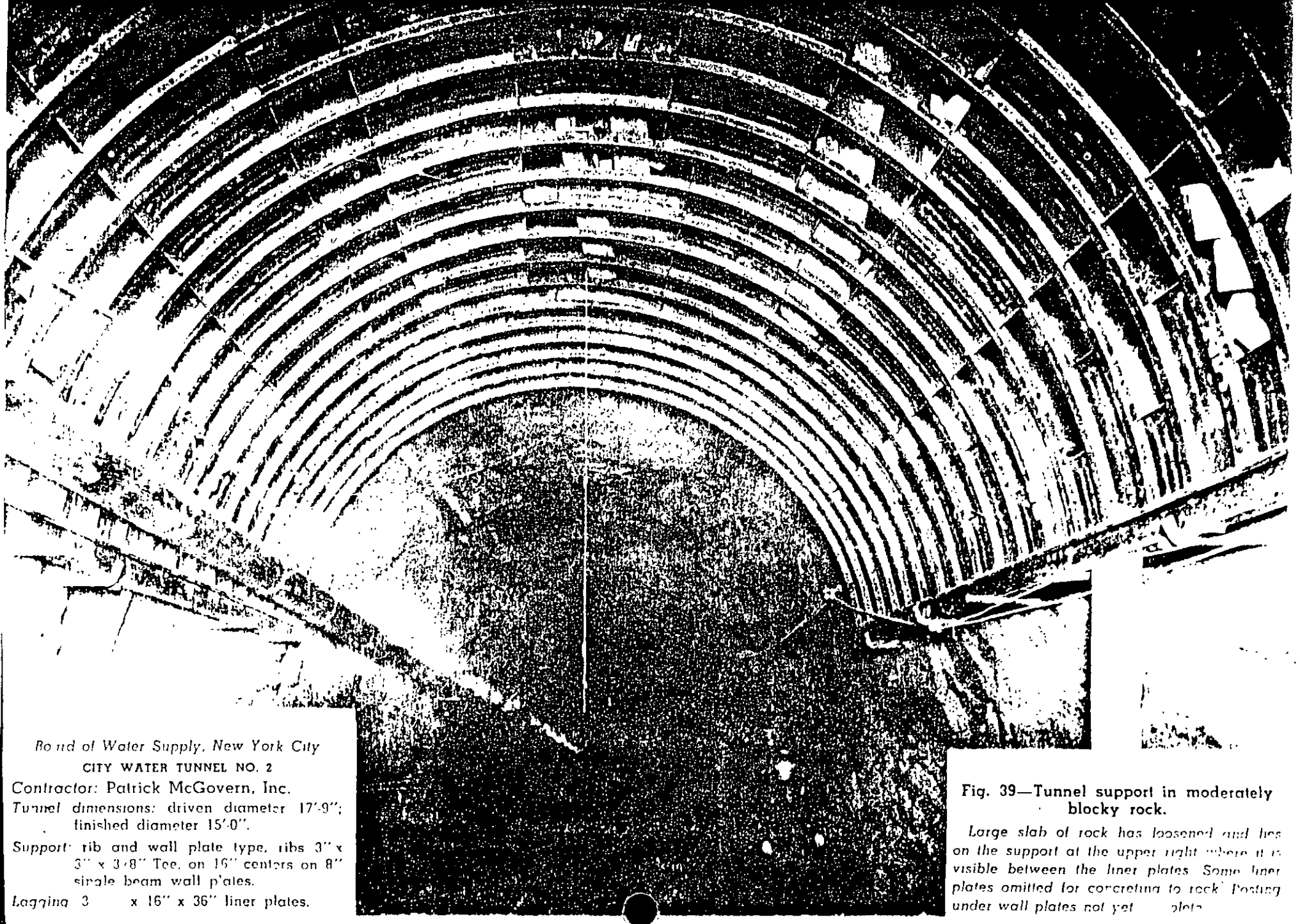
Specimens of decomposed gneiss which caused considerable trouble during the construction of the St. Gotthard Tunnel in Switzerland expanded after immersion by about 2.9 per cent in the direction of the cleavage.¹ The volume of a specimen of shale was even found to increase during immersion by 12 per 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. Stapp: Jahrbuch der preussischen geologischen Landesanstalt. 1898

2. Daniel E. Moran, Letter to the Editor, Eng. News-Record, Vol. 95, December 10, 1925.



Board of Water Supply, New York City
CITY WATER TUNNEL NO. 2

Contractor: Patrick McGovern, Inc.

Tunnel dimensions: driven diameter 17'-9";
finished diameter 15'-0".

Support: rib and wall plate type, ribs 3" x
3" x 3/8" Tee, on 16" centers on 8"
single beam wall plates.

Lagging 3" x 16" x 36" liner plates.

Fig. 39—Tunnel support in moderately
blocky rock.

Large slab of rock has loosened and lies
on the support at the upper right where it is
visible between the liner plates. Some liner
plates omitted for concreting to rock. Posting
under wall plates not yet done.

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

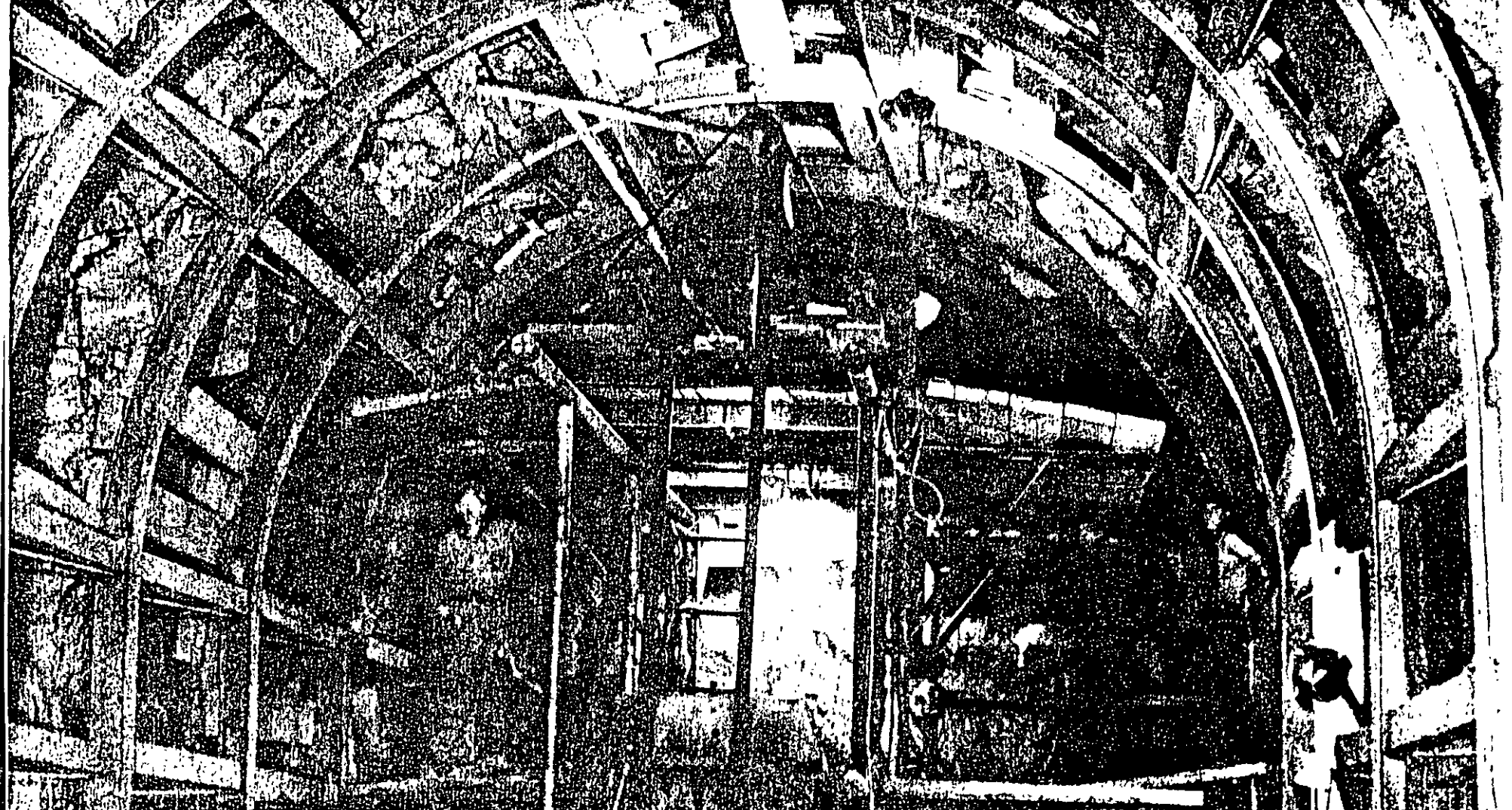
The first and foremost requirement for making a forecast of the working conditions in a proposed rock tunnel is a geological section through the center line of the tunnel, showing the approximate position of the boundaries between the different types of rocks and of all those faults or fault zones which 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.



U. S. Bureau of Reclamation

GILA VALLEY PROJECT
GRAVITY MAIN CANAL

Tunnel No. 1, near Yuma, Arizona

Contractor: Mitty Bros Construction Co.

Tunnel dimensions, driven bore 22'-3" x 22'-8", horseshoe; finished bore 20'-0" x 17'-0", horseshoe

Support: continuous ribs, 8" x 5 1/2" WF-beams, 17 lbs., spacing variable

Fig. 40—Tunnel in very blocky rock.

The blocky nature of the rock is visible between the ribs in the foreground and the face ribs have been erected by drill carriage and are being blocked with drilling.

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.

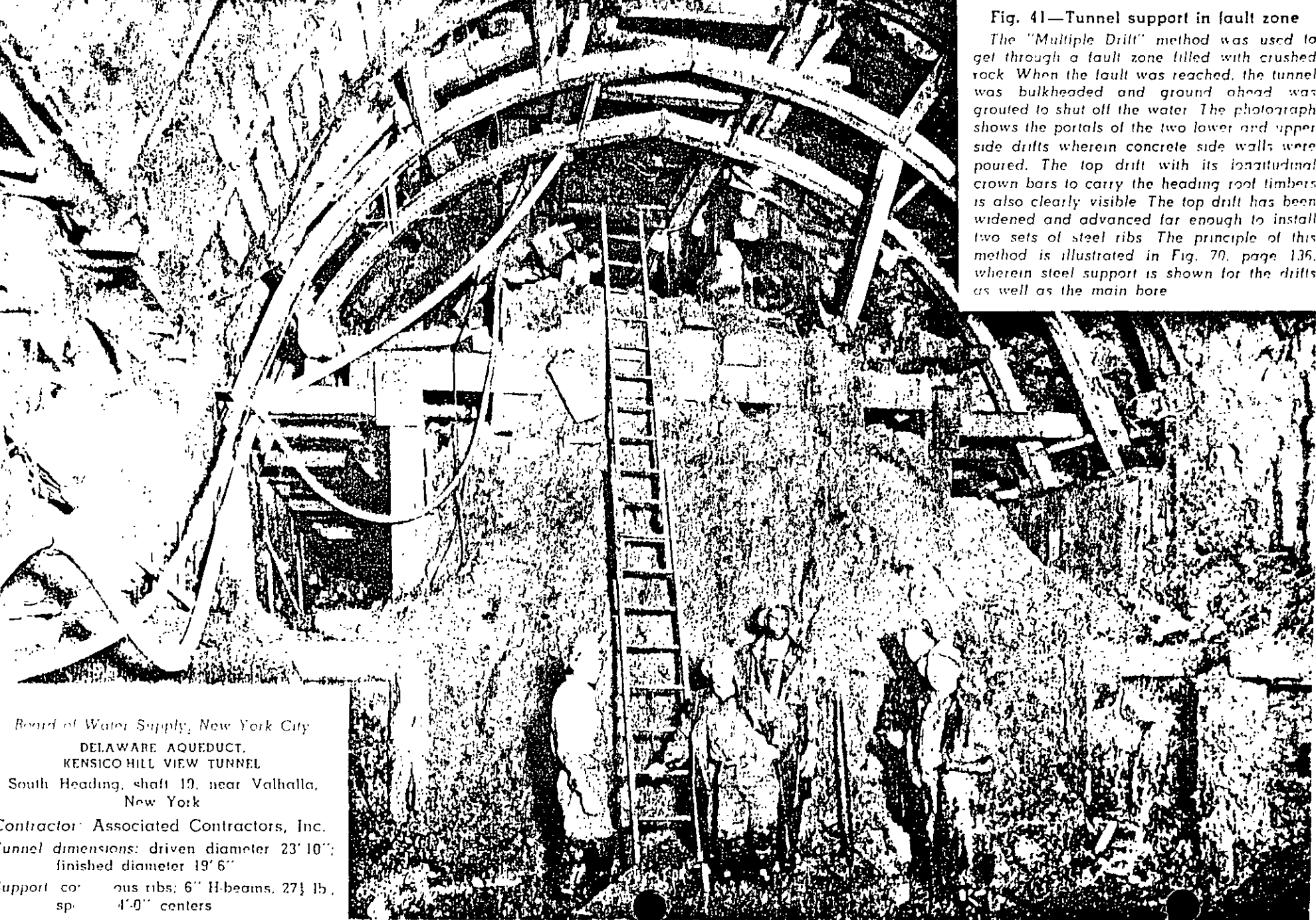


Fig. 41—Tunnel support in fault zone
The "Multiple Drift" method was used to get through a fault zone filled with crushed rock. When the fault was reached, the tunnel was bulkheaded and ground ahead was grouted to shut off the water. The photograph shows the portals of the two lower and upper side drifts wherein concrete side walls were poured. The top drift with its longitudinal crown bars to carry the heading roof timbers is also clearly visible. The top drift has been widened and advanced far enough to install two sets of steel ribs. The principle of this method is illustrated in Fig. 70, page 136, wherein steel support is shown for the drifts as well as the main bore.

Board of Water Supply, New York City
DELAWARE AQUEDUCT,
KENSICO HILL VIEW TUNNEL
South Heading, shaft 19, near Valhalla,
New York
Contractor: Associated Contractors, Inc.
Tunnel dimensions: driven diameter 23' 10";
finished diameter 19' 6"
Support construction: continuous ribs; 6" H-beams, 27 1/2 lb.,
spaced 4'-0" centers

TABLE 3

**Rock load H_r , in feet of rock on roof of support in tunnel
with width B (ft) and height H_t (ft) at depth of more than $1.5 (B + H_t)$.¹**

<i>Rock Condition</i>	<i>Rock Load H_r, in feet</i>	<i>Remarks</i>
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 _t)	No side pressure. See Fig. 39.
5. Very blocky and seamy	(0.35 to 1.10) (B+H _t)	Little or no side pressure. See Fig. 40.
6. Completely crushed but chemically intact	1.10 (B+H _t)	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 _t)	Heavy side pressure, invert struts required. Circular ribs are recommended.
8. Squeezing rock, great depth	(2.10 to 4.50) (B+H _t)	
9. Swelling rock	Up to 250 ft. irrespective of value of (B+H _t)	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 $H_t = 15$ 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

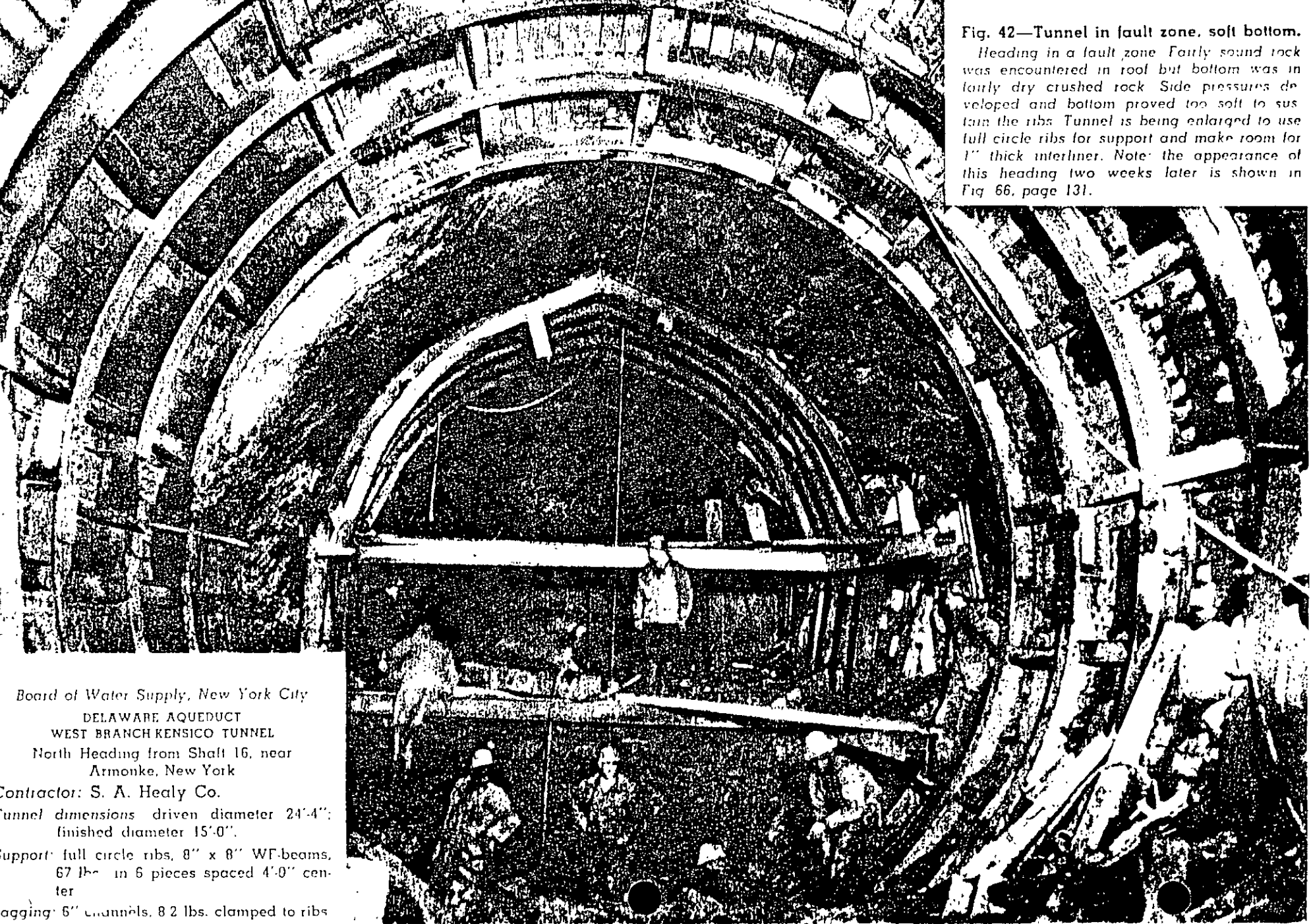


Fig. 42—Tunnel in fault zone, soft bottom.

Heading in a fault zone. Fairly sound rock was encountered in roof but bottom was in fairly dry crushed rock. Side pressures developed and bottom proved too soft to sustain the ribs. Tunnel is being enlarged to use full circle ribs for support and make room for 1" thick interliner. Note: the appearance of this heading two weeks later is shown in Fig 66, page 131.

Board of Water Supply, New York City
DELAWARE AQUEDUCT
WEST BRANCH KENSICO TUNNEL
North Heading from Shaft 16, near
Armonke, New York

Contractor: S. A. Healy Co.
Tunnel dimensions driven diameter 24'-4";
finished diameter 15'-0".
Support: full circle ribs, 8" x 8" WF-beams,
67 lbs. in 6 pieces spaced 4'-0" center
lagging: 5" channels, 82 lbs. clamped to ribs

to the various conditions which are likely to be encountered may be obtained by introducing the values B, H₁, and w into the preceding equations. The results are as follows:

	Minimum	Maximum
Spalling state - - - - -	0	to 400 lbs. per sq. ft.
Moderately jointed		
H _{p, min} - - - - -	0	
H _{p, max} = .25B = .25 x 15 ft. = 3.75 ft = - - -		620 lbs. per sq. ft.
Moderately blocky and seamy		
H _{p, min} = H _{p, max} for moderately jointed - - -	620	lbs. per sq. ft.
H _{p, max} = .35 (B + H ₁) = .35 (15 + 15) = 10.5 ft. =		1730 lbs. per sq. ft.
Intensely shattered but chemically unaltered		
H _{p, min} = H _{p, max} for moderately blocky - - -	1730	lbs. per sq. ft.
H _{p, max} = 1.10 (B + H ₁) = 1.10 (15 + 15) = 33.0 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:

Squeezing H _p = 2.10 (B + H ₁) = 2.10 x (15 + 15) = 63 ft. =	Maximum	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.

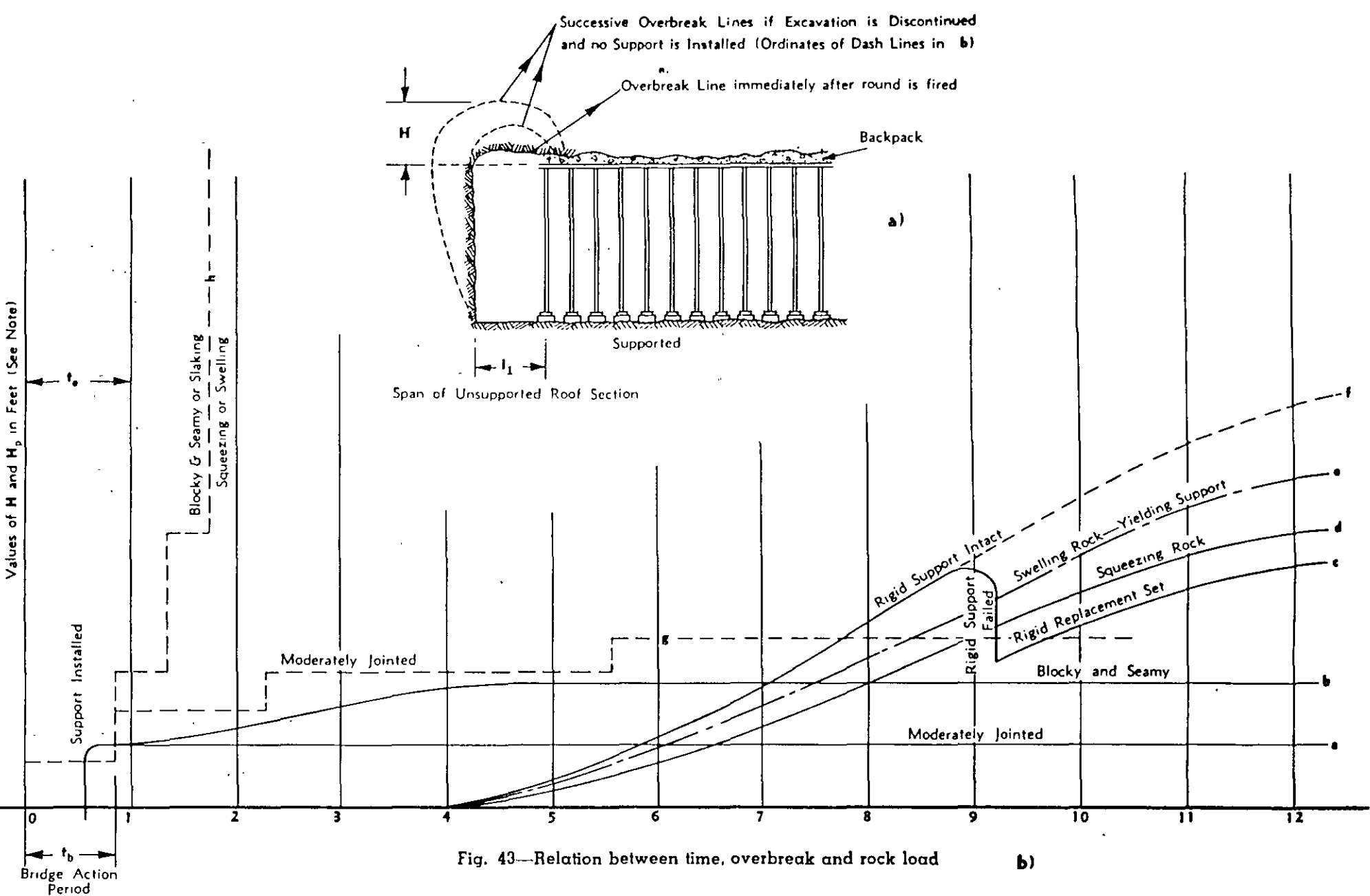
BRIDGE-ACTION AND LOAD-INCREASE PERIOD

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.



Abcissas 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. Abcissas 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 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.

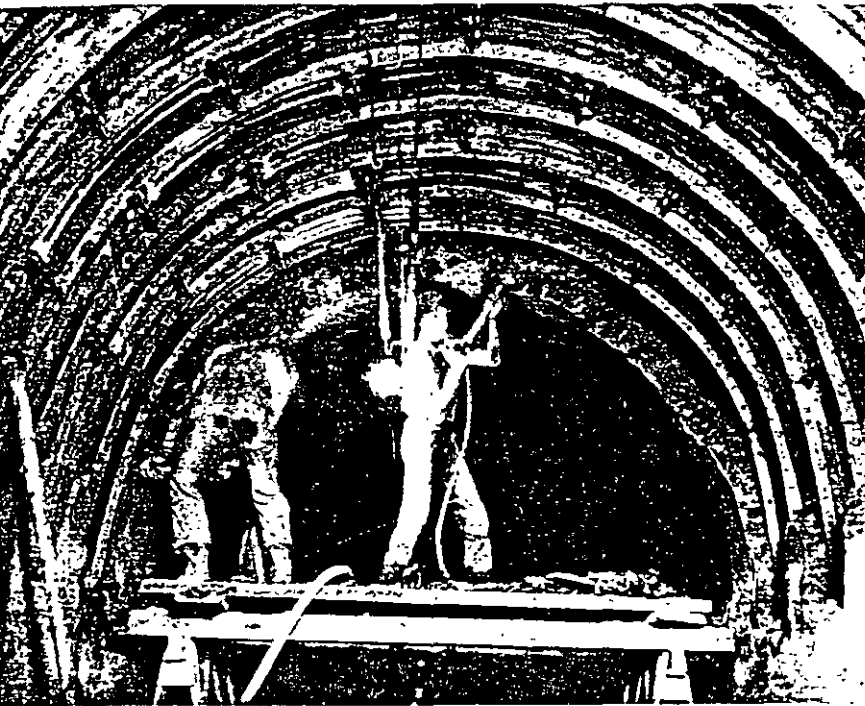


Fig. 44—Repair of damage to permanent tunnel lining in squeezing rock.

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. Lining plates were installed, covered with expanded metal, and then grouted. Space between lining 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.

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, 1943.

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.

TRATAMIENTOS Y SOPORTE DE MACIZOS ROCOSOS

CORRECTIVOS

Anclaje

Drenaje

Concreto lanzado

Inyecciones

Marcos de acero

Muros de contención y tipo alcancía

Excavación

PREVENTIVOS

Instrumentación

Control de voladuras

MARCOS DE ACERO



MARCOS DE ACERO

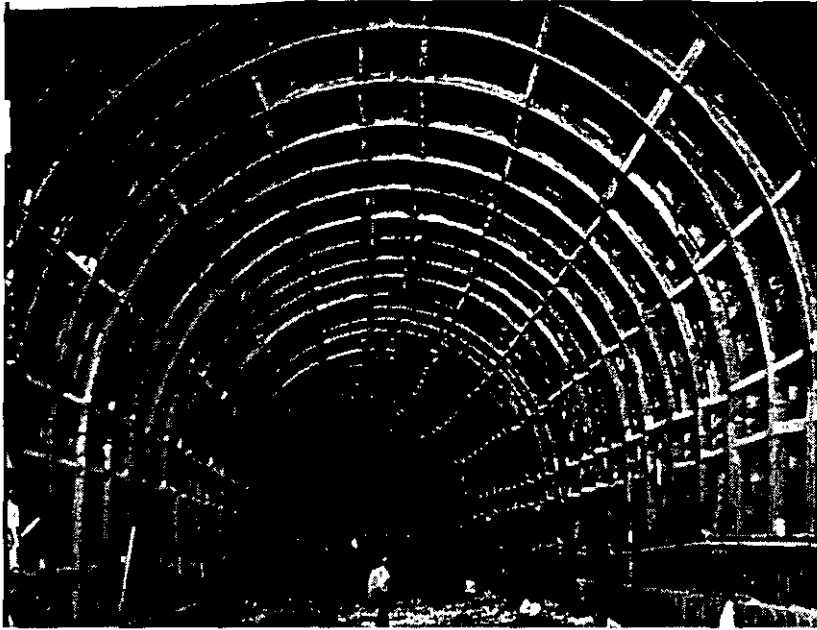


TABLE 1—CONTINUOUS RIBS
CAPACITY IN POUNDS PER FOOT OF TUNNEL WIDTH **MAXIMUM FIBER STRESS—27000 LBS PER SQ IN**

BEAM		14'-0"	16'-0"	18'-0"	20'-0"	22'-0"	Width of Tunnel to Outside Design Concrete Line										36'-0"	38'-0"	40'-0"	42'-0"	44'-0"
Nominal Depth, Flange Width & Type	Wt Per Foot						40"	42"	44"	46"	48"	50"	52"	54"	56"	58"					
		Maximum Blocking Point Spacing																			
4'-1"	7.7	3050	2780																		
4'-4" M	13.0	5380	4850	4400	4020																
5'-1"	10.0	4510	4070	3690	3360																
5'-5" Stanchion	16.0	7780	7000	6330	5770																
5'-5" M	18.9	8840	7940	7190	6550																
6'-1"	12.5	6290	5660	5110	4650	4260															
6'-1"	17.25	7990	7180	6490	5920	5420	5010														
6'-4" Light Beam	12.0	6200	5560	5020	4570	4200															
6'-4"	16.0	8480	7600	6870	6270	5740	5300														
6'-6" Stanchion	15.5	8380	7500	6780	6180	5660	5230														
6'-6" M	20.0	10740	9630	8710	7930	7270	6700	6220	5780												
6'-6" M	25.0	13270	11890	10770	9800	8980	8280	7680	7140	6670											
7'-1"	15.3			6740	6130	5610	5190														
8'-1"	18.4			8590	7820	7170	6610														
8'-1"	23.0			10240	9330	8550	7890	7310	6790	6340	5940	5580	5250								
8'-4" Light Beam	15.0			7110	6470	5930	5470														
8'-8" M	34.3			16820	15310	14020	12940	12000	11160	10410	9750	9170	8640	8180	7740	7350	6990				
8'-5 1/2" W.F.	17.0			8220	7510	6880	6360	5890													
8'-5 1/2" "	20.0			9820	8940	8160	7550	7010	6500	6070											
8'-6 1/2" "	24.0			11920	10860	9930	9170	8500	7900	7380	6920	6490	6120	5790	5490						
8'-6 1/2" "	28.0			14010	12670	11600	10710	9930	9220	8610	8070	7580	7150	6770	6410						
8'-8" "	31.0			15550	14160	12970	11970	11090	10300	9630	9020	8470	7990	7560	7150	6790	6470				
8'-8" "	35.0			17590	16030	14750	13540	12550	11670	10900	10200	9600	9040	8550	8100	7680	7310				
8'-8" "	40.0			20100	18300	16750	15470	14330	13320	12430	11650	10960	10330	9760	9250	8770	8350				
8'-8" "	48.0				22090	20240	18670	17310	16080	15030	14070	13230	12480	11690	11070	10510	10000				
8'-8" "	58.0					24410	22530	20880	19390	18120	17000	15990	15070	14240	13500	12810	12180				
8'-8" "	67.0					28240	26090	24190	22470	20980	19650	18470	17410	16480	15610	14800	14110				
10'-1"	25.4					10810	9970	9240	8580	8020	7510	7060	6660	6300	5970	5670	5400				
10'-1"	35.0					14080	12980	12080	11180	10450	9790	9190	8670	8200	7760	7370	7010				
10'-5 1/4" W.F.	21.0					9250	8530	7900	7330	6850	6420	6040	5690	5390	5100	4850	4610				
10'-5 1/4" "	25.0					11100	10260	9510	8840	8260	7740	7280	6860	6510	6180	5860	5580				
10'-8" "	33.0					14770	13590	12610	11730	10960	10270	9650	9100	8610	8160	7750	7380				
10'-8" "	39.0					17580	16220	15030	13960	13040	12230	11490	10840	10260	9720	9240	8790				
10'-8" "	45.0					20360	18760	17380	16170	15100	14150	13310	12550	11870	11250	10690	10170				
10'-10" "	49.0						20580	19090	17740	16570	15550	14610	13780	13030	12350	11730	11170				
10'-10" "	54.0						22720	21090	19590	18300	17170	16130	15220	14390	13650	12960	12330				
10'-10" "	66.0						28070	25760	23940	22350	20960	19710	18580	17570	16660	15830	15060				
12'-8" "	45.0									15940	14940	14050	13260	12540	11890	11310	10750				
12'-10" "	53.0									18980	17800	16740	15790	14940	14170	13450	12820				
12'-12" "	65.0									23380	21940	20620	19450	18420	17470	16590	15810				

Values shown are for stress of 27 Kips
 For 24 Kips multiply by .889

TABLE 1—CONTINUOUS RIBS
CAPACITY IN POUNDS PER FOOT OF TUNNEL WIDTH MAXIMUM FIBER STRESS—27000 LBS. PER SQ. IN.

BEAM		Width of Tunnel to Outside Design Concrete Line															
Nominal Depth, Flange Width & Type	Wt. Per Foot	14'-0"	16'-0"	18'-0"	20'-0"	22'-0"	24'-0"	26'-0"	28'-0"	30'-0"	32'-0"	34'-0"	36'-0"	38'-0"	40'-0"	42'-0"	44'-0"
		40	42	44	46	48	50	52	54	56	58	60	62	64	66	68	70
		Maximum Blocking Point Spacing															
4 I	7.7	3090	2780														
4 x 4 M	13.0	5380	4850	4400	4020												
5 I	10.0	4530	4070	3690	3360												
5 x 5 Stanchion	16.0	7780	7000	6330	5770												
5 x 5 H	18.9	8840	7940	7190	6550												
6 I	12.5	6290	5660	5110	4650	4260											
6 I	17.25	7990	7180	6490	5920	5430	5010										
6 x 4 Light Beam	12.0	6200	5560	5020	4570	4200											
6 x 4	16.0	8480	7600	6870	6270	5740	5300										
6 x 6 Stanchion	15.5	8380	7500	6780	6180	5660	5230										
6 x 6 H	20.0	10740	9630	8710	7930	7270	6700	6220	5780								
6 x 6 H	25.0	13270	11890	10770	9800	8980	8280	7680	7140	6670							
7 I	15.3			6740	6130	5610	5190										
8 I	18.4			8590	7820	7170	6610										
8 I	23.0			10240	9330	8550	7890	7310	6790	6340	5940	5580	5250				
8 x 4 Light Beam	15.0			7110	6470	5930	5470										
8 x 8 H	34.3			16820	15310	14020	12940	12000	11160	10410	9750	9170	8640	8180	7740	7350	6990
8 x 5 1/2 W.F.	17.0			8220	7510	6880	6360	5890									
8 x 5 1/2	20.0			9820	8940	8160	7550	7010	6500	6070							
8 x 6 1/2	24.0			11920	10860	9930	9170	8500	7900	7380	6920	6490	6120	5790	5490		
8 x 6 1/2	28.0			14010	12670	11600	10710	9930	9220	8610	8070	7580	7150	6770	6410		
8 x 8	31.0			15550	14160	12970	11970	11090	10300	9630	9020	8470	7990	7560	7150	6790	6470
8 x 8	35.0			17590	16030	14750	13540	12550	11670	10900	10200	9600	9040	8550	8100	7680	7310
8 x 8	40.0			20100	18300	16750	15470	14330	13320	12430	11650	10960	10330	9760	9250	8770	8350
8 x 8	48.0				22090	20240	18670	17310	16080	15030	14070	13230	12480	11690	11070	10510	10000
8 x 8	58.0					24410	22530	20880	19390	18120	17000	15990	15070	14240	13500	12810	12180
8 x 8	67.0					28240	26090	24190	22470	20980	19650	18470	17410	16480	15610	14800	14110
10 I	25.4					10810	9970	9240	8580	8020	7510	7060	6660	6300	5970	5670	5400
10 I	35.0					14080	12980	12080	11180	10450	9790	9190	8670	8200	7760	7370	7010
10 x 5 1/2 W.F.	21.0					9250	8530	7900	7330	6850	6420	6040	5690	5390	5100	4850	4610
10 x 5 1/2	25.0					11100	10260	9510	8840	8260	7740	7280	6860	6510	6180	5860	5580
10 x 8	33.0					14770	13590	12610	11730	10960	10270	9650	9100	8610	8160	7750	7380
10 x 8	39.0					17580	16220	15030	13960	13040	12230	11490	10840	10260	9720	9240	8790
10 x 8	45.0					20360	18760	17380	16170	15100	14150	13310	12550	11870	11250	10690	10170
10 x 10	49.0						20580	19090	17740	16570	15550	14610	13780	13030	12350	11730	11170
10 x 10	54.0						22720	21090	19590	18300	17170	16130	15220	14390	13650	12960	12330
10 x 10	66.0						28070	25760	23940	22350	20960	19710	18580	17570	16660	15830	15060
12 x 8	45.0									15940	14940	14050	13260	12540	11890	11310	10750
12 x 10	53.0									18980	17800	16740	15790	14940	14170	13450	12820
12 x 12	65.0									23380	21940	20620	19450	18420	17470	16590	15810

Values shown are for stress of 27 Kips
For 24 Kips multiply by .889

MARCOS DE ACERO

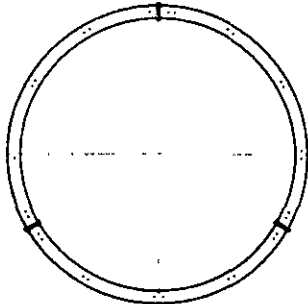


Fig. 58—Full circle rib type

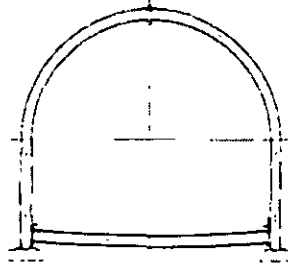


Fig. 59—Invert strut

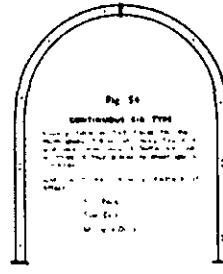


Fig. 54
CONTINUOUS RIB TYPE

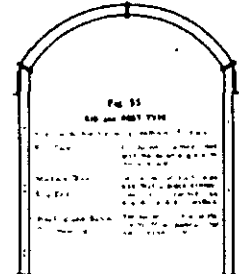


Fig. 55
RIB AND ABUT TYPE

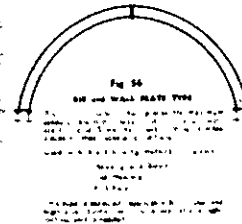


Fig. 56
RIB AND WALL PLATE TYPE

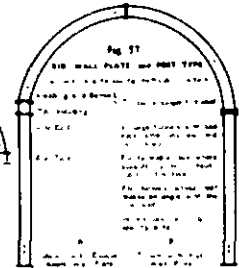
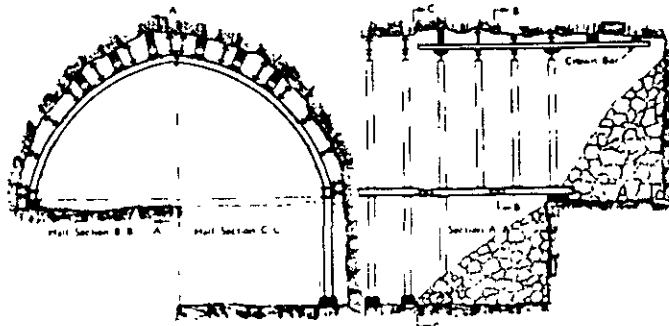
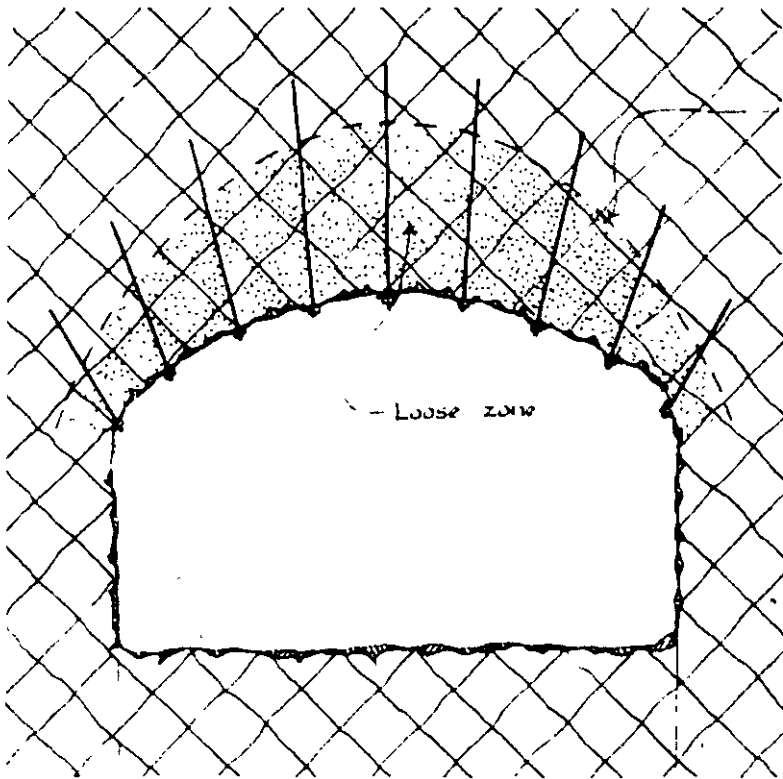
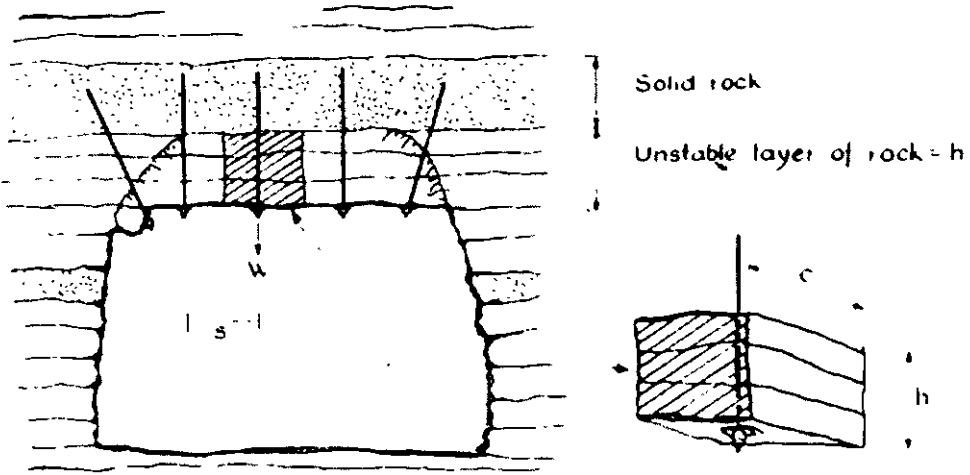


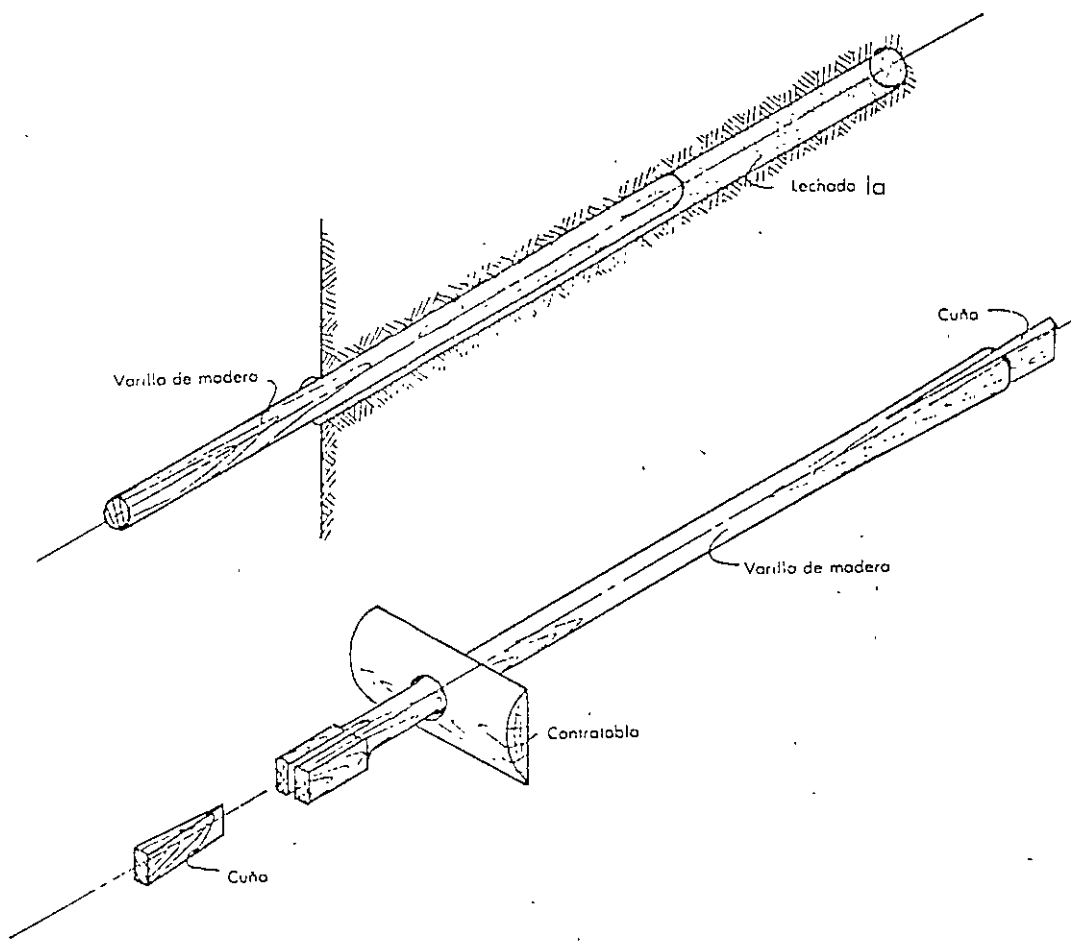
Fig. 57
RIB, WALL PLATE AND BUTT TYPE

plain H beams or square timbers. They are located parallel to the axis of the tunnel. They either rest on the outer flanges of the ribs as in Fig. 80 or they are attached to the ribs in hangers as in Fig. 81.



ANCLAJES





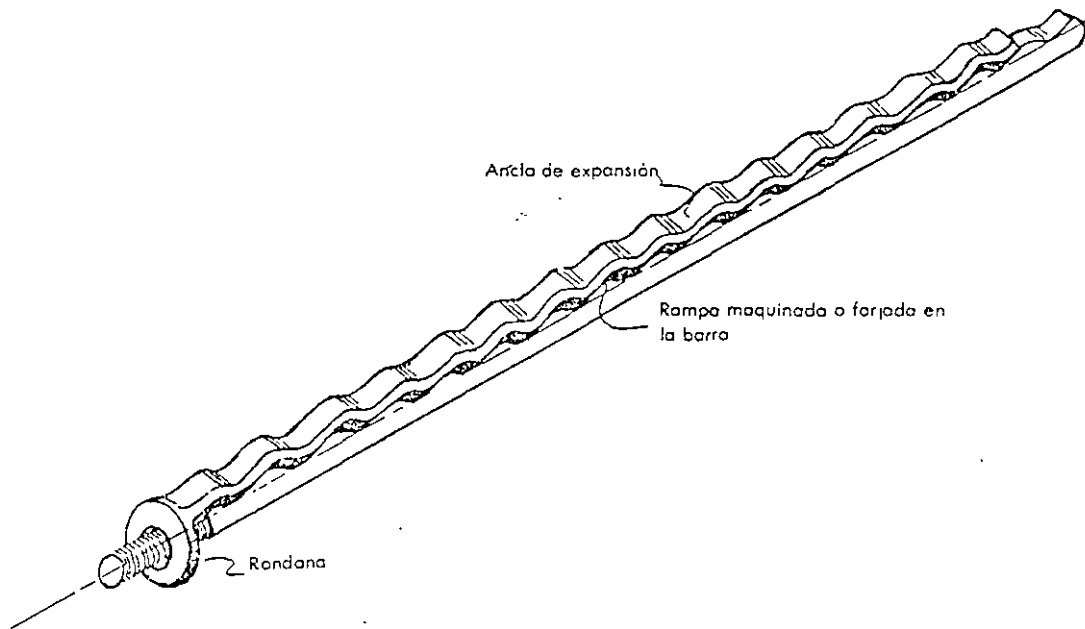
- **Historia:** La varilla de madera se empleaba para reforzar los techos de las minas de carbón laminar en Gran Bretaña donde se colocaban varillas de madera seca en barrenos ajustados. La humedad de la roca expandía la madera, lo que producía una fuerza radial que generaba una resistencia a la fricción que impedía que la roca resbalara sobre la madera.

Últimamente se han inyectado varillas de madera con lechada como se muestra en el dibujo superior. Durante algún tiempo se utilizaron en minas de metales básicos en Australia para reducir la contaminación del mineral y disminuir el daño a las bandas transportadoras.

El dibujo inferior muestra un conjunto de varillas de madera que se utilizaron en la mina Drayrock de Idaho, E.U, a principios de los años 1950.²⁵³

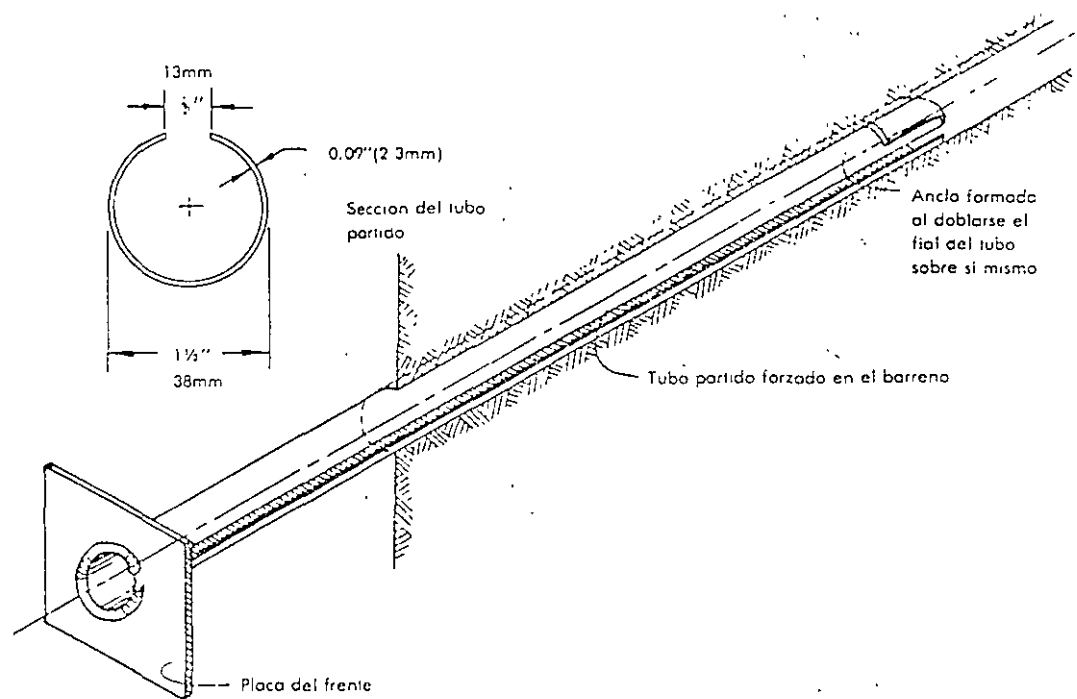
- **Ventajas.** Son baratas y fáciles de fabricar. En las minas de carbón se pueden trozar sin dañar a las herramientas de corte. En las minas de metales no contaminan el mineral y no causan daños a las bandas transportadoras.
- **Desventajas:** Son muy frágiles y no se pueden usar más que para presiones de refuerzo muy leves. No se pueden tensar y por lo tanto se tienen que instalar cerca del frente.
- **Aplicación:** Por el costo creciente de la madera y por sus desventajas, se usa muy poco la estaca o varilla de madera en la actualidad. Donde es indispensable poder cortar el sistema de refuerzo, se pueden usar varillas de fibra de vidrio que son más resistentes y confiables.

Figura 157. Estacas o varillas de madera.



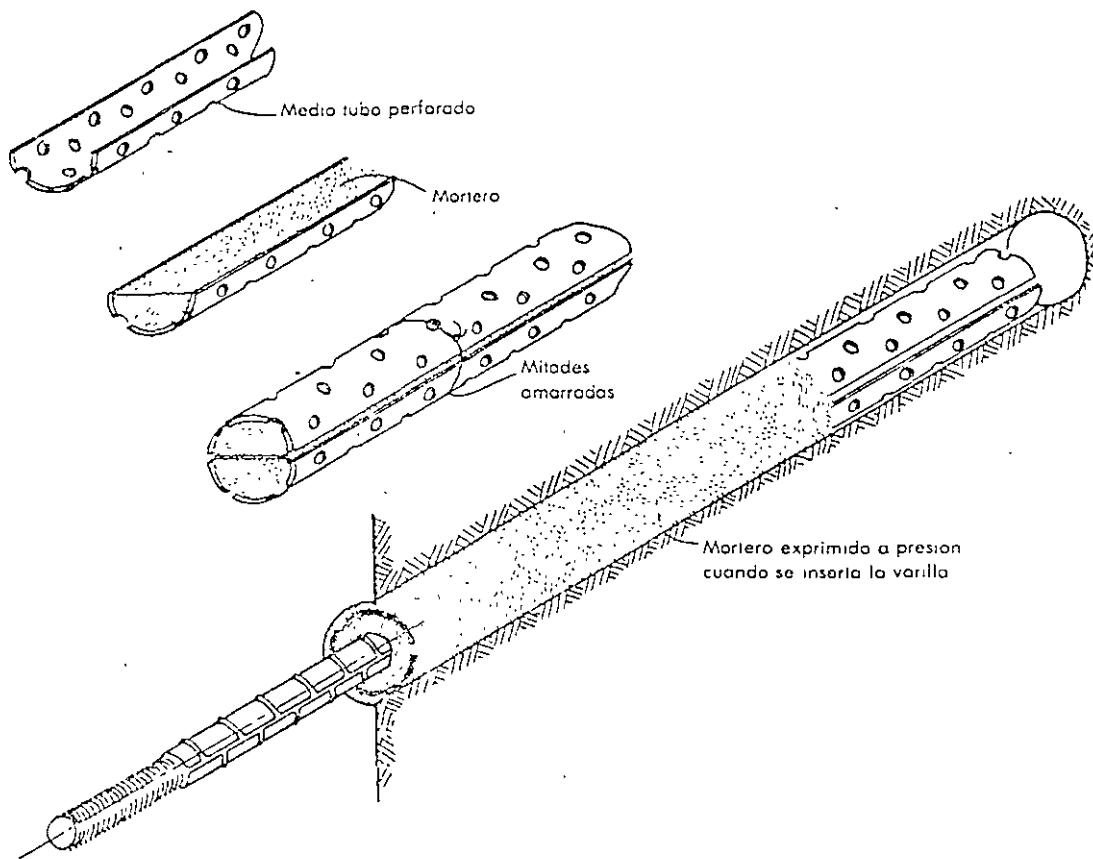
- **Historia:** (La inventó Worley para ser usada en las minas de carbón de Filadelfia, E.U.) El conjunto se inserta en un barreno con el ancla extendida, o sea en íntimo contacto con las rampas. Cuando se aprieta la tuerca contra la rondana, hay un desplazamiento de la barra con respecto al ancla, la que se va forzando sobre las rampas y por lo tanto se expande. Si se afloja la tuerca y se golpea la punta del perno con un martillo se obtiene el efecto contrario y se vuelve a extender el ancla. Existe pues la posibilidad de volver a usar el ancla a condición de que no esté dañada u oxidada en exceso.
- **Ventajas:** Produce un anclaje a todo lo largo del barreno y por lo tanto produce una distribución de esfuerzos semejante a la de una varilla inyectada. Puede extenderse de nuevo y volver a usar si ya no se necesita en un lugar determinado. Esta característica es útil en las minas de carbón donde se necesitan refuerzos de poca duración adyacente a un frente que avanza y que posteriormente se derrumbará.
- **Desventajas:** Su costo de fabricación es alto. No se puede usar más que como elemento sin tensar y por lo tanto se tiene que instalar cerca de un frente que avanza. No puede servir más que a corto plazo puesto que no se le puede inyectar y no se puede proteger de la oxidación.
- **Aplicaciones:** Se emplea en algunas minas de carbón del este de E.U., pero se conoce muy poco en otros lugares.
- **Atención:** Algunos de los sistemas o componentes ilustrados en esta serie de dibujos se encuentran protegidos por patentes. Todo aquel que pretenda fabricar sistemas o componentes similares tendrá que consultar los reglamentos de patentes.

Figura 158. Ancla de fijado mecánica en toda su extensión, recuperable.



- **Historia:** Fue inventado por Scott²⁴³ junto con la Compañía Ingersoll-Rand en E.U. Este aparato tuvo un gran éxito en la industria minera.
- El tubo partido de 1 1/2 pulgada (38mm) se va forzando en un barreno de 1 3/8" (35mm) de diámetro. Al comprimirse el tubo aplica una fuerza radial contra la roca que genera una resistencia de fricción de la roca sobre el acero. Esta resistencia de fricción aumenta a medida que se oxida la superficie exterior del tubo.
- **Ventajas:** Instalación sencilla y rápida y supuestamente más barata que una varilla inyectada de la misma capacidad.
- **Desventajas:** No se puede tensar y por lo tanto la activa el movimiento de la roca en la misma forma que una varilla inyectada: Su acción de soporte es parecida a la de una varilla sin tensar por lo que se tiene que instalar muy cerca del frente. El diámetro del barreno es preponderante y la mayoría de los fracasos que ocurren durante la barrenación se deben a los barrenos que quedan demasiado estrechos o amplios. En algunos casos la oxidación se ha presentado muy rápidamente y esto se convierte en un problema cuando se requiere un refuerzo de larga duración. No se puede inyectar el aparato.
- **Aplicaciones:** Se utiliza cada vez más en trabajos de refuerzo ligero en la industria minera, sobre todo cuando el tiempo de soporte es corto. Poso se ha utilizado hasta ahora en los trabajos de ingeniería civil.
- **Atención:** Algunos de los sistemas o componentes ilustrados en esta serie de dibujos se encuentran protegidos por patentes. Todo aquel que pretenda fabricar sistemas o componentes similares tendrá que consultar los reglamentos de patentes.

Figura 159. Ancla de fricción o tubo partido.

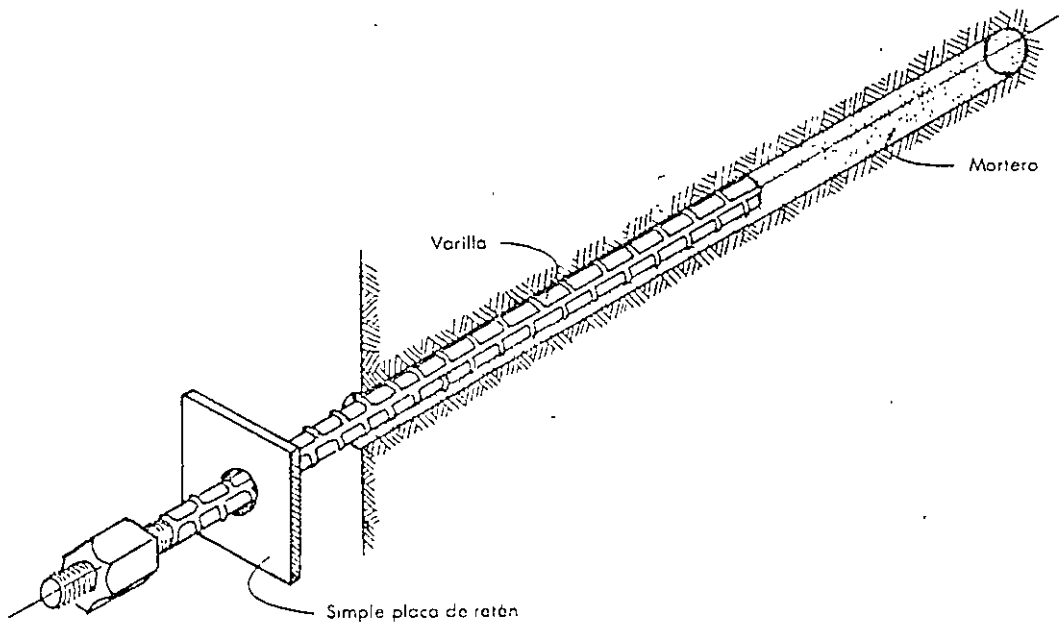


- **Historia:** Se inventó en Escandinavia para inyectar y anclar varillas en barrenos. Medios tubos perforados se rellenan de mortero como se indica y luego se amarran las mitades y se insertan en el barreno. El mortero se exprime a presión cuando la varilla se empuja por el centro del tubo como queda ilustrado.

Varillas	Diámetro del barreno		Diámetro de la manga	
3/4" 19 mm	1 1/4"	32 mm	1 1/16"	27 mm
1" 25 mm	1 1/2"	38 mm	1 1/4"	32 mm
1 1/8" 29 mm	1 3/4"	44 mm	1 1/2"	38 mm
1 1/4" 32 mm	2"	51 mm	1 3/4"	44 mm
1 3/8" 35 mm	2 1/4"	57 mm	2"	51 mm

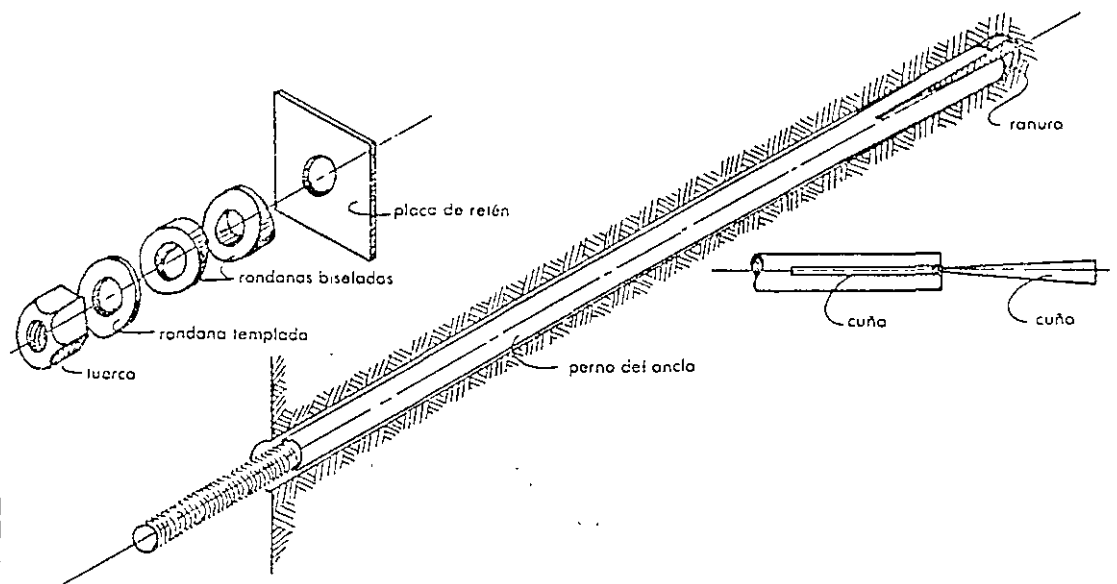
- **Ventajas.** Sencillo y efectivo si se siguen estrictamente las recomendaciones de los tamaños. Se pueden usar tramos cortos para formar una ancla y tensar la barra.
- **Desventajas:** Relativamente caro si se compara con las varillas inyectadas.
- **Aplicaciones:** Se utilizan extensamente en la ingeniería civil de Escandinavia. En otras partes su utilización es más limitada.
- **Atención.** Algunos de los sistemas o componentes ilustrados en esta serie de dibujos se encuentran protegidos por patentes. Todo aquel que pretenda fabricar sistemas o componentes similares tendrá que consultar los reglamentos de patentes.

Figura 160. Sistema "perfobolt" para anclar e inyectar varillas.



- *Historia:* Fue inventada como una alternativa económica al sistema "Perfobolt" escandinavo cuando se pueden usar varillas sin tensar. Se bombea un mortero grueso en el barreno con una bomba de mano sencilla. Se empuja la varilla en la lechada como se ve en la ilustración. En barrenos verticales se detiene a veces la varilla con una pequeña cuña de madera o de acero colocada en el cuello del barreno. Si es necesario se puede añadir una placa de retén con una tuerca, pero como refuerzo muy ligero se utiliza a veces la varilla sola.
- *Ventaja:* Sencillo y económico.
- *Desventajas:* No se puede tensar por lo que se tiene que instalar antes de que se presenten deformaciones importantes en la roca.
- *Aplicaciones:* Se utiliza mucho en la industria minera para refuerzos ligeros y en la ingeniería civil para fijar la malla y dar sostén a los ductos de ventilación, la tubería y servicios similares.

Figura 161. Varilla inyectada sin tensar.

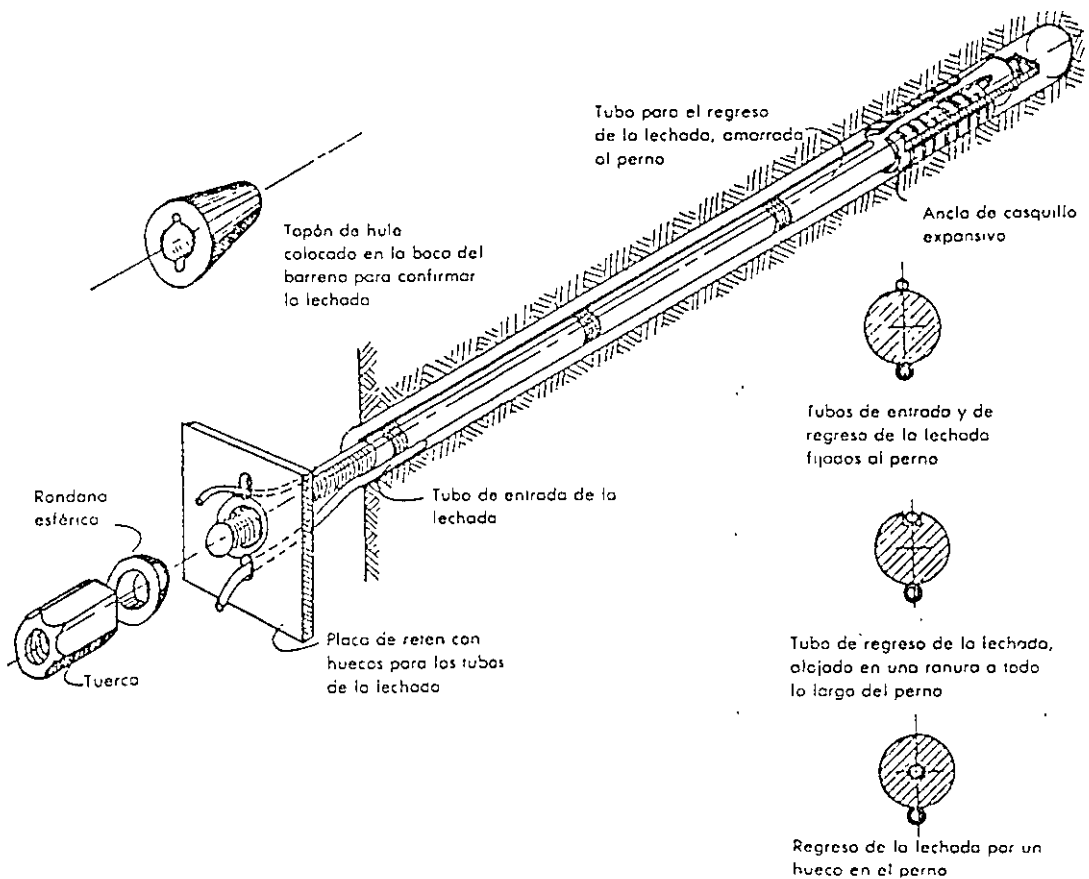


- **Historia:** Probablemente sea el primer tipo de ancla mecánicamente fijada. De fabricación muy sencilla y económica, se usa en todo el mundo. El final de la varilla se ranura como lo muestra el dibujo y la cuña penetra al empujarse el conjunto contra el fondo del barrenado. La cuña expande la extremidad del ancla y la fija en la roca.

En el dibujo se ilustran también dos rondanas biseladas que se utilizan para adaptarse a superficies inclinadas. Se utiliza la rondana templada cuando se tensa el ancla al apretar la tuerca mediante un medidor de torsión (torque).

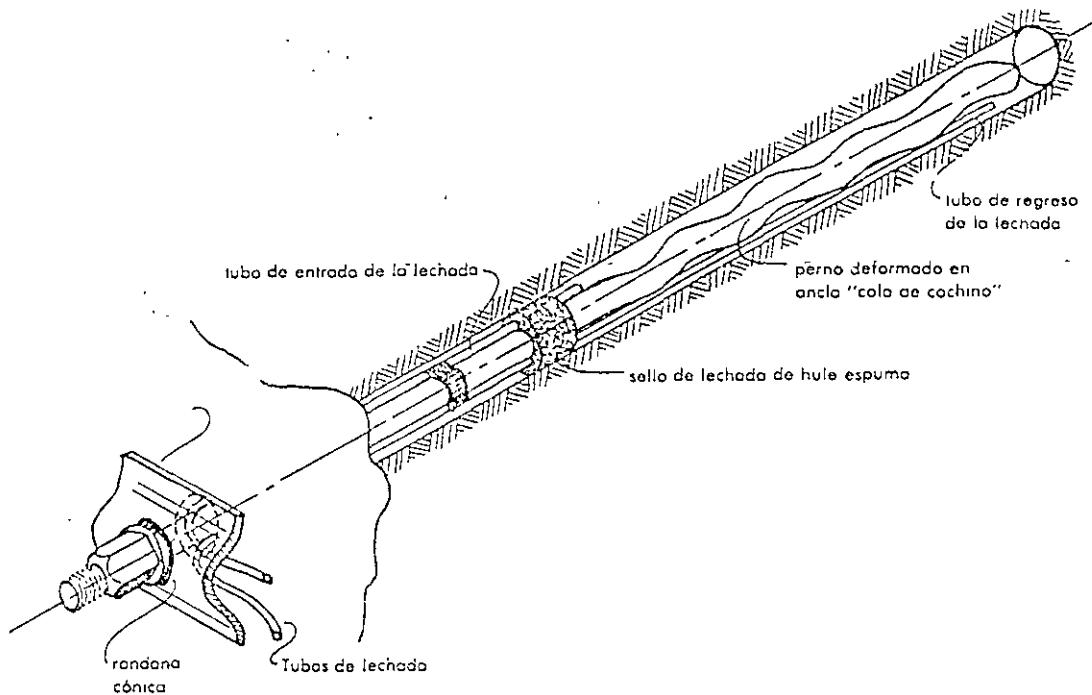
- **Ventajas:** Sencillo y económico. En roca dura proporciona un anclaje excelente y permite el tensado inmediato del ancla.
- **Desventajas:** Por el área reducida entre el ancla expandida y la roca, puede presentarse una trituración local de ésta cuando la resistencia de la roca inalterada es menor de unos 10 MPa (1500 lb/pulg²), con el deslizamiento consecuente del ancla.
- **Aplicaciones:** Por lo inseguro del ancla en roca de mala calidad, el ancla ranurada con cuña se ha visto suplantada por el ancla de casquillo expansivo, que es más versátil. Hoy día se usa muy poco.

Figura 162. Ancla ranurada con cuña



- **Historia:** Las anclas mecánicas de casquillo expansivo se inventaron para lograr un anclaje más seguro en una gama más extensa de rocas que aquéllas en las que se puede utilizar el sistema del ancla ranurada con cuña. El dibujo señala algunos componentes que se pueden utilizar en diferentes combinaciones. El ancla de casquillo expansivo es uno de los muchos tipos diferentes, que tienen más o menos la misma forma. Una cuña que se fija al perno, se jala dentro de un casquillo cónico que al expandirse se presiona contra las paredes del barreno. El tapón de hule para confinar la lechada se coloca para centrar el perno en el barreno además de sellarlo y evitar las pérdidas de lechada. Un sistema alternativo consiste en utilizar un yeso de fraguado rápido para sellar la boca del barreno. Se ilustran diferentes maneras de hacer circular la lechada. La lechada se inyecta por la boca del barreno y el tubo de regreso llega hasta el final del mismo. La inyección termina después de la salida del aire y de la emisión de lechada por el tubo de regreso.
- **Ventajas:** El ancla puede tensarse inmediatamente después de la instalación e inyectarse posteriormente cuando los primeros movimientos hayan cesado. Anclaje muy seguro en roca buena y se pueden lograr cargas de anclaje elevadas.
- **Desventajas:** Bastante costoso. La instalación correcta requiere una mano de obra experta y una supervisión cuidadosa. Los tubos de inyección se dañan fácilmente durante la instalación y es indispensable hacer una prueba de agua antes de inyectar la lechada.
- **Aplicaciones:** Se utilizan muchísimo en la ingeniería civil para refuerzos permanentes. En las minas se usan muchas veces también sin inyección.
- **Atención:** Algunos de los componentes están protegidos por patentes.

Figura 163. Ancla mecánicamente fijada, tensada e inyectada.

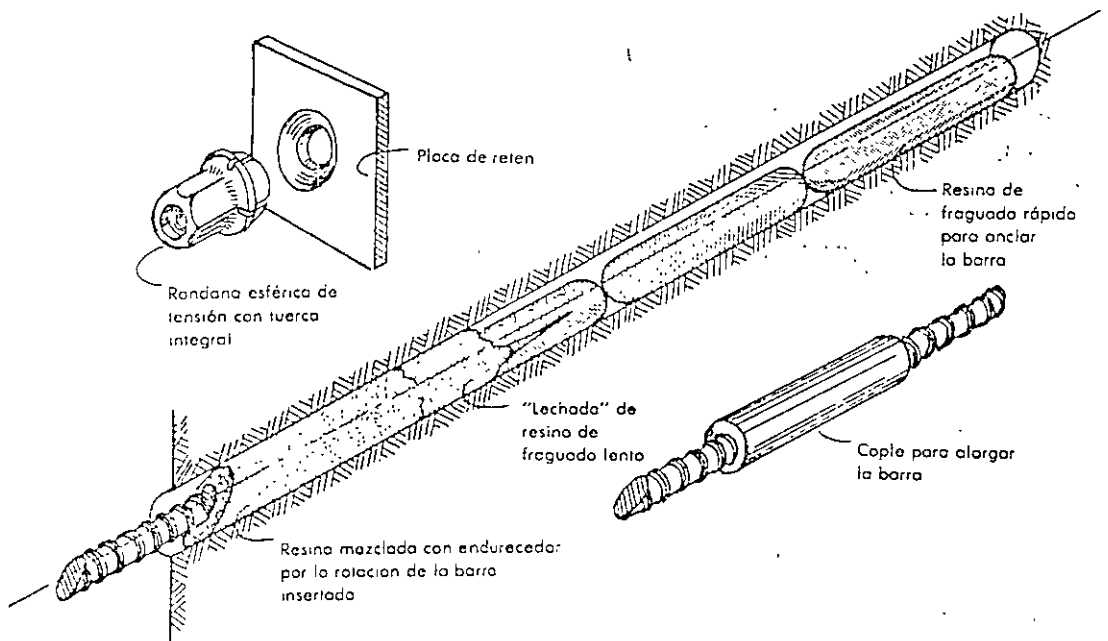


- **Historia:** El dibujo es una combinación de varios sistemas de anclaje que se utilizan en especial en la minería australiana. El fijado con mortero tiene la ventaja de poderse utilizar en macizos de roca muy mala. El dibujo muestra un sistema de inyección de lechada. Un sistema alternativo consiste en inyectar una mezcla seca de arena/cemento por un tubo y una cantidad medida de agua por otro tubo retirándose ambos tubos al final de la operación.

La placa de retén indicadora de carga es una de varios tipos que proporcionan una indicación visual de carga cuando se deforma progresivamente con ella.

- **Ventajas:** Es un sistema económico con buenas perspectivas de anclaje en muchos tipos de roca. La placa de retén indicadora de carga proporciona una buena indicación de la carga del ancla y produce el efecto de resorte en algunas aplicaciones.
- **Desventajas:** Necesita mucho cuidado para formar un buen anclaje. No se puede tensar hasta que la lechada ha fraguado. La rigidez tanto del ancla como de la placa puede ser demasiado pequeña para algunas aplicaciones.
- **Aplicaciones:** Se utiliza sobre todo en la minería donde las necesidades de refuerzo para plazos relativamente cortos no requieren la cementación de todo el perno para protegerlo de la corrosión. La parte sin cementar del ancla actúa como resorte en aquellos casos donde se prevén grandes cambios en los esfuerzos durante su vida útil.
- **Atención:** Algunos de los sistemas o componentes ilustrados en esta serie de dibujos se encuentran protegidos por patentes. Todo aquel que pretenda fabricar sistemas o componentes similares tendrá que consultar los reglamentos de patentes.

Figura 164. Ancla tensada y fijada con mortero.



- **Historia:** Es el sistema de anclaje más complejo que se usa en la actualidad; combina la mayoría de las ventajas de los demás sistemas. Se encuentran resinas con su catalizador (endurecedor) en "salchichas" de plástico, con el catalizador separado de la resina por otro recipiente de plástico o vidrio. Se empujan las cápsulas dentro del barreno con un faenero y luego se inserta la barra. La rotación de la barra durante la inserción rompe las cápsulas con la consecuente mezcla de la resina con el catalizador (endurecedor).

En la aplicación del dibujo se coloca primero una resina de fraguado rápido, que forma un ancla sólida que permite que se tense el ancla unos cuantos minutos después de la mezcla. La resina de fraguado lento fija luego el resto de la barra. La barra del dibujo tiene una rosca gruesa tipo sogá que proporciona una buena adherencia y permite los ajustes necesarios en cuanto a su largo.

- **Ventajas:** Muy adecuado y fácil de usar. Se logran anclas de muy alta resistencia en roca de mala calidad y si se eligen los tiempos de fraguado adecuados, en una sola operación se obtiene un sistema de anclaje totalmente inyectado.
- **Desventajas:** Las resinas son costosas y tienen un tiempo de almacenamiento limitado, sobre todo en climas calientes.
- **Aplicaciones:** Se utilizan cada vez más en lugares difíciles donde el costo es menos importante que la rapidez y la seguridad.
- **Atención:** Algunos de los sistemas o componentes ilustrados en esta serie de dibujos se encuentran protegidos por patentes. Todo aquel que pretenda fabricar sistemas o componentes similares tendrá que consultar los reglamentos de patentes.

Figura 165. Barra con rosca, tensada, fijada en resina.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

TEMA III



ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA

Ing. Sergio R. Herrera Castañeda

Geología y mecanismos de falla en taludes

La forma en que fallan las excavaciones a cielo abierto y las laderas naturales tienen relación directa con las características geológicas del terreno donde se encuentran, como son: el tipo de roca y grado de alteración, las fallas y sistemas de fracturamiento que están presentes y las condiciones de permeabilidad y del agua en el subsuelo.

Los suelos por lo general presentan un mecanismo de falla tipo **circular** y en ocasiones tipo falla **plana** cuando se trata de suelos residuales conteniendo estructuras heredadas.

Los macizos rocosos también pueden fallar en forma circular cuando las rocas se encuentran en un estado de alteración avanzado o sumamente fracturadas.

Además de este tipo de falla, las rocas pueden fallar por **volteo**, condición que rara vez se presenta en los suelos. También las rocas pueden fallar por deslizamiento de bloques sobre planos o discontinuidades en forma de falla **plana** o bien, cuando se interceptan dos o más discontinuidades y la línea de intersección tiene salida hacia la excavación, la forma de falla es tipo **cuña**.

La superficie de falla en los suelos por lo general atraviesa el propio material que los forma, aprovechando las zonas donde el esfuerzo cortante resistente es menor al actuante.

Con excepción de la falla circular, los macizos rocosos siempre fallan siguiendo las discontinuidades preexistentes, donde la resistencia al esfuerzo cortante es más baja. Estas discontinuidades están representadas por planos de estratificación, fracturas, fallas geológicas antiguas, diaclasas de enfriamiento, superficies de contacto, esquistosidad y foliación, entre otras.

Los diversos mecanismos de falla se producen por varios factores: características geológico estructurales del terreno, baja resistencia de los suelos o rocas a través de sus discontinuidades y las características de las fuerzas externas como la subpresión, el empuje hidrostático y las fuerzas sísmicas, además de las debidas al peso propio.

Los mecanismos de **falla rotacional** como el circular y el no circular, son característicos de los suelos y de las rocas alteradas que se encuentran en la parte más superficial. Esta forma de falla puede además presentarse en masas de roca intensamente fracturadas al grado tal que puedan ser consideradas como isotrópicas. La superficie de falla por lo general es paralela al límite entre la roca alterada y la sana o menos alterada.

La falla plana se produce en taludes donde el deslizamiento se desarrolla sobre un solo plano. Para que cinemáticamente esto sea posible, se deben satisfacer dos condiciones:

- a) El plano de falla debe aflorar en la cara del talud y su echado debe ser menor que la inclinación de éste.
- b) Deben existir las condiciones topográficas o de fracturamiento para que lateralmente se definan los límites del bloque.

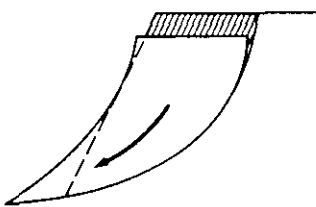
La presencia de grietas de tensión en la parte superior del talud incrementa la inestabilidad, debido a que el agua penetra con facilidad y produce empuje hidrostático por detrás de la masa deslizante y adicionalmente se incrementa la fuerza de subpresión en el plano de falla.

Las cuñas son por lo general bloques de roca en forma de tetraedro delimitados lateralmente en su base por dos planos de fracturamiento. La estratificación puede constituir uno de estos planos. Para que una cuña de roca se pueda movilizar es necesario que la línea de intersección de los planos de fracturamiento aflore en la cara del talud, o sea que el echado de la línea de intersección debe ser menor que la pendiente del talud.

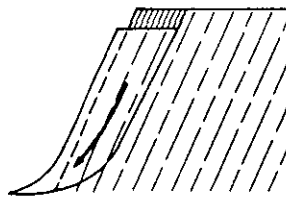
Por lo general, las características de resistencia al esfuerzo cortante en los planos que forman la base de la cuña son distintas y deben ser investigadas independientemente.

Los taludes escarpados constituidos por rocas con fracturamiento vertical o sub-vertical, suelen presentar falla por volteo. Las columnas o bloques tabulares de roca pueden presentar planos de rotura paralelos a su base, lo que facilita su rotación. Cuando estos planos de rotura además presentan inclinación hacia la excavación, puede presentarse un movimiento mixto de volteo y deslizamiento. Las fuerzas que producen el volteo de los bloques son: el empuje hidrostático y el sísmico.

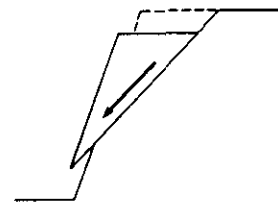
Principales tipos de falla en suelos y rocas:



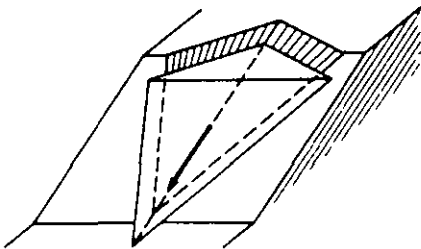
Falla circular



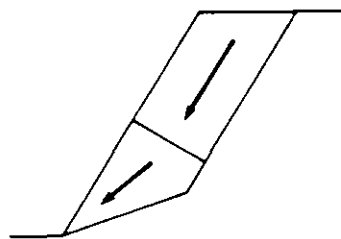
Falla no-circular



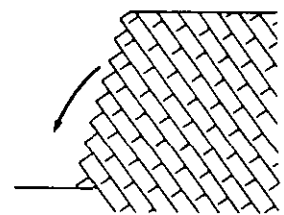
Falla plana



Falla en cuña



Falla poligonal



Falla por volteo

Influencia del agua subterránea

Una excavación a cielo abierto produce un desequilibrio natural de las fuerzas actuantes en el sitio. El agua presente en el subsuelo producirá fuerzas que pueden ayudar al desequilibrio, dependiendo de las condiciones geológicas específicas del sitio y de las del agua.

El agua en los suelos puede causar problemas de inestabilidad en tres formas principalmente:

- a) El suelo puede estar saturado y mostrar un nivel freático alto en estado natural. Esto puede dar signos de inestabilidad antes de realizar cualquier excavación.
- b) El suelo no muestra signos de inestabilidad natural, pero tiene un nivel freático cercano a la superficie, esta condición puede presentar dos casos extremos:

1º. Cuando el suelo es granular y permeable

2º. Cuando el suelo es totalmente cohesivo e impermeable

Entre estos dos extremos se pueden tener muchas variaciones en la composición de los suelos con propiedades intermedias y por ello también se pueden tener tratamientos intermedios a los que se aplicarían en cada caso extremo.

- c) El agua en el suelo puede existir y fluir a través de estratos permeables junto con otros impermeables en la masa de suelo.

Quando los estratos permeables son gruesos y están claramente identificados, el agua contenida en ellos fluye sobre la superficie del siguiente estrato inferior impermeable, esto puede causar una superficie lubricada por donde se inicie la falla del talud.

Quando el estrato permeable es muy delgado se pueden desarrollar altas presiones en ellas y producirse la falla. Estas capas delgadas pueden parecer insignificantes cuando se recuperan en los sondeos de exploración pero son planos potenciales de debilidad dentro de la masa de suelo

El patrón del flujo de agua en los macizos de roca está controlado principalmente por la geología estructural, porque en la mayoría de ellos el flujo ocurre a través de las discontinuidades más que a través de la roca intacta.

Puesto que las discontinuidades se presentan generalmente en sistemas que tienen una orientación dada, la permeabilidad de las rocas variará con la dirección, (anisotropía respecto a la permeabilidad). En cierto tipo de rocas la permeabilidad depende también del

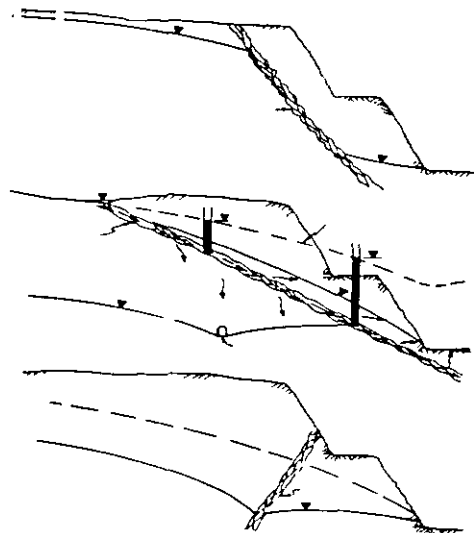
nivel de esfuerzos a la que están sometidas, ya que influye en el grado de apertura de las discontinuidades.

Los taludes por lo general están formados por una zona de suelo en la parte superior y de roca en la inferior con diversos grados de alteración. La parte formada por roca puede contener una o más litologías cada una con distinta permeabilidad y el flujo del agua estar controlado por la distribución de estas zonas.

Las estructuras geológicas mayores como las fracturas o fallas, pueden tener un efecto significativo en el flujo de agua en el terreno, por ejemplo, las que contienen material de relleno impermeable como la arcilla, impiden el flujo y son la causa del incremento de la presión del agua atrás de estos planos. Por otra parte, las que contienen rellenos granulares o diques ígneos muy fracturados pueden formar zonas de elevada permeabilidad general, concentrando el flujo del agua subterránea y drenando eficientemente la roca en esa zona.

Entre estas dos condiciones se pueden tener casos intermedios. La red de flujo resultante de esta intercalación compleja de zonas con diferente permeabilidad, es que las fallas pueden tener una variedad de efectos sobre el flujo de agua y sobre la distribución resultante de la presión actuante en una superficie potencial de falla.

Es clara entonces la necesidad de conocer y prestar especial atención de las estructuras geológicas mayores localizadas cerca del talud. Por lo anterior, se requiere de una buena descripción de los suelos y de las rocas que constituirán el talud, que incluya la identificación individual de cada tipo, las estructuras que los afectan y la descripción de las condiciones del agua en el subsuelo.



Influencia de las fallas en las condiciones del agua subterránea

La geología estructural regional, la topografía y el clima de la zona donde se pretende realizar una excavación a cielo abierto, son también indicadores de la recarga potencial del terreno y su influencia en la estabilidad del talud.

Otro aspecto también importante relacionado con la inestabilidad es la fluctuación del nivel del agua en el subsuelo.

Dependiendo de la estructura geológica del área donde se ubica el talud, puede existir un nivel de agua de tipo local y/o bien el nivel de aguas freáticas de carácter regional. Ambos pueden influir en la estabilidad de un talud en forma local o general, dependiendo de la altura de la excavación. Los niveles de agua tipo local están por lo general restringido a la época de lluvias.

Los niveles del agua subterránea fluctúan más rápidamente en terrenos formados por rocas fracturadas que en la mayoría de los suelos, lo anterior debido al porcentaje de vacíos contenidos en cada uno. En los suelos la distribución del agua se efectúa en forma más o menos uniforme, mientras que en las rocas se concentra en las discontinuidades.

El incremento del nivel del agua en un macizo rocoso, al presentarse una lluvia abundante, pueden ser varias de veces mayor que en un suelo. Dicho de otra forma, se requiere poca cantidad de agua para llenar los espacios vacíos presentes en las discontinuidades para que se produzca elevada presión hidrostática.

Resistencia al esfuerzo cortante del terreno

La principal influencia de la presión del agua en la estabilidad de un talud es reduciendo la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de planos preestablecidos o potenciales.

La presencia del agua también puede provocar inestabilidad por medio del empuje hidrostático que actúa en planos o discontinuidades que no están sometidas a esfuerzo cortante, como son las grietas de tensión o fracturas subverticales.

La presencia del agua tiene un efecto deletéreo sobre la resistencia al corte de los suelos y algunas superficies de roca, traduciéndose esto en un valor menor del ángulo de fricción y de cohesión. En pruebas de resistencia a la compresión simple de núcleos de roca ensayadas en condiciones secas y saturadas, se observa un decaimiento en la resistencia entre 10% y 40%, dependiendo del tipo de roca. Algo similar puede ocurrir en su resistencia al corte, por ello es importante emplear en los análisis ángulos de fricción obtenidos a partir de muestras ensayadas en condiciones saturadas.

La resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades de un macizo rocoso es una característica mecánica fundamental que deben conocerse para fines de diseño de excavaciones en roca. La resistencia al esfuerzo cortante de la roca intacta es con mucho

superior a la que se desarrolla a lo largo de discontinuidades, por ello los problemas de deslizamientos y deformabilidad básicamente se presentan en las fracturas y sus rellenos.

Tanto en los suelos como en las superficies de falla en las rocas, la resistencia al esfuerzo cortante se establece con base en el criterio de Coulomb donde la **resistencia máxima** al corte está definida por la ecuación 1:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi_{\max} + c \dots\dots \text{Ec.1}$$

Donde:

- τ es el esfuerzo resistente al corte
- σ es el esfuerzo normal al plano ensayado
- ϕ_{\max} es el ángulo de fricción máximo
- c es la cohesión

Cuando ya han ocurrido desplazamientos tangenciales en la masa de suelo o roca, la resistencia se reduce a la **resistencia residual**, donde la resistencia debida a la cohesión del material ha desaparecido totalmente, entonces la ecuación de resistencia adquiere la forma siguiente. Ec.2:

$$\tau_{\text{res}} = \sigma \operatorname{tg} \phi_{\text{res}} \dots\dots \text{Ec 2}$$

Donde:

- τ_{res} es el esfuerzo resistente al corte residual
- σ es el esfuerzo normal al plano ensayado
- ϕ_{res} es el ángulo de fricción residual

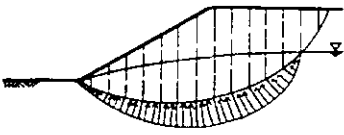
La influencia más importante de la presencia de agua en la discontinuidad es la reducción del esfuerzo cortante debido a la reducción del esfuerzo normal, entonces la ecuación adopta la forma Ec.3:

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi_{\max} + c \dots\dots \text{Ec 3}$$

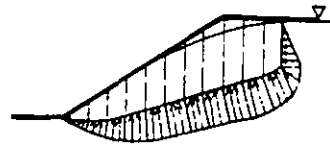
Donde:

- τ es el esfuerzo resistente al corte
- σ es el esfuerzo normal al plano ensayado
- u es la presión del agua en la discontinuidad o presión de poro
- ϕ_{\max} es el ángulo de fricción máximo
- c es la cohesión

Cuando se requiere del análisis tridimensional de un talud, por ejemplo la falla tipo cuña, el uso de la malla de proyecciones estereográficas es una herramienta muy útil que permite manejar los planos y las fuerzas actuantes sobre ellos en forma espacial.



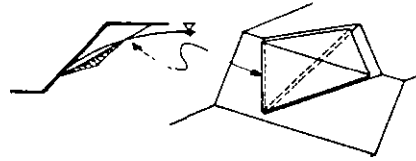
Falla circular



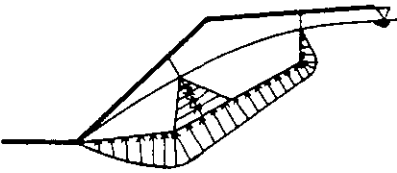
Falla no-circular



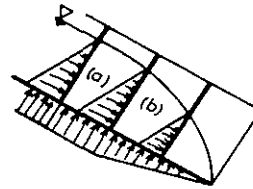
Falla plana



Falla en cuña



Falla Poligonal



Falla por volteo

Métodos para introducir los datos de las condiciones del agua subterránea en los análisis de estabilidad

Estabilidad de taludes

Los deslizamientos son uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a los seres humanos, causando anualmente miles de muertes y daño en las propiedades por varios millones de pesos, sin embargo muy pocas personas son conscientes de su importancia. Se calcula que el 90% de las pérdidas por deslizamientos son evitables si el problema se identifica con oportunidad y se toman medidas de prevención y control adecuadas.

Un talud o una ladera natural es una masa de tierra o roca que posee pendiente o cambios de altura significativos.

Las laderas que han permanecido estables por mucho tiempo pueden fallar en forma imprevista debido a cambios topográficos, sismicidad, flujo de agua, cambios en la resistencia de los materiales que la constituyen, intemperismo o por otros factores que modifican su estado natural de estabilidad.

En un talud o en una ladera se pueden identificar los siguientes elementos:

1. *Altura*

Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.

2. *Pie*

Corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior.

3. *Cabeza o escarpe*

Se refiere al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior

4. *Altura de nivel freático*

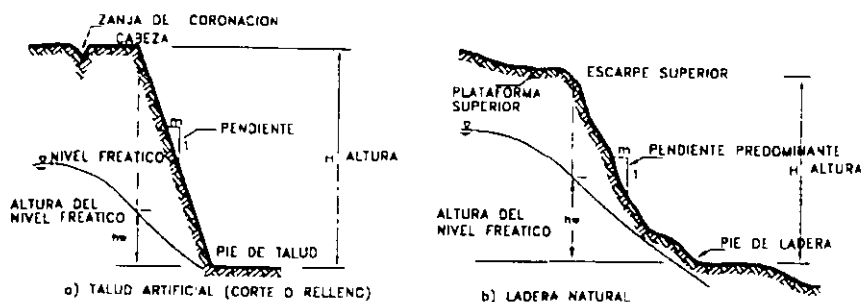
Distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza.

5. *Pendiente*

Es la medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación m/1, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical.

Ejemplo: Pendiente : 45°, 100%, o 1H:1V.

Existen, además, otros factores topográficos que se requiere definir como son longitud, convexidad (vertical), curvatura (horizontal) y área de cuenca de drenaje, los cuales pueden tener influencia sobre el comportamiento geotécnico del talud.



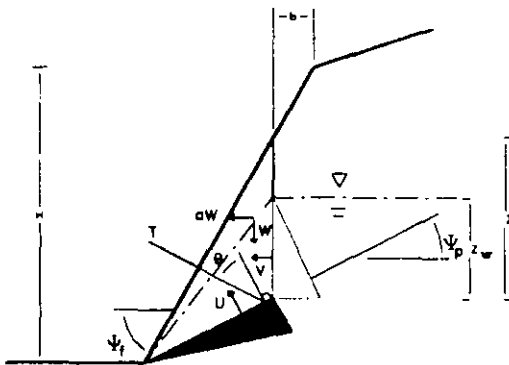
Métodos de análisis de estabilidad

Análisis de falla plana

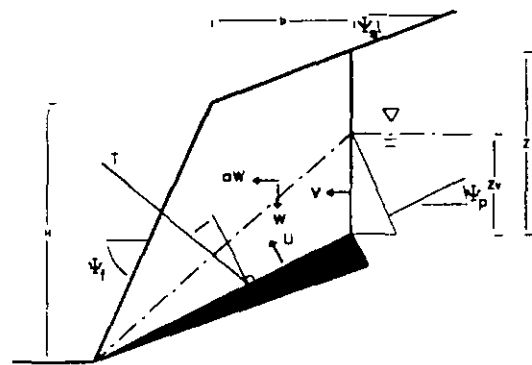
Las fallas planas ocurren a lo largo de una superficie aproximadamente plana y se analizan como un problema en dos dimensiones. Aunque pueden existir otras discontinuidades que definen los límites laterales de los movimientos, solo se tiene en cuenta el efecto de la discontinuidad principal. El tamaño de las fallas planares puede ir desde unos pequeños metros cúbicos a montañas enteras.

El análisis cinemático tiene en cuenta cuatro condiciones estructurales así:

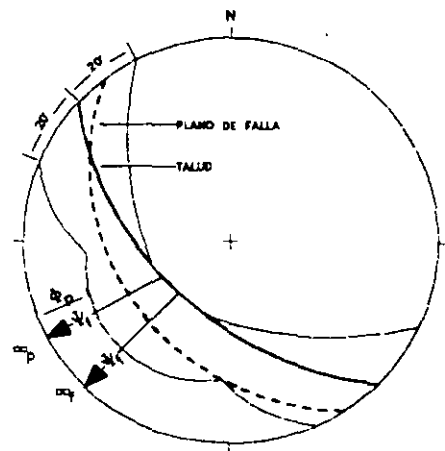
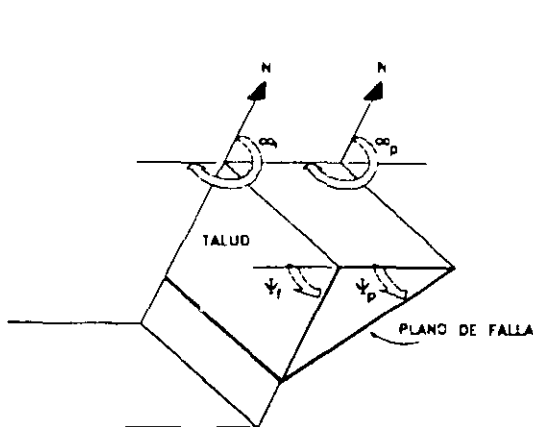
- La dirección de la discontinuidad debe estar a menos de 20 grados de la dirección de la superficie del talud.
- El buzamiento de la discontinuidad debe ser menor que el buzamiento de la superficie del talud.
- El buzamiento de la discontinuidad debe ser mayor que su ángulo de fricción.
- La extensión lateral de la masa potencial de falla debe ser definida por superficies laterales que no contribuyen a la estabilidad. Si las condiciones anteriores se cumplen la estabilidad puede evaluarse por el método del equilibrio límite. El análisis de estabilidad requiere la solución de fuerzas perpendiculares y paralelas a la superficie de falla potencial.



GRIETA DE TENSION EN LA CARA DEL TALUD



GRIETA DE TENSION ARRIBA DE LA CABEZA



REPRESENTACION DE LA FALLA PLANA

En la Figura 4.15 se presentan esquemas de una falla plana con grieta de tensión en la cara del talud, con grieta de tensión arriba de cabeza del talud y una representación esquemática general de la falla plana.

De acuerdo con la localización de la grieta de tensión se pueden considerar dos casos:

a. Con grieta de tensión en la cara del talud, abajo de la cabeza.

b. Con grieta de tensión arriba de la cabeza del talud

Las ecuaciones de estabilidad son las siguientes:

Para el caso a (Grieta abajo de la cabeza):

- Profundidad de la grieta $Z = (H \cot \Psi_f - b) (\tan \Psi_f - \tan \Psi_p)$
- Peso del bloque $W = (1/2) \gamma_r H^2 [(1-Z/H)^2 \cot \Psi_p (\cot \Psi_p \tan \Psi_f - 1)]$
- Area de deslizamiento $A = (H \cot \Psi_f - b) \sec \Psi_p$

Para el caso b (Grieta arriba de la cabeza):

- Profundidad de la grieta $Z = H + b \tan \Psi_c - (b + H \cot \Psi_f) \tan \Psi_p$
- Peso del bloque $W = (1/2) \gamma_r H^2 \cot \Psi_f X + bHX + Bz$
 $X = (1 - \tan \Psi_p \cot \Psi_f)$
- Area de deslizamiento $A = (H \cot \Psi_f + b) \sec \Psi_p$

Para ambos casos:

- Fuerza de subpresión del agua $U = (1/2) \gamma_w Z_w A$
- Fuerza de empuje del agua $V = (1/2) \gamma_w Z_w^2$

Factor de seguridad:

$$FS = \frac{cA + [W(\cos \psi_p - a \sin \psi_p) - U - V \sin \psi_p + T \cos \theta] \tan \phi}{[W(\sin \psi_p + a \cos \psi_p) + V \cos \psi_p - T \sin \theta]}$$

Donde:

H = Altura de cara del talud

Ψ_f = Inclinación del talud

Ψ_c = Inclinación de la corona

Ψ_p = Inclinación del plano de falla

b = Distancia de la grieta

a = Aceleración sísmica

T = Tensión de pernos o anclajes

θ = Inclinación de los tensores con la normal a la falla

c = Cohesión

ϕ = Angulo de fricción

γ_r = Densidad de la roca

γ_w = Densidad del agua

Z_w = Altura de agua en la grieta

Z = Profundidad de la grieta

U = Fuerza de subpresión del agua

V = Fuerza de empuje del agua

W = Peso del bloque

A = Area de la superficie de falla.

En las ecuaciones anteriores también se incorporan las fuerzas del agua y las fuerzas de estabilización por medio de pernos o anclajes. Es importante definir con anterioridad al análisis, la localización de la grieta de tensión, aunque en algunos casos los movimientos no se han iniciado y la grieta de tensión se puede obtener utilizando la expresión siguiente (Hoek y Bray, 1981):

$$B/H = \sqrt{(\cot \psi_f \cot \psi_f) - \cot \psi_f} \dots \dots \dots$$

La expresión presentada para el Factor de Seguridad puede ser simplificada para algunos casos, por ejemplo:

1. No hay fuerzas externas (a y T = 0):

$$FS = \frac{[cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi]}{(W \sin \psi_p + V \cos \psi_p)}$$

2. No hay fuerzas externas ni presión de agua:

$$FS = \frac{(cA + W \cos \psi_p \tan \phi)}{W \sin \psi_p}$$

3. No hay fuerzas externas ni presión de agua, ni cohesión:

$$FS = \frac{(\tan \phi)}{\tan \psi_p}$$

Análisis de falla en cuña

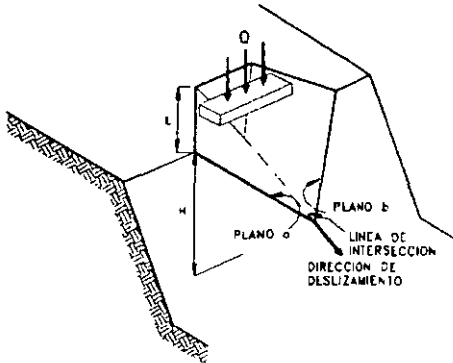
La falla en cuña ocurre cuando la masa de roca se desliza a lo largo de dos discontinuidades que se interceptan en un ángulo oblicuo a la superficie del talud (Figura 4.16). La formación de una falla en cuña depende primordialmente, de la litología y de la masa de roca.

El análisis cinemático de una falla en cuña es controlado por la orientación de la línea de intersección de los dos planos. Las condiciones estructurales que se deben cumplir son las siguientes.

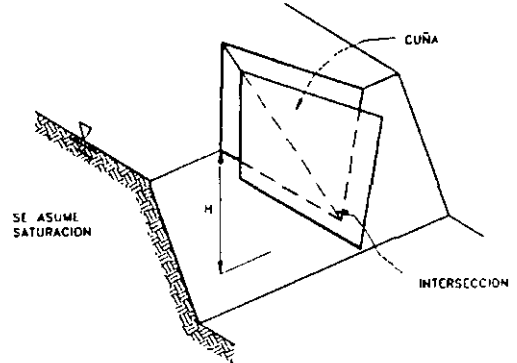
- a. La dirección de la línea de intersección debe ser aproximadamente cercana a la del buzamiento de la superficie del talud.
- b. El buzamiento de la línea de intersección debe ser menor que el de la superficie del talud.
- c. El buzamiento de la línea de intersección debe ser mayor que el ángulo de fricción promedio de las dos superficies.

En las figuras 4.17 y 4.18 se presenta el esquema gráfico del análisis cinemático de la falla en cuña

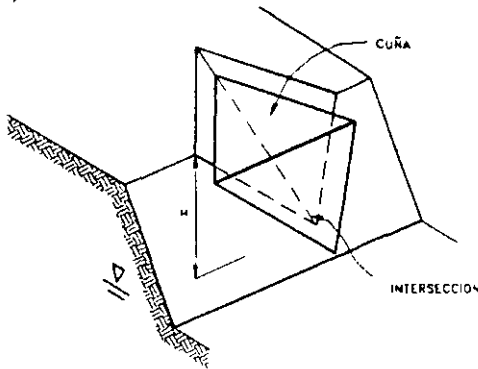
a) CASO GENERAL



b) SIN GRIETA DE TENSION



c) TALUD DRENADO



d) IGUAL ANGULO DE FRICCION EN LOS DOS PLANOS

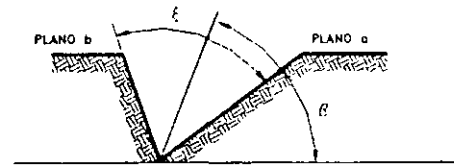


Figura 4.16 Esquema general de la falla en cuña.

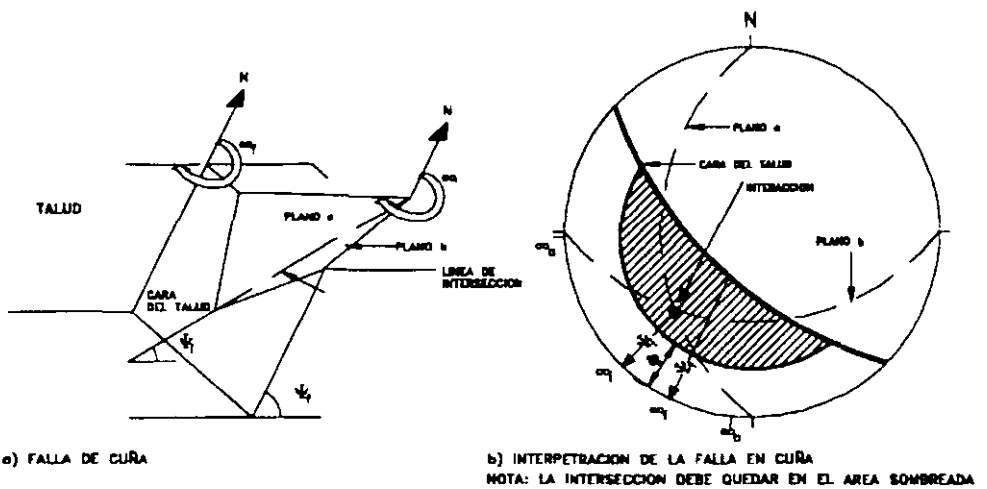


Figura 4.17 Análisis cinemático de la falla en cuña (Hoek y Bray 1981).

Una vez se ha realizado el análisis cinemático, usando métodos estereográficos, se puede calcular el Factor de Seguridad.

a. Caso general

$$FS = \frac{3}{\gamma_r H} (c_a \cdot X + c_b \cdot Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} Y \right) \tan \phi_b$$

Donde:

C_a y c_b = cohesiones

ϕ_a y ϕ_b = ángulos de fricción

γ_r = Peso unitario de la roca

γ_w = Peso unitario del agua

H = Altura total del bloque

X , Y , A y B dependen de la geometría

ψ_a = Buzamiento de los planos a y b

ψ_i = Buzamiento de la intersección

$$X = \frac{\text{sen } \theta_{24}}{\text{sen } \theta_{45} \cdot \text{Cos } \theta_{na} \cdot 2}$$

$$Y = \frac{\text{sen } \theta_{13}}{\text{sen } \theta_{35} \cdot \text{Cos } \theta_{NBa} \cdot 1}$$

$$A = \frac{\text{Cos } \psi_a - \text{cos } \psi_b \cdot \text{cos } \theta_{na} \cdot nb}{\text{sen } \psi_i \cdot \text{sin}^2 \theta_{na} \cdot nb}$$

$$B = \frac{\text{Cos } \psi_b - \text{cos } \psi_a \cdot \text{cos } \theta_{na} \cdot nb}{\text{sen } \psi_i \cdot \text{sen}^2 \theta_{na} \cdot nb}$$

b. Talud drenado

$$FS = \frac{3}{\gamma_r H} (c_a X + c_b Y) + A \tan \phi_a + B \tan \phi_b$$

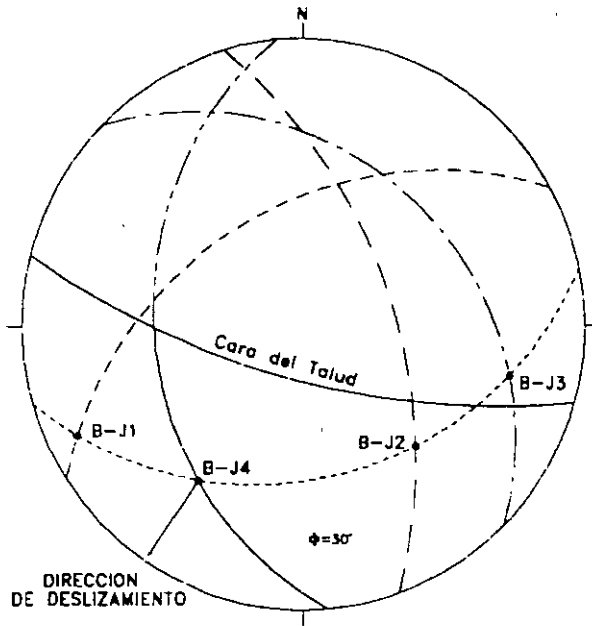
c. Talud no cohesivo

$C = 0$ (solo fricción)

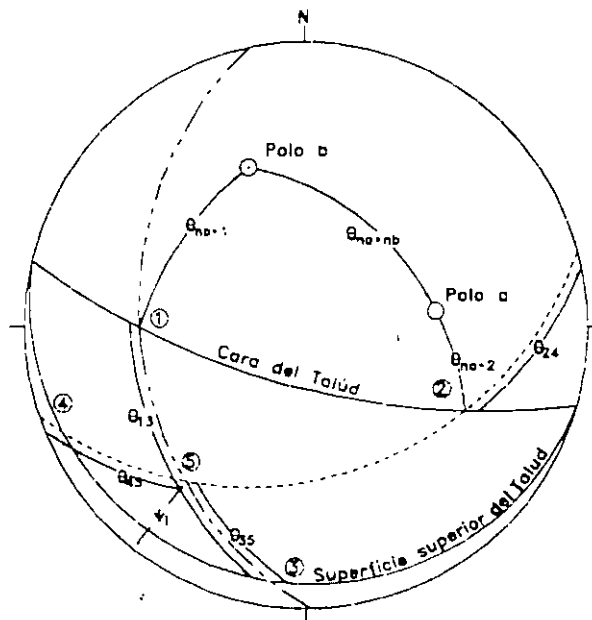
$$FS = A \tan \phi_a + B \tan \phi_b$$

d. Igual ángulo de fricción en los dos planos

$$FS = \frac{\text{sen } \beta}{\text{sen}(\xi/2)} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \psi_i}$$



-----	ESTRATIFICACION	DIRECCION	◻	CUÑA ENTRE
-----	JUNTA 1	48° / 168°	B-J4	ESTRATIFICACION
-----	JUNTA 2	53° / 331°		Y JUNTA 4
-----	JUNTA 3	64° / 073°		
-----	JUNTA 4	42° / 045°		
-----	SUPERFICIE DEL TALUD	45° / 265°		
-----		76° / 196°		



-----	PLANO a	MEDIDAS DE ANGULOS	
-----	PLANO b	$\theta_{24} = 58^\circ$	$\theta_{nb-1} = 54^\circ$
		$\theta_{45} = 42^\circ$	$\theta_{na-2} = 26^\circ$
		$\theta_{35} = 41^\circ$	$\theta_{na-nb} = 66^\circ$
		$\theta_{15} = 81^\circ$	$\eta = 35^\circ$

Análisis de falla al volteo

Las fallas al volteo ocurren en masas de roca que están subdivididas en una serie de columnas de gran buzamiento y con rumbo aproximadamente paralelo a la superficie del talud. En la falla al volteo la columna de roca rota alrededor de un punto cerca a la base de la misma columna (Figura 4.19).

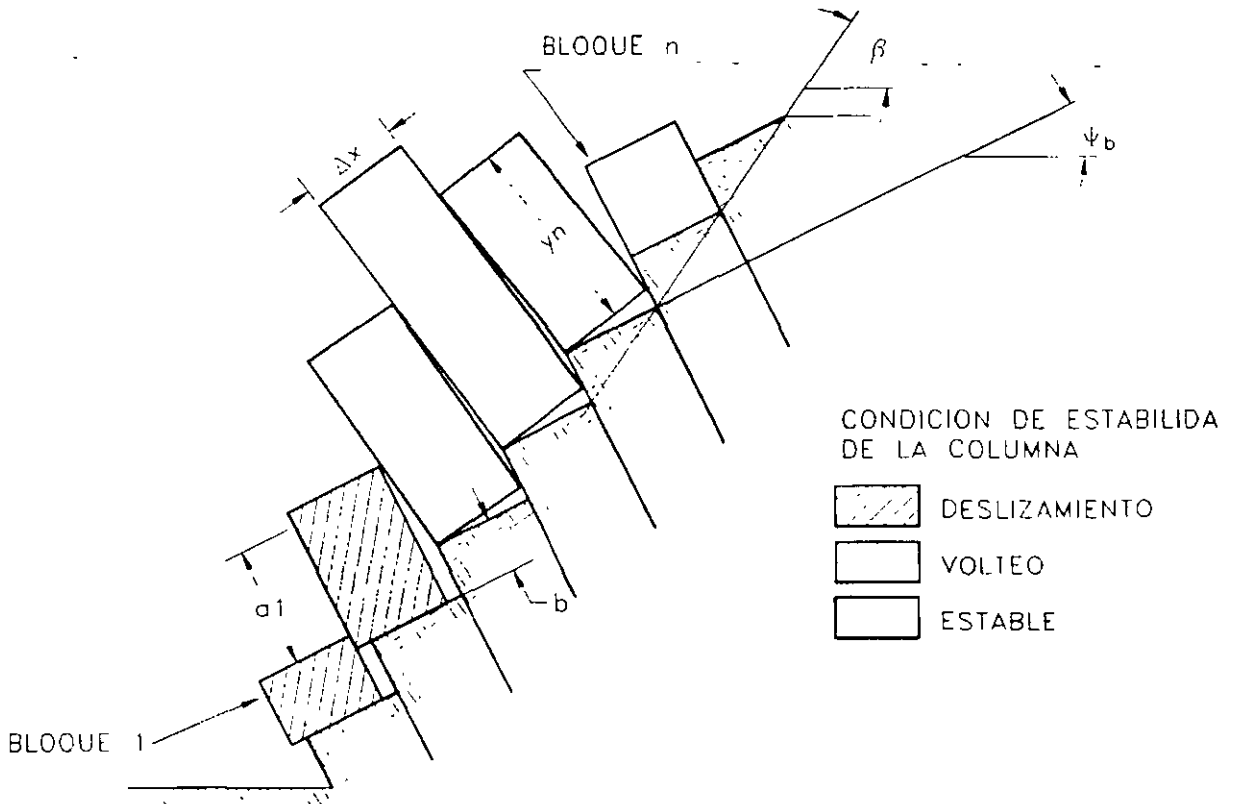


Figura 4.19 Esquema general de la falla al volteo.

El análisis cinemático requiere para que ocurra volteo, que se presenten las siguientes condiciones:

- a. El rumbo de las capas debe ser aproximadamente paralelo a la superficie del talud. En ningún caso la diferencia debe ser superior a 20 grados (Figura 4.20).
- b. El buzamiento debe cumplir la siguiente condición:

$$(90^\circ - \Psi_p) \leq (\Psi_f - \phi_p)$$

Donde:

Ψ_p = Buzamiento de las capas

Ψ_f = Buzamiento de la superficie del talud

ϕ_p = Angulo de fricción a lo largo de los planos.

El procedimiento de análisis no es tan claro como para los otros tipos de falla y se sugiere consultar las referencias de Goodman y Bray (1976) y Hoek y Bray (1981).

GEOLOGIC FACTORS CONTROLLING SLOPE STABILITY IN OPEN PIT MINES

by

F. D. Patton

Associate Professor of Geology, University of Illinois

and

D. U. Deere

Professor of Civil Engineering and Geology, University of Illinois

INTRODUCTION

A close relationship exists between the geologic investigation and the stability analysis of the slopes of an open pit mine. One significant result of this relationship is that the stability analysis is no better than the assessment of pertinent geologic factors that enter into the analysis.

In some slope stability problems the engineering solution becomes obvious once the geologic framework is established. In other cases, establishing the geologic framework is only the first stage in the process of analysis. However, even in these cases the geology should not be neglected once the analysis is made. The geology should be periodically reviewed when new slopes are excavated. This will help ensure that the basic assumptions for the analysis have not changed and will permit changes when new conditions are encountered.

In recent years improved methods of stability analysis have been accompanied by advances in laboratory testing techniques and new knowledge of the shear strength of rock discontinuities. At the same time there have been improvements in field geological descriptions.

As more experience is gained in analyzing and predicting the stability of rock slopes, the importance of certain geologic factors has become more apparent. Some of these factors were described in a paper given at the Open Pit Mining Symposium in Johannesburg, South Africa in September 1970 (1). This paper includes many of the points covered at that meeting but with additional emphasis on the significance of the major geologic structures. Other papers given at the South African symposium also considered geological and hydrogeological factors in slope stability analysis (2) (3) (4) (5) (6).

This paper first describes the approach to a slope stability problem including assessment of the relative roles of field geology studies, laboratory testing, stability analyses, and continued slope monitoring studies. Next, is described a framework which has been found useful for classifying or separating the several types of slope stability problems encountered in open pit mines. The principal geologic factors in slope stability problems in rock are discussed and brief comments are made on how these factors distinguish stability problems in rock slopes from those normally encountered in soil slopes. The over-riding control of major geologic structures, especially faults, in most slope stability problems is emphasized. In this regard the relative importance of statistical studies is contrasted with knowledge of the positions of key structural

features shown on maps and the projected positions of these structures in cross sections of future mine slopes. Finally, several elements in the stability of rock slopes which deserve special consideration will be described.

APPROACH TO SLOPE STABILITY PROBLEMS

The purpose of soil and rock mechanics studies of open pit mines is to ensure reasonable stability of the slopes in the most economical way. These studies generally include (a) detailed geological mapping, (b) determination of the groundwater conditions in the open pit area, (c) determination of the mechanical properties of the soil and rock by both laboratory and in-situ field testing, (d) analytical studies of the slope stability for given slope angles and in different portions of the mine, and (e) monitoring the behavior of the slope with continuing geologic surveillance and appropriate instrumentation.

Depending on the results of the above studies, it may be necessary for safety and stability to design flatter slopes or to provide certain remedial measures. These could include wider benches at particular locations, drainage wells or drainage galleries, tie-back anchors or deep rock bolts, and surface treatment of slopes to prevent loosening, ravelling, or erosion.

Conflicting requirements are always present in stability studies of open pit mines. From the viewpoint of economy, steep slopes and minimal remedial measures are desired. However, from the viewpoint of safety and stability (and therefore indirectly, economy), the slopes should be as flat as possible and numerous remedial measures may be required or desirable. It is difficult for management to select the best excavation procedure until the stability of various possible slopes has been evaluated.

The primary responsibility for those conducting soil and rock mechanics investigations for stability studies of open pit mines is to prevent major slope failures which could result in loss of life and/or serious production stoppages. In order to meet this responsibility a rather detailed initial study is required followed by continued mapping and surveillance of the open pit slopes and exposed geological features and careful monitoring of the groundwater conditions.

Analysis of the test results, groundwater levels, and geological conditions must be kept up to date so that possible dangerous slope failures can be anticipated and prevented by applying appropriate remedial work where necessary. It becomes the duty of the geologists and soil and rock mechanics experts to anticipate potentially dangerous areas long before they start to fail and become obvious to the operating personnel. Many of the investigated areas will be shown by the studies to be relatively safe; others, however, may be shown to be so critical that immediate action is required.

It is best if the geologist has a working knowledge of the shear strength of natural materials and of methods of stability analysis. In this way it is more likely that the truly significant geologic factors will be recognized and mapped. In a similar vein, Müller and Hofmann (2) recommended model tests at an early stage in the investigation to permit better selection and interpretation of the geologic field data. In any event, close cooperation between the field geologist and the personnel making the analysis is essential.

The role of the geologist is critical in both the collection and presentation of data for it is easy to collect more data than can be used in an analysis. This can result in the analyst misdirecting his emphasis. Hence, only the most pertinent data should be presented. Yet any limitation on the quantity of data presented to the analyst will reflect the prejudices of the collector. As a result, experienced geologists are essential in this phase of a study, for the geologist's prejudices must be in agreement with and correctly anticipate the actual mode of failure of the slope (should a failure occur), the location of the critical materials, and the actual distribution of fluid pressure within the slope. It is therefore the job of the geologist to examine a large number of geological parameters and reduce them to a few significant ones. In many cases the final determination of which parameters are significant must await the outcome of the preliminary stability analysis. At this point new field investigations may be required.

Müller and Hofmann (2) have noted that in the "assessment of the stability of a slope the interpretation of the geological data is not only one of the most important but unfortunately one of the more unreliable and indeterminant steps." They also noted, and it has been our experience, that stability calculations using strength and fluid pressure parameters based upon geological data are often made to several significant figures. Occasionally these calculations may include consideration of errors resulting from different magnitudes of the selected parameters. Yet rarely is thought given to the major error which may result from an unrealistic assessment of the relative significance of the parameters or from a wrong choice of parameters. Knowledge of regional geology, the origin of the local materials, and the stability and failure of natural slopes often helps to prevent such major errors in the assessment of slope stability.

In conclusion, we must try to keep in mind and live with the fact that nature is often more complex than it first appears. The state-of-the-art of rock mechanics and our ability to locate every geologic discontinuity and to analyze their effects are not such that absolute security can be guaranteed. This is particularly true for the complex geology found in the vicinity of many ore bodies. Slope failures may still occur. However, careful studies should greatly diminish the number and seriousness of slope failures and allow the open pit mine to be developed as safely and economically as possible.

THREE PRINCIPAL TYPES OF SLOPE STABILITY PROBLEMS

Many different slope stability problems can be encountered in the excavation of an open pit mine. These problems have different origins and commonly have appreciably different effects on the design and operation of the pit. We have found it convenient to group the typical mine slope stability problems into three categories:

Type 1 — local slope failures involving a single bench,

Type 2 — large-scale wedge failures involving several benches,

Type 3 — failures in sheared and decomposed rock which may involve several benches.

These types of slope stability problems are illustrated in Fig. 1 and are described below.

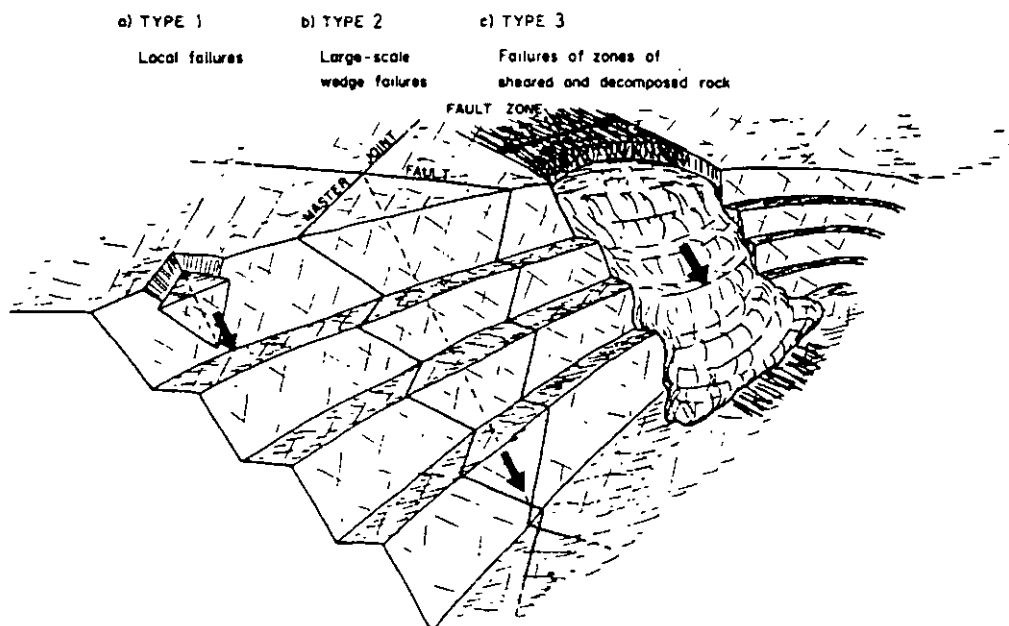


Fig. 1 — Three principal types of slope failures in open pit mines.

Local Slope Failures (Type 1)

Local slope failures of small rock masses along one or more joint planes, such as the one illustrated in Fig. 1a, are common in any large excavation. They are almost impossible to eliminate completely without the use of excessively flat slopes or a costly slope-support system such as gunite applied over wire mesh that is secured to rock anchors. In most cases, if a few local failures did not occur, one might conclude that a slope is overdesigned and is probably too flat.

These local failures are considered to extend a vertical distance of less than the height of one bench. Such failures would not usually appreciably influence the overall mining operations for more than a few days at the most. The worst problem presented by these local failures is that of the hazard to men and equipment. However, in some present-day mines the cost of a single piece of equipment may exceed 20 million dollars and in this case it would be possible for a local slope failure to appreciably change the entire economics of the mine operation. Local failures may also be significant adjacent to conveyor belts, tunnel portals, or other relatively permanent mine structures.

In general, good slope design will minimize local failures but it is unlikely that many mining operations could afford to eliminate all such failures. Safety considerations may require close observation and monitoring of certain individual bench slopes by field personnel during the following excavation. It is not essential that one have extensive training in field geologic methods to recognize the factors leading to these local failures. Experienced mine personnel often recognize the geologic conditions leading to these failures at an early stage and adjust their mining operations accordingly.

Large-Scale Wedge Failures (Type 2)

The presence of two or more through-going discontinuities, such as a prominent bedding-plane joint or master joint combined with a fault, may lead to the situation illustrated in Fig. 1b. This geologic condition is potentially much more hazardous than the local failure. The hazard results because: (a) a much larger rock mass may become involved in the slide; and (b) the geologic conditions leading to the failure are often difficult to detect in advance, hence, there is less chance that the failure will be predicted. The difficulty in detection and prediction occurs where two adverse geologic structures are separated by hundreds of feet at the surface and where the influence of rock weathering or other overburden may make them hard to detect. Careful geologic field work may be required to find these significant structures, the structures must then be projected to anticipate their influence on future mine slopes.

Conditions conducive to a large-scale wedge failure can cause mine operators and workers to develop a false sense of security as there may be little or no warning of an imminent slope failure until the line of intersection of the two geologic structures is exposed or "day-lighted". In the examples shown in Fig. 1b, the failures probably would not occur until the excavation had reached to within a few feet of the intersection of the fault and the master joint. A failure of such a rock wedge could stop mining operations for months and could conceivably change the economics of the entire operation. For these reasons it becomes one of the prime obligations of the project geologist to locate the principal through-going structures and to anticipate such failures before they occur.

Failures of Zones of Sheared and Decomposed Rock (Type 3)

Where the mine slopes encounter wide fault zones containing sheared and decomposed rock, the slope design used for the sound rock will have to be modified to account for the weaker material.

The geologic evidence of such weak materials is usually easier to see than that for Type 2 failures. However, like Type 2, the slope may not fail until the excavation has proceeded considerably below the elevation where the weaker materials were first encountered.

Failures of Types 1 and 2 are best analyzed by the techniques developed in rock mechanics, whereas failures of Type 3, as illustrated by Fig. 1c, can usually be treated by the more conventional methods developed in the field of soil mechanics. Adverse groundwater conditions are commonly encountered where the geologic structures are such that Type 2 and Type 3 failures may develop.

Summary of the Principal Types of Stability Problems

Conditions leading to failures of Types 2 and 3 are important enough to be major considerations in the layout of an open pit mine. Thus, the main objective of an exploration programme would be to identify and describe the major fault zones, areas of weathered rock, and all through-going joints, faults, and beds of weak rocks. The pit layout and slopes based upon the major geologic structures would then be modified to whatever extent is possible by the characteristics of the secondary discontinuities in order to minimize the occurrence of the Type 1 failures.

Since a mine pit has several sides, the through-going geologic structures are likely to intersect more than one side. Therefore, the most favourable position and slope for one side of the pit may result in stability problems for another side. In these cases the slope stability problem becomes one of optimization of the pit layout geometry.

DIFFERENCES IN STABILITY PROBLEMS FOR SOIL AND ROCK

Two main groups of geologic factors distinguish slope stability problems in soil from those of rock. One group of geologic factors is related to the omnipresent structural defects found in rock masses and the special strength problems that result, whereas the other group is related to special groundwater conditions which are more commonly associated with rock masses than with soil. The critical groundwater conditions are often a direct consequence of the presence of structural defects. In general, rock masses are best considered as possessing anisotropic strength, permeability, and deformability characteristics to a much greater and more significant degree than do soils.

SIGNIFICANT GEOLOGIC STRUCTURES

Oriented Planes and Zones of Weakness

The distinguishing feature of slope stability problems in rock is that the failure planes conform so closely to pre-existing planes of weakness. In the average slope stability problem in soil, but admittedly not in all cases, one assumes that the soil has a relatively equal strength in all directions. However, in rock the strength along a discontinuity may be only a small fraction of the strength of the intact material. Hence, the need to locate and establish the orientation and strength properties of the critical discontinuities in rock is obvious. There is seldom an equivalent need to establish the location of a single plane in soil slopes. Residual soils would, however, be important exceptions to this generalization.

In addition to changes in strength, discontinuities and weathering can result in equally large changes in the modulus of deformation and the permeability. These changes are all possible within the same rock type resulting in larger variations than are commonly found within a single soil type.

Variations in Strength Due to Irregularities Along Rock Discontinuities

Seldom does one have to consider the nature of the irregularities along failure surfaces in soils. Yet in rock the irregularities along a fault or joint surface can mean the difference between stability and failure of a mine slope. The presence of irregular rock surfaces (such as those shown in Fig. 2, 5 and 6) can result in the possibility of different modes of failure along

the same rock surface. Depending upon the normal stress level, the irregularities can be overridden or sheared off. Thus, different shear strength-normal stress relationships exist at different stress levels for the same rock surface. These and other effects have been described by Patton (7) (8) and others.

Large Losses of Shear Strength Due to Displacements

The intact shear strength of rock is much larger than the "undisturbed" strength of soil having the same mineralogic composition. However, the residual shear strength or the strength obtained after large displacements is roughly the same for soil as for a relatively flat joint surface in the equivalent rock. Hence, the loss of strength with displacements can be several orders of magnitude greater for rock than for soil. This relationship is shown in Fig. 2.

Fig. 2a shows shear strength vs. displacement curves for a rock and a soil with the same mineralogy which were tested under the same normal stress σ_{n1} . It is obvious that the peak strength for the rock will be many times that for the soil, yet as displacements continue the residual strength of both materials is approximately the same. Fig. 2b is a summary plot that one could prepare from a series of shear strength tests on a series of identical specimens of rock and a series of identical specimens of soil, both series having the same mineral composition.

The maximum and residual shear strengths are plotted for each test at the appropriate level of normal stress. The results for the two tests from Fig. 2a are shown plotted along the vertical line for σ_{n1} . Fig. 2a and 2b are two ways of illustrating that the loss of strength possible in rocks is of a much greater magnitude than that for most soils. The large loss of strength with small displacements that is characteristic of many rock discontinuities is one reason why observations of small displacements are so significant in slope stability studies. It is also why failures of rock slopes often give less advance warning than is common for failures in most soil slopes.

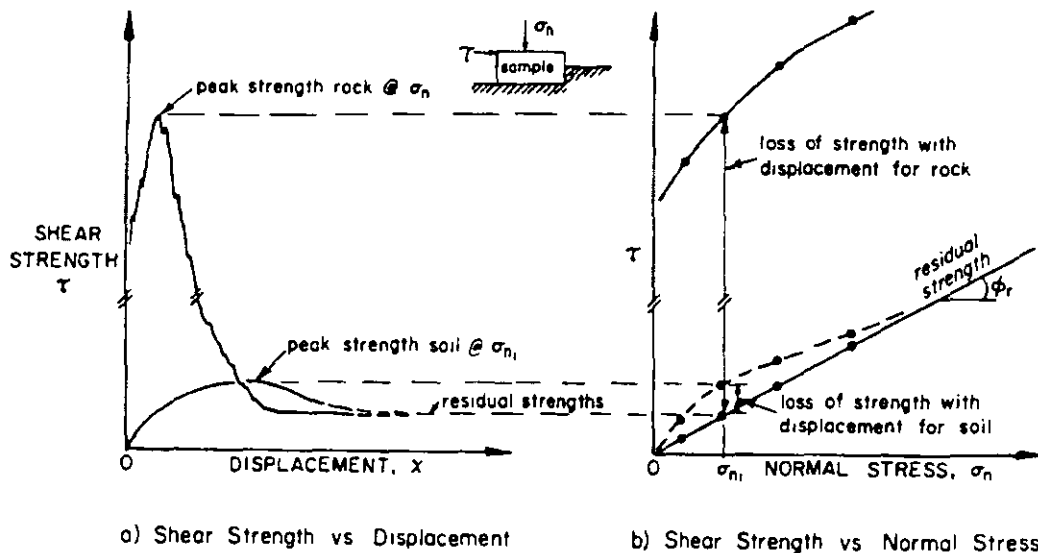


Fig. 2 — Comparison of the loss of strength with displacements between soil and rock.

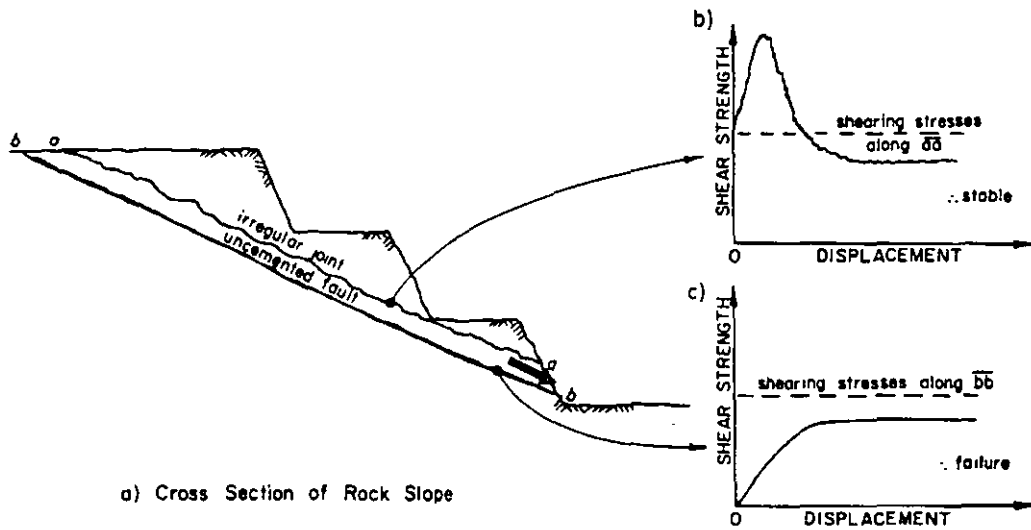


Fig. 3 — Significance of pre-existing displacements along faults.

The low residual strengths obtained along rock surfaces which have undergone considerable displacement is one of the reasons why uncemented faults and shears are so significant in slope stability problems. Fig. 3a is a cross section of a rock slope with an irregular joint and an uncemented fault, both with unfavourable orientations. In this example porewater pressures are assumed to be negligible. Fig. 3b shows the shear strength diagram for the irregular joint. Since the shearing strength at small displacements is shown to exceed the shearing stresses, the joint will remain stable. However, Fig. 3c shows that when the pit is excavated deeper to expose the uncemented fault the shearing strength at all displacements will not be sufficient to resist the shearing stresses and a failure of the slope will result.

The geologist must search for faults or shear zones having low shear strengths due to previous displacements. The search is aided by the knowledge that faults or shear zones are characteristically associated with particular geologic environments. These include:

- (a) faults subparallel to or in secondary or conjugate alignment to regional faults,
- (b) bedding plane faults in shales where they are interbedded with other rock types,
- (c) foliation shears in schists and slates, and
- (d) foliation shears along micaceous bands within gneisses.

The faults or shears described in items (b) and (c) above are particularly common in folded or inclined sediments and adjacent to thick layers of a relatively less deformable rock such as sandstone, basalt, quartzite, or amphibolite

Examples of faults or shear zones in several of the geologic situations described above are shown on Fig. 4.

Irregularities Associated with Faults and Shear Zones

Different types of irregular surfaces are commonly associated with different sets of joints and faults. In addition, the nature and effect of the irregularities may be different in different directions on the same rock surface due to an oriented structure developed on the surface.

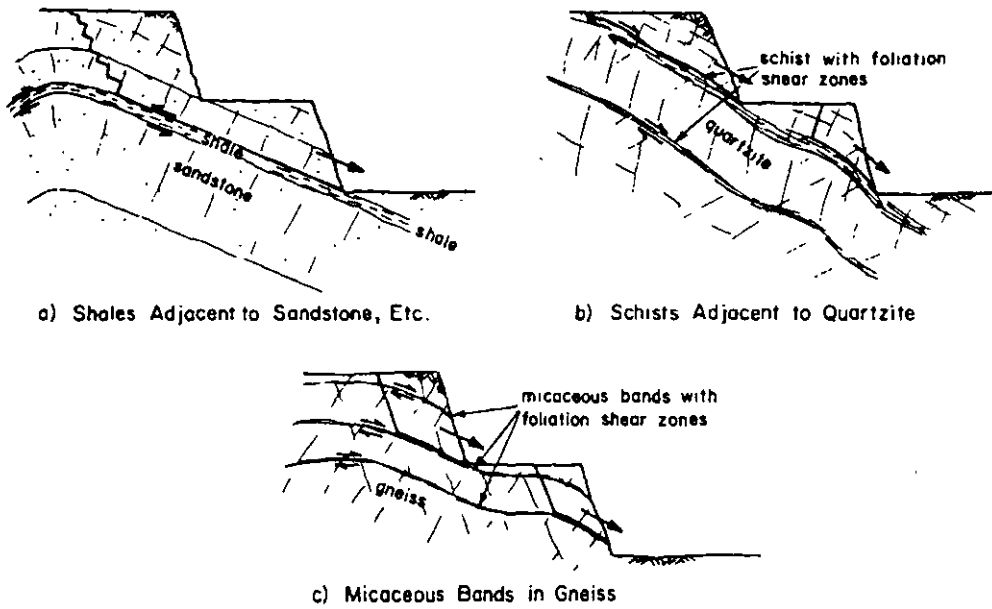


Fig. 4 — Typical occurrence of shear zones in layered rock.

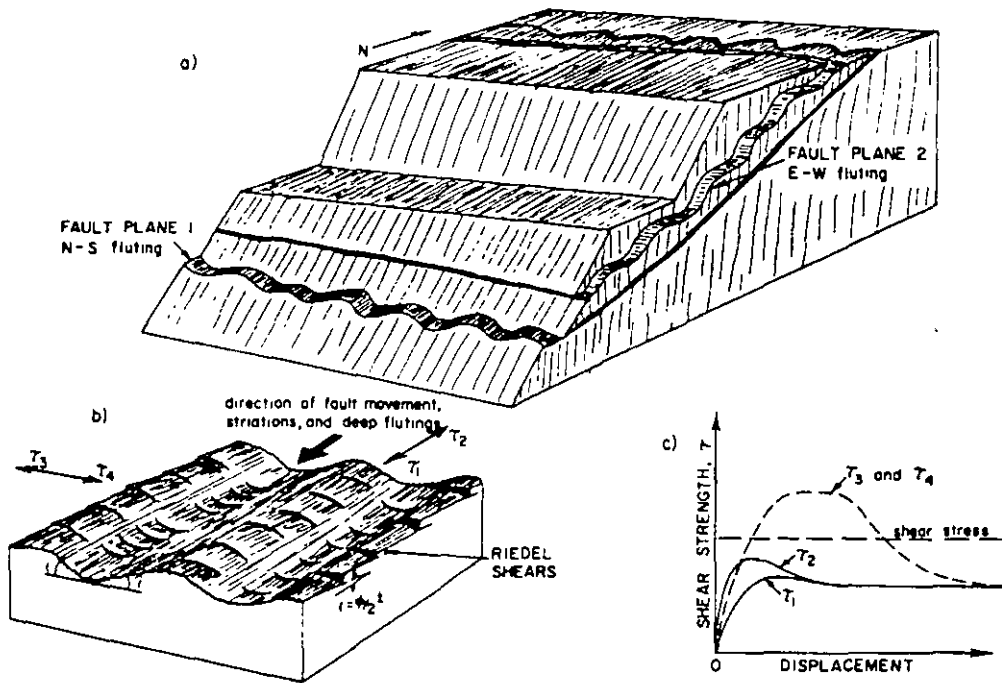


Fig. 5 — Details and effects of irregularities on fault surface.

These differences can have the effect of changing the equivalent angle of shearing resistance of a rock surface by 15° or more. Hence, the orientation of the irregularities is important in the field, in the laboratory, and in in-situ testing procedures.

The role of such oriented irregularities along a fault surface is shown in Fig. 5. Two faults are shown in Fig. 5a, both inclined with an unfavourable orientation towards the slope. The direction of movement in past geologic history along fault No. 1 was north-south resulting in flutings in this direction, whereas the direction of movement along fault No. 2 was east-west resulting in east-west oriented flutings.

Fig. 5b is a close-up sketch of a portion of one of the fault surfaces shown in Fig. 5a. The shear strength in the direction of fault movements, striations, and deep fluting is shown as τ_1 or τ_2 while the shear strength of the fault plane perpendicular to the flutings is τ_3 or τ_4 .

The shear strength in the direction τ_1 may differ somewhat from τ_2 due to the presence of small Riedel shears which are sometimes observed along fault surfaces. The Riedel shears are generally observed to be inclined downward at an angle $\phi/2$ in the opposite direction to the sense of movement of the particular fault block being examined.

The value of the shearing resistance τ_3 and τ_4 in the direction perpendicular to τ_1 and τ_2 may be appreciably higher because the deep flutings must be overridden. For relatively sound rock at moderately low stress levels, the angle of shearing resistance in the direction of τ_3 or τ_4 will be the sum of the angle of shearing resistance for a flat plane plus the angle i shown on Fig. 5b.

The mechanical significance of the different orientations of the flutings is demonstrated in Fig. 5c. The shear strength-displacement curves in the direction of previous fault movement are given by curves τ_1 and τ_2 , while the shear strength in the direction perpendicular is given by the curves τ_3 and τ_4 . Superimposed on Fig. 5c is a horizontal line approximating the magnitude of shearing stresses (assumed to be roughly the same for both faults) acting on the two faults in the field. The position of this line with respect to the shear strength τ_1 and τ_2 indicates that fault plane No. 1 would fail, while fault plane No. 2 would not slip downhill perpendicular to the flutings because the shear strength τ_4 is greater than the magnitude of the shear stress.

Different Sizes of Irregularities

There can be several orders of magnitude of the surface irregularities. Fig. 6 is an actual trace of a bedding plane in limestone which is approximately 5 ft. long and illustrates how complex irregularities can become in nature. This figure shows a discontinuity having irregularities of two different orders of magnitude. A series of smaller second-order irregularities with larger angles of inclination from the overall dip of the surface (shown in part a) is superimposed upon a series of larger first-order irregularities (shown in part b).

Both of these sizes of irregularities can influence the shear strength of the in-situ rock mass. However, field studies of natural slopes in sandstone and carbonate rocks have indicated that the shear strength of their discontinuities is more closely associated with the smaller i -values corresponding to those obtained from the larger first-order irregularities. The implication is that some natural slope forming processes such as creep, ice formation, weathering, and cumulative displacements due to repeated application of dynamic earthquake forces tend to cause the failure of the smaller, steeper irregularities. These events leave only the larger irregularities (which require larger displacements to be overcome) to be effective in the stability of natural slopes. However, these natural geologic processes have not had time to operate in pit slopes and the minor irregularities are often responsible for the relative stability of these slopes. Other sizes of irregularities, both smaller (e.g., grain size, etc.) and larger (e.g., small flexures and folds, etc.) than those shown in Fig. 6, are significant in field and laboratory determinations of the shear strength of rock with the larger scale irregularities becoming more significant in field problems.

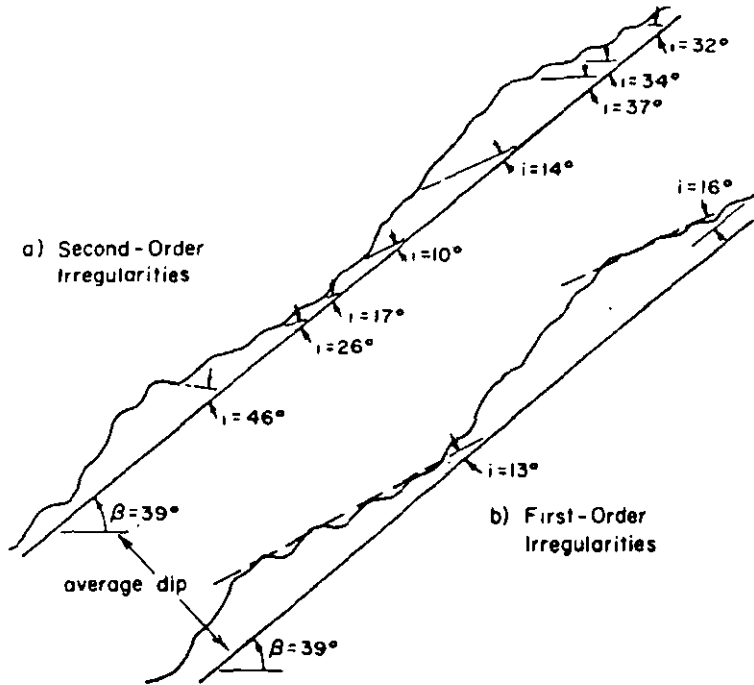


Fig. 6 — A discontinuity with first and second order irregularities -- after Patton (7).

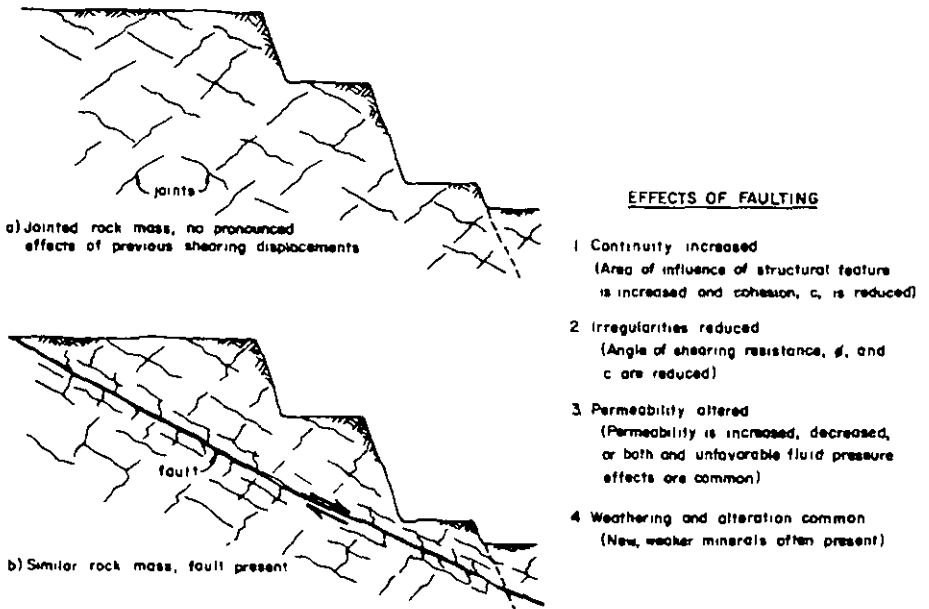


Fig. 7 — Significance of faults in slope stability problems.

THE IMPORTANCE OF FAULTS AND OTHER THROUGH-GOING GEOLOGIC STRUCTURES

Those experienced in the analysis of rock slopes generally recognize the much greater importance of faults and other through-going geologic structures with respect to the more plentiful discontinuous and/or irregular joints. The importance of the through-going structures may sometimes be forgotten because of the enormous amount of work and expense that may be involved in detailed joint surveys and in the plotting and analysis of these data. We believe that there are relatively few instances in which the joint orientation data turns out to be more important than knowledge of the position, orientation, and strength characteristics of the major through-going structures. A sketch summarizing many of the reasons for the increased significance of the through-going structures appears as Fig. 7.

Figure 7a shows a rock mass with discontinuous and/or irregular rock joints; Fig. 7b shows the same rock mass after a shearing displacement of natural origin has occurred along one of the pre-existing sets of joints. The effects of the shearing displacement (listed in Fig. 7) are as follows:

- (a) **Continuity is increased.** Hence, the area of influence of the structure is increased and the cohesive component of the strength is decreased.
- (b) **Irregularities are decreased.** Hence, both the shear strength parameters ϕ and c are reduced and the strength parameters will approach those of the residual shear strength.
- (c) **Permeability is altered.** The increase or decrease in permeability can be complex. Such changes in permeability can often lead to decreases in the shearing resistance along the fault.
- (d) **Weathering and alteration are common along faults.** The new weathering products are frequently clay minerals or other sheet silicates such as talc or chlorite. Hence, reduced angles of shearing resistance are common.

There are a great many names given by geologists to faults depending upon their suspected origin, sense of shearing displacement, and other characteristics. Yet, whatever their name, they tend to have many characteristics in common. Fig. 8 is a sketch of a typical cross section of a fault. The fault has a central zone of crushed and sheared rock called fault breccia (a) flanked by fine-grained often clay-rich fault gouge on either side (b) and with striated and slickensided surfaces found on the bedrock surface (c). The zone of rock (d) adjacent to either side of the fault is likely to be more highly fractured than the surrounding country rock (e). We will refer to this sequence of materials as the typical composite fault.

There are many variations to this sequence. For example, the breccia may be missing, the breccia and gouge may be missing, the fractured rock may be missing, and any or all of these layers may have been recemented. In addition, weathering often extends appreciably deeper along fault zones and hydrothermal alteration is common along faults due to the upward movement of deep-seated fluids. The weathering and alteration can superimpose additional zones of materials with different physical properties.

The most significant engineering properties of the zones in the composite fault are also indicated on Fig. 8. These include the low shear strength of the gouge-rock contact, described by Kanji (9). The shear strength of the gouge tends to be higher than what one might at first suspect as it usually contains an appreciable percentage of silt and sand-sized material. Residual angles of shearing resistance of gouge tend to be on the order of 15 to 25° but large variations are possible. For example, we have measured values of 10 to 30° for gouge containing montmorillonitic clays.

Once a fault is found and its alignments established, its influence on slope stability must be assessed. Many faults exist which have little or no influence on the stability of the

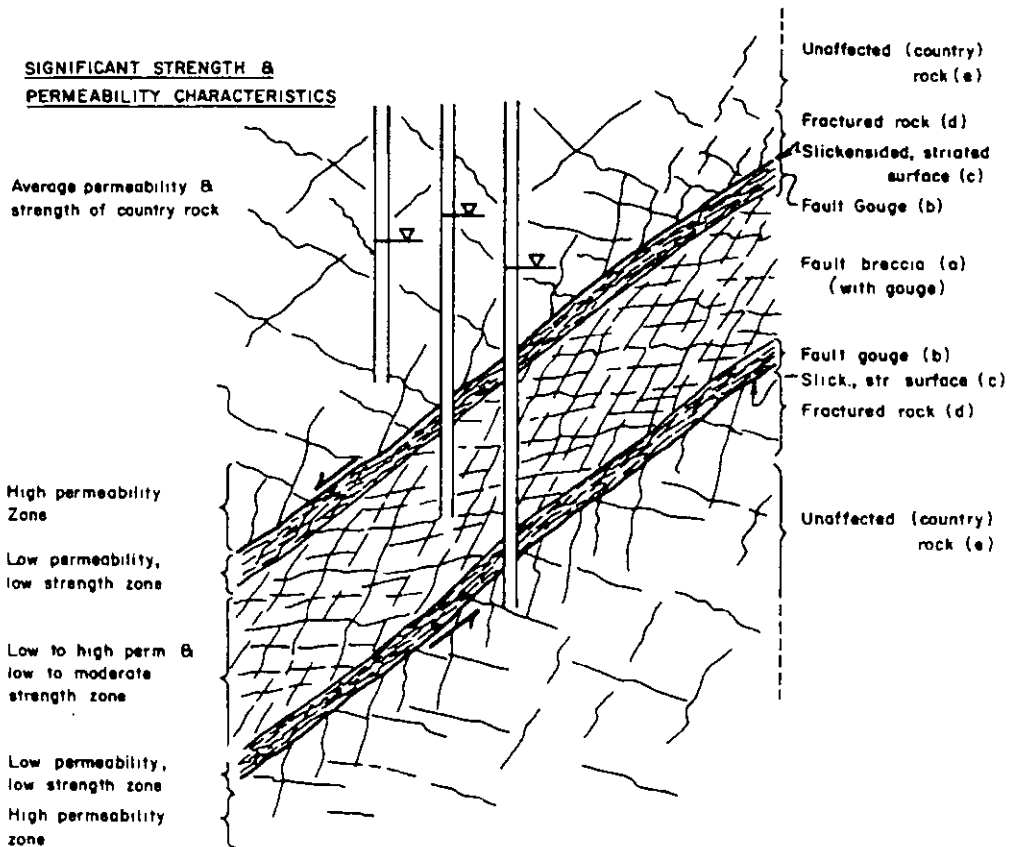


Fig. 8 — Typical cross section of a composite fault.

slopes, yet other faults and combinations of faults can be the most significant geologic factors in the analysis and prediction of the slope stability problem.

SIGNIFICANT HYDROGEOLOGIC FACTORS

Unequal or Directed Fluid Pressures

Fluid pressures within a rock mass act perpendicular to the surfaces of the discontinuities. When there are many joint sets with many different orientations and when the joint spacing is small, the fluid pressure within the rock mass can be treated in a similar fashion to that used for soil slopes. However, when the distribution of joint orientations is anisotropic and when the spacing between joints is increased, many unusual distributions of fluid pressure can result.

In rock masses it is possible to have the fluid pressures and hence the shearing forces change appreciably from one joint to the next. Fig. 9 illustrates this point for the water level is much lower in joint a-a than in joint b-b. As a result, the magnitude of the force P_b due to the hydrostatic fluid pressure along joint b-b is several times the force P_a acting normal to joint a-a. Fig. 9 also illustrates the importance and the difficulty of obtaining critical fluid pressures in rock slopes. Although we might have frequent and precise water levels recorded in piezometer 1 in joint a-a, the records are likely to be completely misleading with respect to the more critical water levels obtained from piezometer 2, in joint b-b.

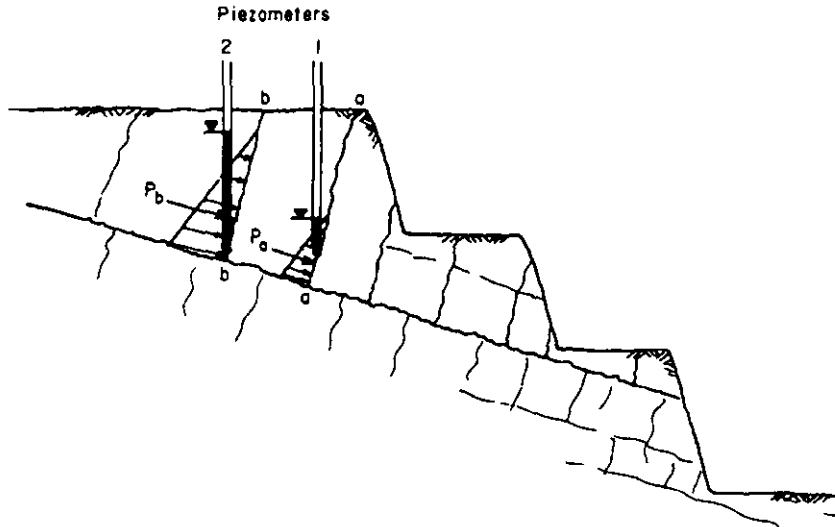


Fig. 9 — Possible large differences in fluid pressures in adjacent rock joints.

Large Fluctuations in Groundwater Levels

Groundwater levels are likely to fluctuate much more in rock slopes than in many soil slopes due to the smaller percentage of void space in rocks. Fig. 10 shows the effects on the groundwater table of a 1-in. rainfall which entirely infiltrates into a porous soil slope and a low porosity rock slope. In Fig. 10a the 1-in. rainfall can produce a 3- to 10-in. rise in the groundwater level assuming porosities of 33 to 100%, respectively. However, in Fig. 10b the same rainfall on a rock slope could produce increases in groundwater levels on the order of tens of feet. Fortunately, the rock adjacent to many rock slopes becomes more permeable because of joints opening due to blasting and stress relief. This zone of more open jointing serves to retard the development of high water pressures near the slope surface.

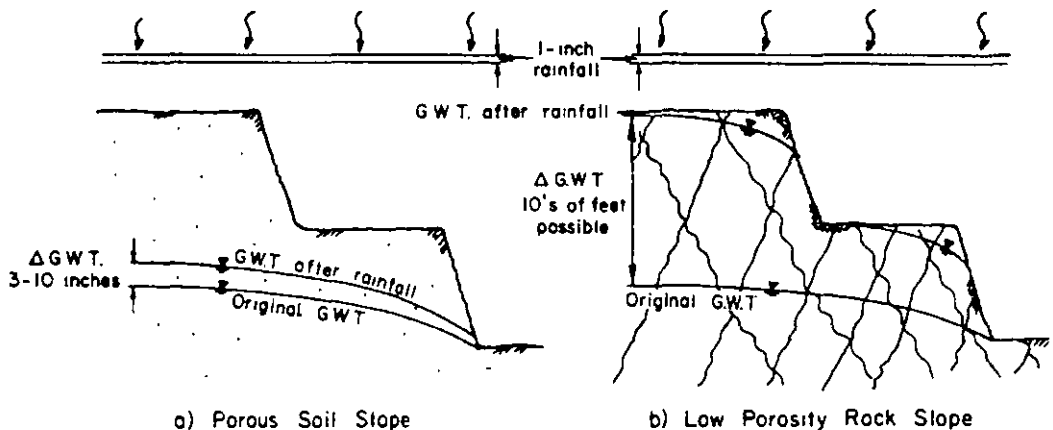


Fig. 10 — Comparison of groundwater fluctuations between soil and rock slopes.

Influence of Groundwater Flow Systems

The complete view of the influence of fluid pressures on the stability of mine slopes may not be available until the nature of the regional groundwater flow system is known. The principal reason for studying the regional flow system is to determine if the mine will be located in a regional groundwater recharge area, a discharge area, or in some intermediate area (see Fig. 11). The presence of a groundwater discharge area (Fig. 11a) indicates a greater possibility that excess pore-water pressures may be found in the walls and beneath the floor of the mine. In such cases the slope stability problems are likely to be aggravated. Furthermore, without some knowledge of the regional flow pattern erroneous conclusions can be drawn with respect to the suitability of drainage facilities and other remedial measures.

The position of the groundwater table often gives little indication of the portion of the regional flow system that is present. It generally takes the distribution of porewater pressure from two or more piezometers installed at different depths, such as at (a) and (b) in Fig. 11a. The increased water level in the deeper piezometer (c) from that of (d) in Fig. 11b suggests the presence of a groundwater recharge area. Although the presence of a groundwater discharge area does not necessarily mean that fluid pressures will be excessive, and the presence of a recharge area does not necessarily mean that no fluid pressure problems will be encountered, knowledge of the regional flow system is the starting point for understanding the role of fluid pressures in a mine pit.

The present authors have discussed in more detail (10), the role of groundwater flow systems in slope stability studies. In that paper the concepts developed by Hubbert (11), Tóth (12), Freeze and Witherspoon (13) (14), and Meyboom (15) were applied to slope stability problems.

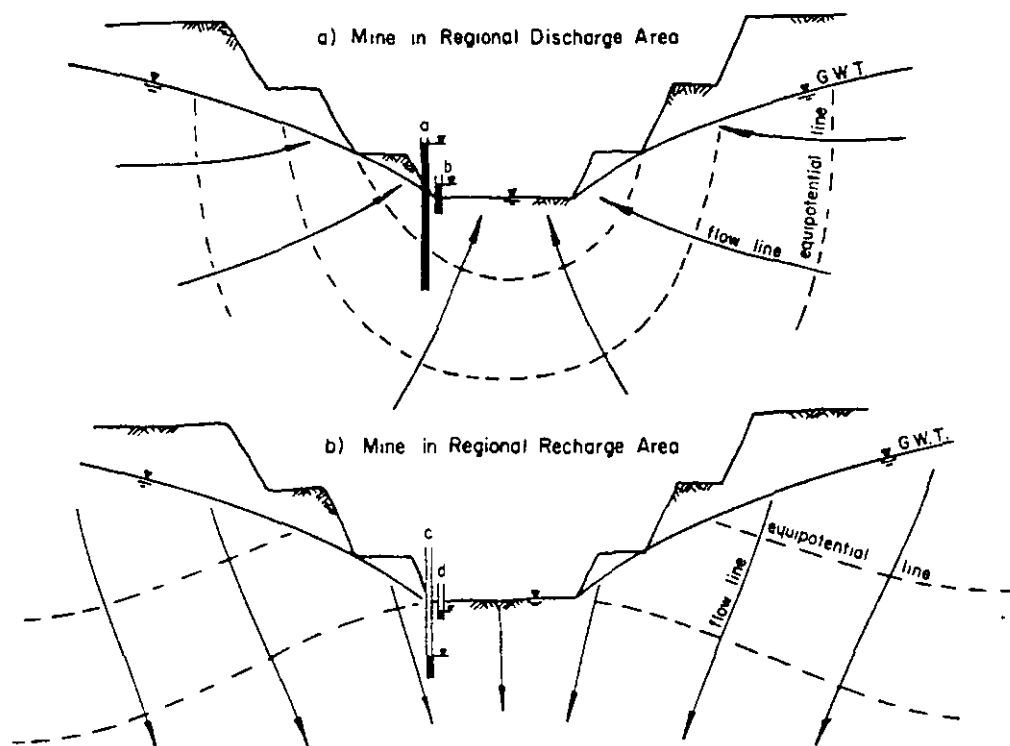


Fig. 11 — Open pit mines in different parts of a groundwater flow system.

SPECIAL EFFECTS OF FAULTS ON THE HYDROGEOLOGY OF SLOPES

A significant engineering property of faults is their effect upon the permeability of a rock mass. The typical composite fault that was shown in Fig. 8 may have one or more low permeability zones associated with the fault gouge which separates two zones of high permeability in the fractured rock. In addition, the fault breccia may be more permeable than the gouge. Thus, faults can act as groundwater barriers, as groundwater conduits, or as both at the same time. The net result of this complex layering of zones with different permeabilities is that faults can have a variety of effects on the flow of groundwater and on the resulting distributions of fluid pressures on a potential failure surface. Since the distribution of fluid pressures has a major effect on the stability of a slope, it is not uncommon to find springs and seepages of groundwater along faults which have served as a failure surface for a mine slope failure. Wilson (16) described such conditions for a failure of a portion of the Bingham Canyon pit.

Several consequences of this zonation are illustrated in Fig. 12. One possibility is that the fault may act as a groundwater barrier as shown in Fig. 12a. In this case the rock adjacent to the pit slope may be well drained yet unfavorable groundwater conditions may exist that could lead to a slope failure. Fig. 12b shows a fault serving as a groundwater conduit leading water from a nearby stream into the pit slope. In this case the dual behavior of the fault due to the presence of one of the low permeability layers in addition to the fractured rock may prevent

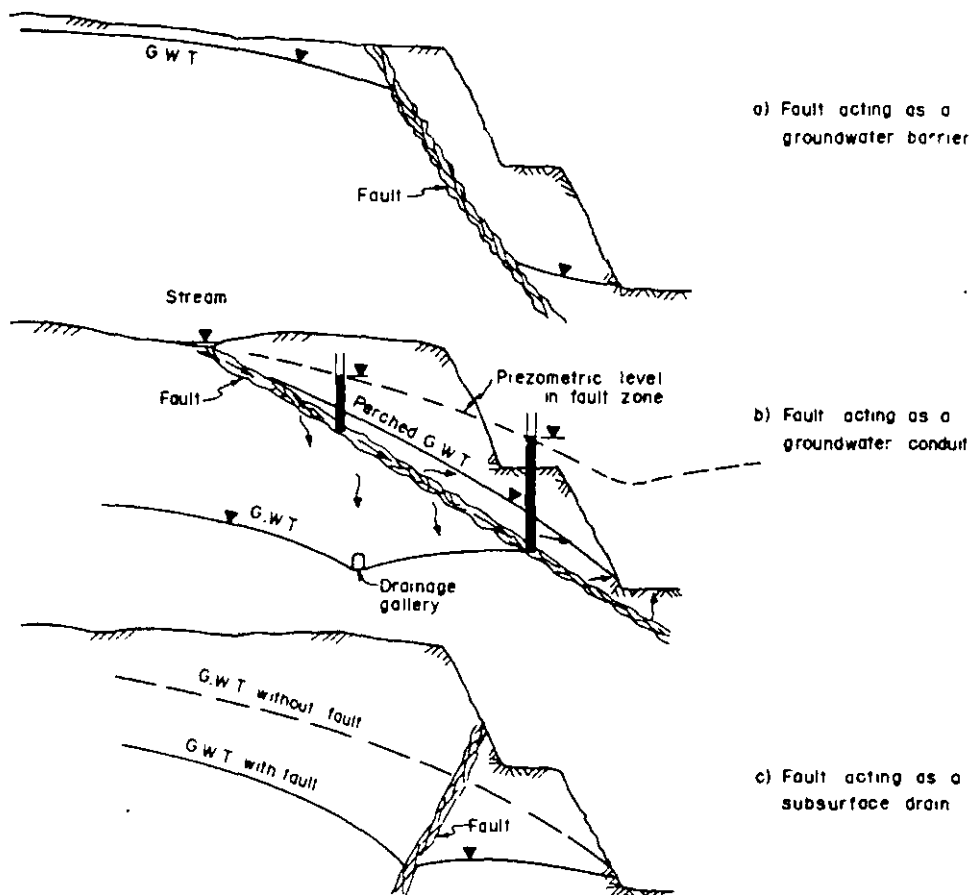


Fig 12 — Different effects of faults on groundwater conditions.

the groundwater in the fault zone from reaching the drainage gallery shown. Fig. 12c shows a fault serving as a subsurface drain which would increase the stability of the mine slope.

It is clear that groundwater flow in and around faults and similar features, such as dykes and sills, requires special attention in slope stability studies. The physical properties of the fault zone materials must be considered as well as any change in permeability or change in physical properties due to an offsetting of lithologic units or other geologic structures. Intersections of faults require additional attention as the jointing intensity can be much higher here and the effects of weathering much deeper.

A large number of excellent papers have been written on the role of groundwater in slope stability. Included are those by Terzaghi (17) (18), Casagrande (19), Müller (20), Pacher (21), Kenney (22), Louis (23), Lane (24), Morgenstern (25), Pentz (26), Brawner (27) and Witke (28).

It is apparent that it is more difficult to obtain representative or critical distributions of fluid pressures in rock slopes and it is more difficult to ensure that remedial drainage is effective than in most slopes in soil. Moreover, the effects of the fluid pressures may be greater than for soil slopes as the rock slopes are likely to be cut steeper.

OTHER GEOLOGIC FACTORS

Weathering and Hydrothermal Alteration

When geologic weathering occurs in soil the adverse effects are usually minor in comparison with the effects of weathering in rocks. In fact, in many instances the weathered soils are also dessicated or may be cemented and are stronger than the pre-existing unweathered soils. The effect of weathering on a rock mass is to greatly degrade its strength, to appreciably change its deformability and permeability characteristics, and to develop a complex three-dimensional arrangement of residual soil, weathered rock, and unweathered rock. In addition to being influenced by the results of surface weathering processes, mine slopes often contain decomposed rock due to hydrothermal alteration, particularly in association with faulting and igneous intrusions.

Large areas of weathered or hydrothermally altered rock may be found along wide fault zones such as that shown in the Type 3 slope failure given in Fig. 1c. Such zones often have a major influence on the groundwater flow and for this reason may cause excess pore pressures within and adjacent to the fault zone.

The influence of weathering in open pit mines is likely to be felt in the upper benches. However, in some instances, where open pit mines are cut into the sides of large hills or mountains, the stability of the upper weathered zones can appreciably influence the entire pit operation. Such a condition is illustrated in Fig. 13.

Slope failures in residual soils and weathered rocks are often closely related to relict discontinuities that remain from joints and faults in the original rock. The influence of joint irregularities is diminished as the strength of the materials forming the interior of the irregularities is reduced, thus increasing the possibility that they are sheared off rather than overridden. Weathering also tends to form zones of materials with different permeabilities which are aligned parallel to natural surfaces. The layering of lower permeability layers over higher permeability layers parallel to a slope can result in the development of artesian or excess porewater pressures in weathered slopes which may precede a slope failure. Deere and Patton (29) summarized data on typical weathering profiles, exploration, and design of slopes in residual soils.

Size Effects

In soils one does not expect appreciable changes in strength from the small, relatively undisturbed laboratory specimen to the larger in-situ test specimen to the entire failure plane whose strength is mobilized in the mine slope (excluding considerations of progressive failure).

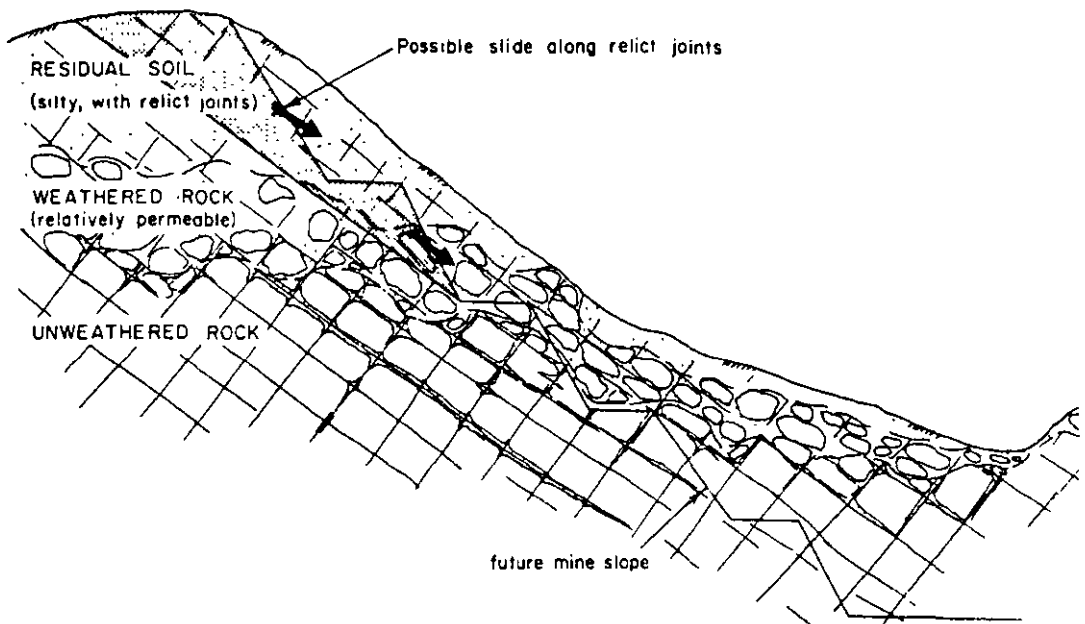


Fig. 13 — Mine slope affected by stability of residual soil and weathered rock.

However, in rock such variations in strength do occur so as to complicate the problem of correlating strengths obtained from laboratory and field tests to the overall strength that can be assumed to be mobilized along a potential failure surface in a mine slope. Such effects were described by Deere et al. (30).

Variety of Geologic Conditions Relevant to Rock Slope Stability

Many different geologic conditions can be present in local areas so as to result in (a) a variety of slope failures each with a different geologic origin, or (b) large slides in which a variety of geologic factors are operative to contribute to a complex sliding history. Whether one is required to anticipate the variety of geologic conditions that could lead to rock slides or to attempt to understand the origin of a complex rock slide, experienced field geologists are essential for obtaining meaningful conclusions from such studies. The variety of geologic details that are significant in a study of rock slopes in a given locality is likely to far exceed those encountered in soil slopes in a similar area. These points have been illustrated in a previous paper (1) with examples of rock slides from two localities — the Muskingum open pit coal mine near Zanesville, Ohio, and from highway cut slopes in eastern Peru.

Role of Regional Stresses

In considering the regional stress field, it, at first, may appear desirable to orient the shape and slopes of a mine to make tensile stresses nonexistent and to keep large concentrations of compressive stresses at a minimum. Yet, however attractive such a proposal may appear, in most practical cases the structural defects in the rock slopes are far more significant considerations for slope stability than conforming to the regional stress pattern. Only in rare instances does it seem likely that the regional stress history would appreciably influence the design of the pit layout and slopes. However, protruding horizontal or vertical corners or convex curves in the slopes should be avoided wherever possible. This is because they tend to become detached from the main rock masses due to the development of extension fractures or

sheeting joints behind them.

Regional stresses can play a secondary role in pit slopes where they can cause differential movements between adjacent rock units due to stress relief strains. Such movements can have significant effects if faults with unfavourable orientations are developed in the weaker layers (see Fig. 4) and if the joints in the adjacent brittle layers open up so as to result in the development of a highly permeable zone of jointed bedrock in an adverse position. In addition, high horizontal stresses can cause the base of excavations to heave and cause severe distortions at the toe of rock slopes. However, unless unfavourable pre-existing structures are present in the pit slopes, these events should not appreciably affect slope stability.

Regional stresses may or may not be included as a causative following force acting to produce failure of a rock mass. The effectiveness of such a force would depend upon (a) the critical shear strength vs. displacement characteristics, (b) the magnitude of the displacements caused by the regional stresses, and (c) the strength required to maintain stability. In most cases it seems unlikely that displacements due to regional stresses would be sufficient to reach a strength at which the rock would fail; however, several exceptions to this generality can be imagined.

For these reasons, the principal effect of regional stresses in slope stability problems generally is to cause displacements along pre-existing planes of weakness and to some extent through limited areas of intact rock. The displacements could help to reduce the strength of the rock mass if the potential sliding surfaces had not already reached residual values of shear strength.

GENERAL TIMING OF GEOLOGICAL STUDIES

The field geology mapping and the field and laboratory testing programme will necessarily develop most fully in the early stages of the study of an open pit mine. Occasionally, borings, adits, and test pits for mineral assay purposes can be combined with requirements for developing geologic studies for slope stability. Otherwise, additional exploration work will be required. Following the documentation of the geologic framework, groundwater conditions, and physical properties, the slope stability analysis can proceed. In the following years, field mapping of new exposures should continue, tests should be performed, and new analyses made for specific problems which may appear to warrant special attention. Thus, as the mine is developed, the emphasis will gradually change from field mapping, testing and analysis to instrumentation and slope monitoring where required.

ROLE AND RESPONSIBILITY OF THE ENGINEERING GEOLOGIST

The engineering geologist in a slope stability study is usually responsible for geologic and hydrogeologic surveys, the presentation of the results of these surveys, recommendations regarding further work required, statements concerning the reliability of the data obtained, and placing the information gained in historical and physical context with the geology, hydrogeology, and physiography of the surrounding area.

The geological and hydrogeological survey should include the following items:

1. **A review of the regional geology, hydrogeology, and seismicity.** This field and office study would include a re-examination of regional structure, stratigraphy, and groundwater flow systems. Airphotos or other remote sensing techniques may be useful at this point. The review of the seismicity of the region should be included.

2. **A field study of the local subsurface geology.** Material descriptions (of both rocks and soils) are required and the local stratigraphic column must be developed if it is not already known. Adverse soil and rock types and the general sequence of permeable and impermeable zones must be established. Index property tests may be useful in detecting the rock and soil types with low shear strengths. Destructive and nondestructive testing and examination of

samples may be used. This work may include petrographic examination of thin sections for mineral content, for evidence of weathering or alteration, and for determining microscopic fabric. X-ray diffraction studies are useful to identify the types of clays or any unusual minerals which may be present. Atterberg limit tests are useful in soils, shales, and fault gouge to gain some insight into their general shear strength characteristics.

3. **A field study of the geologic structures present.** These structures would include joints, faults, and other structures that could influence the stability of the mine slopes. Two types of structures will usually be encountered — those that are discontinuous and very irregular and those that are continuous — and these must be treated separately.

(a) **Discontinuous and very irregular structures** would include many types of joints. It is sometimes useful to map the orientation, frequency or spacing, continuity, irregularity and other surface characteristics, fillings and alteration. This information may be summarized on a stereographic projection or otherwise tabulated for use in the stability analysis. When the rock mass has different systems of discontinuities or very irregular structures in different parts of the mine, it may be useful to determine the approximate boundaries of each structurally homogeneous region. Methods of collection and presentation of this orientation data have been described by Broadbent and Ripper (5), Piteau (4), Robertson (3) and by Pentz (26).

(b) **Continuous structures** would include faults, master joints, bedding plane joints, foliation joints, shear zones, mylonitic seams, dykes and sills, and unconformities. These geologic factors can be mapped and displayed on stereographic projections but it is most essential that their actual positions be mapped in the field and displayed on maps and cross sections. Other characteristics of these structures which could influence their strength and permeability should be noted and samples collected for laboratory testing. These characteristics would usually include: width of the structure; the average orientation of the structure together with the minimum and maximum dips and the "wave length" or size of rock mass that might be affected by either of the extreme dips; the presence of slickensided surfaces and striations; and the orientation of any surface linear features, gouge, breccia and other fillings, weathering and alteration products; and water seeps.

4. **A study of rock weathering and alteration.** The weathering profile should be described and delineated. The average thickness and material characteristics of each zone in the weathering profile should be noted as well as the maximum and minimum thickness and any anomalous characteristics. Any apparent relationship of springs or water seeps to the weathering profile should also be noted. Fig. 14 shows a typical weathering profile for metamorphic and intrusive igneous rocks and illustrates the terminology and proposed classification system for describing a weathering profile. Table 1 provides a key for distinguishing the zones within a weathering profile.

5. **A study of groundwater conditions.** Regional and local groundwater flow systems should be delineated in sufficient detail for realistic predictions of groundwater behavior to be made as the mine is excavated. Emphasis should be placed on locating and characterizing the groundwater aquifers or conduits, and aquicludes or barriers. The existence of different groundwater compartments should be suspected on either side of major faults, unconformities, dykes and sills, etc. Springs and surface water sinks should be noted along with flow directions. The influence or contribution of the local surface water to subsurface flow should be investigated.

Particular attention should be directed towards the possibility of low permeability layers existing below the floor of the mine or behind a proposed slope. Such low permeability layers might permit high fluid pressures to develop below or behind them and lead to heaving of the pit floor or slides in the pit slopes or both.

Special piezometers and pumping tests are frequently required in addition to water pressure tests and water level measurements that could be made in small diameter boreholes.

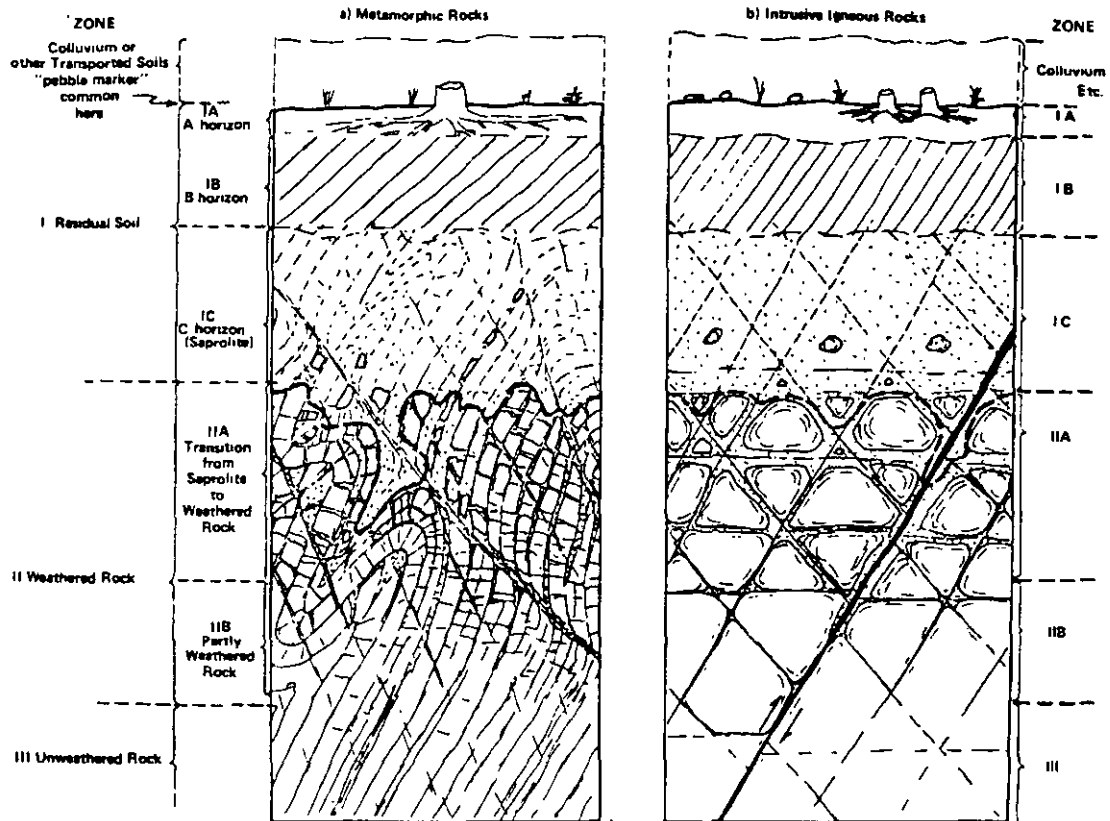


Fig. 14 — Typical weathering profile for metamorphic and intrusive igneous rocks.

The groundwater information is so important in a stability analysis that almost every borehole made in the mine area should be used to obtain groundwater data in addition to data collected for other purposes. The minimum groundwater data obtained from any boring would be the level of the groundwater table, the water level in the borehole measured every 24 hours during drilling (preferably at the beginning of each morning shift), and any unusual losses or flows of groundwater noted. An important aspect of groundwater studies in slope stability investigations is to know the magnitude of seasonal groundwater fluctuations, both in an upland area and in the vicinity of slopes. One or more permanent water level recording gauges placed early in the exploration programme will assist in estimating the magnitude of such fluctuations during mining operations.

6. **A study of existing slope failures and of the stability characteristics of local natural slopes.** Such a study is often required. In this way valuable information may be gained with a minimum of cost to the mine owner. Existing slope failures within the mine may be useful to back-calculate strength parameters and to check the results of laboratory tests and analysis. Air slaking or other surface deterioration of the existing mine slopes should be noted.

The principal problem in using past slope failures is that the magnitude of the fluid pressures acting at the time of failure can never be known. Sometimes conditions are such that the fluid pressures were probably negligible and in a few cases relatively accurate estimates can be made of the critical fluid pressures. Another problem with using old slides is that the surface or surfaces of sliding may be covered up or obliterated. Unless the geometry and strength characteristics of the surface of sliding and the fluid pressures at the time of failure

	ZONE	DESCRIPTION	RQD* (NX Core, percent)	PERCENT CORE RECOVERY* (NX Core)	RELATIVE PERMEABILITY	RELATIVE STRENGTH
I RESIDUAL SOIL	IA-A HORIZON	-- top soil, roots, organic material zone of leaching and eluviation may be porous	--	0	medium to high	low to medium
	IB-B HORIZON	--characteristically clay - enriched also accumulations of Fe,Al and Si, hence may be cemented -no relict structures present	--	0	LOW	commonly LOW (high if cemented)
	IC-C HORIZON (Saprolite)	--relict rock structures retained --silty grading to sandy material --less than 10% core stones --often micaceous	0 or not applicable	generally 0-10%	medium	low to medium (relict structures very significant)
II WEATHERED ROCK	IIA-- TRANSITION (from residual soil or saprolite to partly weathered rock)	--highly variable soil-like to rock-like --fines commonly fine to coarse sand (gruss) --10 to 95% core stones --spheroidal weathering common	variable, generally 0-50	variable, generally 10-90%	HIGH (water losses common)	medium to low where weak structures and relict structures are present
	IIB-PARTLY WEATHERED ROCK	--rock-like, soft to hard rock --joints stained to altered --some alteration of feldspars and micas	generally 50-75%	generally >90%	medium to high	medium to high**
III UNWEATHERED ROCK		--no iron stains to trace along joints --no weathering of feldspars and micas	> 75% (generally >90%)	generally 100%	low to medium	very high**

*Notes The descriptions provide the only reliable means of distinguishing the zones

** Considering only intact rock masses with no adversely oriented geologic structure

Table 1 — Description of a weathering profile for igneous and metamorphic rocks.

can be established, very little quantitative information may be gained from studies of old slides. However, even in cases where such information is lacking, valuable qualitative information can often be gathered from a study of the geologic environment of the slide.

PRESENTATION OF GEOLOGICAL DATA

The responsibility of the engineering geologist does not end with the gathering and compilation of data but must also include the presentation of the significant geologic factors in a form that is convenient, representative, and readily understandable to the slope stability analyst and to the mine management. Basically, there are two graphical methods of presenting data: (a) maps and cross sections wherein the actual positions of geological structures are shown, and (b) statistical data plots giving frequencies of orientation, spacing, continuity, etc.

1. **Maps and cross sections.** These should show the positions of all the through-going structures and major lithologic units as well as the lines of intersection of the major structures. The final versions of these plots will also show the position of the proposed engineering structures (buildings, conveyors, roads and pit slopes). The maps also include major subdivisions of the overburden materials; groundwater conditions, such as springs; and small summary statistical plots of orientation data for each structurally homogeneous region.

The preparation of maps and cross sections usually requires extrapolation or interpolation of factual geologic data. In areas where alternate interpretations are possible all possibilities should be noted. The difference between factual data and interpretations should be clearly indicated. Often, missing aspects of the field geology will not be apparent until a cross section is made, and it is not unusual for additional field inspections to be required at this time. Cross sections for stability analysis must be prepared at **true scale** or at least be accompanied by an adjacent sketch at true scale. The cross-sections should also include subdivisions of the overburden and any structures within it, the weathering profile, the groundwater table, piezometric levels and significant groundwater level fluctuations.

The main structural elements should be clearly emphasized — perhaps on separate drawings where they can be accompanied by detailed descriptions. Finally, key maps and cross sections should be included. They should show the position of the proposed mine with respect to the regional geologic and topographic features.

2. **Statistical data plots.** Field information on the orientation of planar features is commonly summarized on stereographic projections or on other graphical displays used to illustrate three-dimensional data. These displays are useful to gain some insight into the structural framework, the extent of structurally homogeneous areas, and the relative frequency of different sets of joints. The displays are especially useful when the jointing system is complex and not apparent to the casual observer.

The information may be corrected to account for the bias of the observations, particularly if the outcrops or borings available were limited in their orientations. Some of the plotting methods permit other information to be displayed, such as the continuity, irregularities, spacing, shear strength parameters, etc. Preparation of these plots can be very time consuming although they lend themselves to computerized methods of compilation and display. One problem with these displays is that a large portion of the data may never be used. Furthermore, a joint that is missed or a fault which has an orientation with a low frequency or chance of occurrence may be the truly significant feature for the stability of the mine slope. The statistical data displays draw attention to the most frequent directions of jointing but not necessarily to the most significant features.

Another use of the stereographic projection is to display data on discontinuous joints and through-going structures in a form that is readily applicable to graphical analysis. This is a useful and popular method of stability analysis but is beyond the scope of this paper (see John, (31), and Hendron et al. (32)).

CONCLUSIONS

Of all the geologic factors influencing the stability of rock slopes, there is little doubt that the through-going faults and shear zones and the intersections of such structures are the most significant. Because of their continuity they can influence large areas of a pit slope and often affect more than one side of a pit. In addition, geologic displacements along faults and shear zones have led to the crushing or overriding of most irregularities in at least one direction so that low residual shear strengths are often applicable rather than the higher strengths associated with more irregular rock surfaces.

Chemical alteration of the surrounding rock and the frequent presence of breccia and clay gouge are also commonly associated with faults and shear zones. These factors lead to a decrease in the influence of surface irregularities as the intact material is more readily sheared off. Finally, the presence of clay gouge adjacent to the polished or smooth rock surfaces of faults can mean that the unusually low strengths encountered in the laboratory for soil-rock surfaces and which are developed at small displacements are applicable to the field problem. In spite of their size and continuity, the major faults and their intersections are not always readily seen until after the slope failure develops.

The groundwater conditions are also critical. Slope failures are often associated with high groundwater levels following snowmelts or intense rainfall. Faults are often associated with anomalous groundwater conditions which can be important in the stability of mine slopes.

In a paper of this length it is not possible to describe all the geologic conditions that can affect slope stability analysis, and we have only attempted to describe some of the more important factors as they appear to us in the light of our experience. We hope to have made it apparent that to find and accurately document all those geologic factors that are significant requires an extremely thorough geologic investigation. In addition, we believe we have indicated the overriding control of geology and geologic considerations in the analysis of rock slopes.

REFERENCES

1. Patton, F. D., and Deere, D. U., "Significant Geologic Factors in Rock Slope Stability", Proc. Open Pit Mining Symposium, Johannesburg, Sept., 1970.
2. Müller, L., and Hofmann, H., "Selection, Compilation and Assessment of Geological Data for the Slope Problem", Proc. Open Pit Mining Symposium, Johannesburg, Sept., 1970.
3. Robertson, A. MacG., "The Interpretation of Geological Factors for Use in Slope Theory", Proc. Open Pit Mining Symposium, Johannesburg, Sept., 1970.
4. Piteau, D. R., "Geological Factors Significant to the Stability of Slopes Cut in Rock", Proc. Open Pit Mining Symposium, Johannesburg, Sept., 1970.
5. Broadbent, C.D., and Rippere, K.H., "Fracture Studies at the Kimberley Pit", Proc. Open Pit Mining Symposium, Johannesburg, Sept., 1970.
6. Hoek, E., and Sharp, J. C., "Improving the Stability of Rock Slopes by Drainage", Proc. Open Pit Mining Symposium, Johannesburg, Sept., 1970.
7. Patton, F. D., "Multiple Modes of Shear Failure in Rock and Related Materials", Ph.D. Thesis, Dept. of Geology, Univ. of Illinois, Urbana (Univ. Microfilms Order No. 66-7786), 1966a.
8. Patton, F. D., "Multiple Modes of Shear Failure in Rock", Proc. 1st Int. Cong. Rock Mech., Vol. 1, Lisbon, 1966b, pp. 509-513.

12.9 MODIFICACION DE LA TOPOGRAFIA

Abatimiento de la pendiente del talud

Al disminuir la pendiente del talud, el círculo crítico de falla se hace más largo y más profundo para el caso de un talud estable, aumentándose en esta forma el factor de seguridad. El abatimiento se puede lograr por corte o por relleno.

El abatimiento de la pendiente del talud es económicamente posible en taludes de poca altura, pero no ocurre lo mismo en taludes de gran altura, debido al aumento exagerado de volumen de tierra de corte con el aumento de la altura. El abatimiento por relleno en ocasiones no es posible por falta de espacio en el pie del talud.

Remoción de materiales de la cabeza

La remoción de una suficiente cantidad de materiales en la parte superior del talud puede resultar en un equilibrio de fuerzas que mejore la estabilidad del talud. En la práctica este método es muy útil en fallas activas. La cantidad de material que se requiere depende del tamaño y características del movimiento y de la geotecnia del sitio.

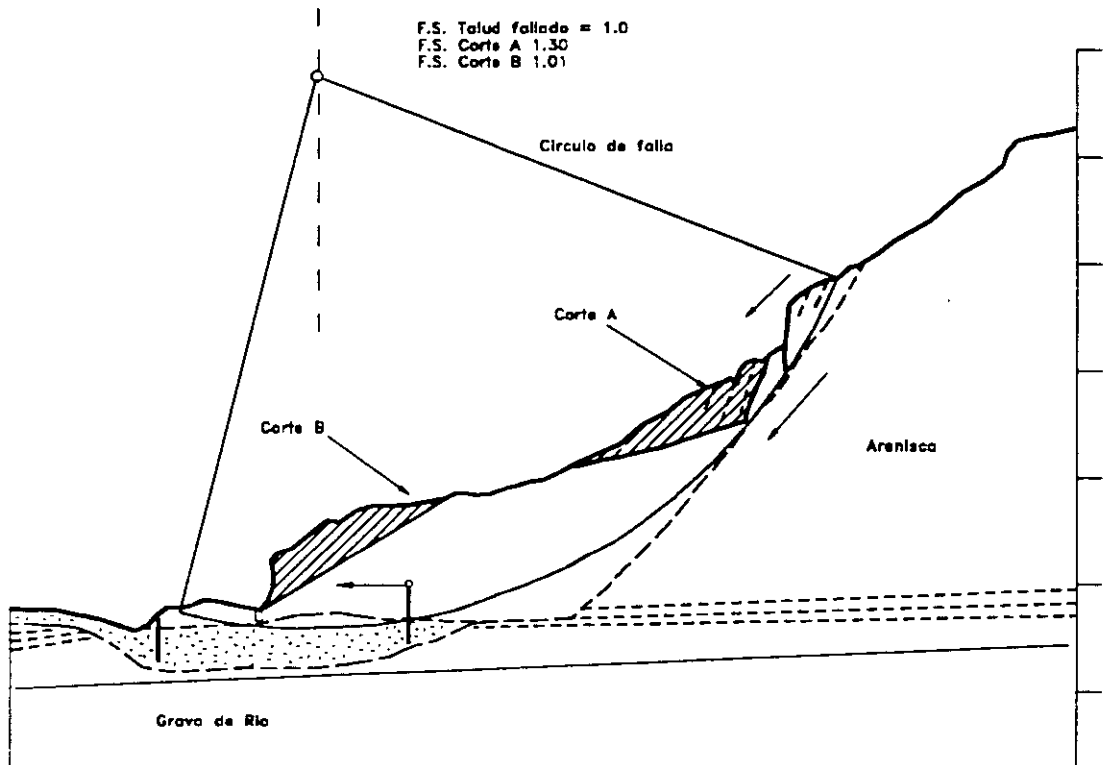


Figura 12.26 Corte de parte del material deslizado para mejorar el factor de seguridad

Antes de iniciar el proceso de corte debe calcularse la cantidad de material que se requiere remover con base en un análisis de estabilidad para un factor de seguridad propuesto. El cálculo se realiza generalmente, por un sistema de ensayo y error.

Finalmente la efectividad técnica del sistema y el factor económico van a determinar su viabilidad. En ocasiones estos materiales pueden ser utilizados como préstamo para terraplenes en el mismo proyecto.

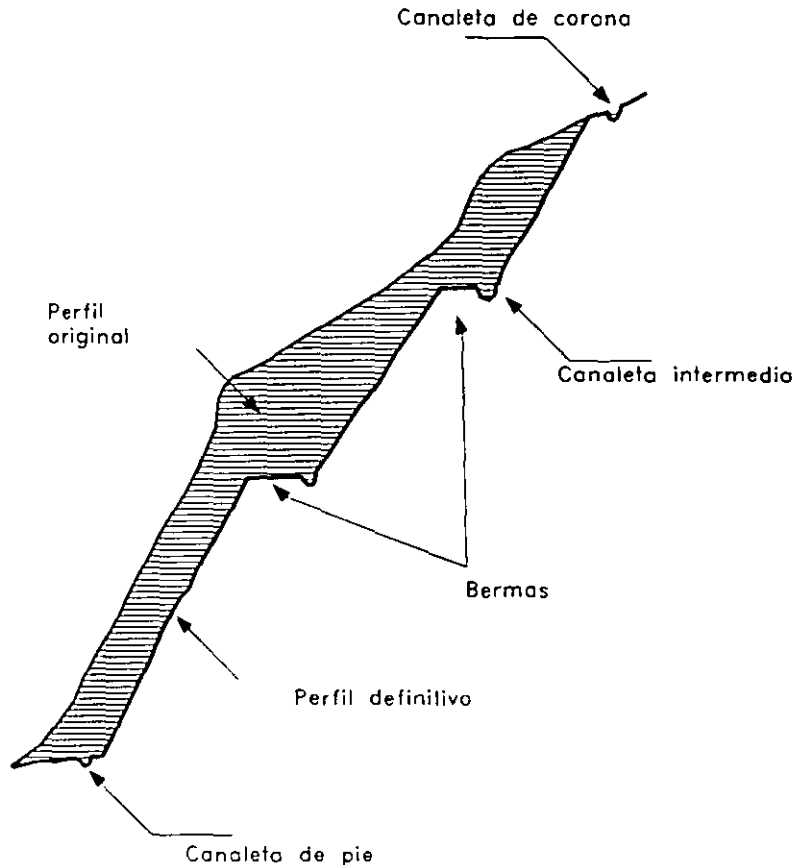


Figura 12.27 Estabilización por conformación del talud y bermas.

Terrazas o bermas intermedias

La construcción de terrazas en la parte alta de un deslizamiento de rotación tiende a reducir el momento actuante y controlar el movimiento. Si el proceso se hace en la parte inferior se puede lograr el proceso inverso de disminuir el factor de seguridad. En deslizamientos de traslación y en ciertos flujos o deslizamientos de residuos generalmente no es efectivo emplear métodos de remoción de materiales.

El efecto es el de disminuir las fuerzas actuantes, en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes. En esta forma el círculo crítico de falla se hace más profundo y más largo aumentándose el factor de seguridad.

Al construir las terrazas el talud puede quedar dividido en varios taludes de comportamiento independiente, los cuales a su vez deben ser estables. El terraseo se le puede realizar con el propósito de controlar la erosión y facilitar el establecimiento de la vegetación. La altura de las gradas es generalmente, de 5 a 7 metros y cada grada debe tener una cuneta revestida para el control del agua superficial. El sistema de cunetas a su vez debe conducir a una estructura de recolección y entrega con sus respectivos elementos de disipación de energía.

En suelos residuales generalmente, la grada más alta debe tener una pendiente menor, teniendo en cuenta que el suelo subsuperficial es usualmente el menos resistente. Las terrazas generalmente, son muy útiles para control de aguas de escorrentía.

En todos los casos debe considerarse el efecto que se puede tener sobre los taludes arriba y abajo de la terraza a excavar.

Diseño de la geometría de las bermas

Uno de los objetivos principales del área de la estabilidad de taludes, es el diseño de taludes topográficamente estables. Este tipo de problema se le presenta al Ingeniero en el trazado de vías, explanaciones, exploraciones mineras, urbanizaciones, etc. El diseño comprende las decisiones de tipo topográfico y estabilización que se requiere presupuestar, previamente a la construcción de la obra civil.

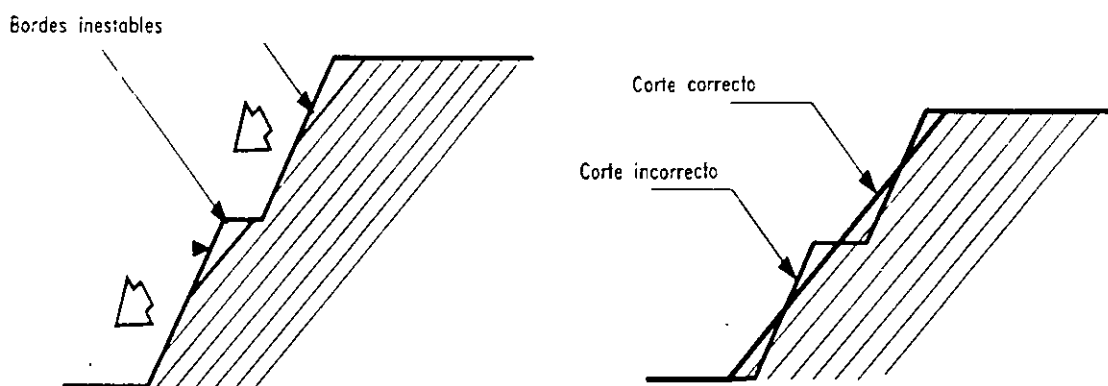


Figura. 12.28 Cortes en taludes con juntas semiparalelas a la topografía del terreno.

El diseño de un talud consiste en definir su altura, pendiente y elementos topográficos con base en parámetros geotécnicos. Para el diseño de un talud se pueden emplear varios sistemas:

1. Uso de códigos como los existentes en Hong Kong y la ciudad de Los Angeles.
2. Empleo de gráficos de diseño, teniendo en cuenta algunas de las características del suelo o macizo rocoso .
3. Cálculo de factor de seguridad del talud y diseño por el sistema de prueba y error, hasta encontrar el diseño que mejor se ajuste a los requisitos de estabilidad establecidos.
4. Definición de pendientes y alturas de acuerdo al comportamiento de taludes similares en la misma formación geológica .

Se recomienda que los diseños no sean ciegos, sino que obedezcan a un conocimiento muy claro de los factores básicos y mecanismos de falla. Un sistema que funcionó exitosamente en un sitio, no necesariamente es aplicable en otro.

Diseños semiempíricos

Debido a las dificultades que existen para la utilización de diseños empleando el sistema tradicional clásico en taludes de zonas tropicales, se ha intentado formular reglas de diseño con base en la experiencia conocida. El uso de este sistema semi-empírico requiere de mucho cuidado, si la experiencia no proviene de la misma formación geológica en las mismas condiciones topográficas, climáticas y geotécnicas.

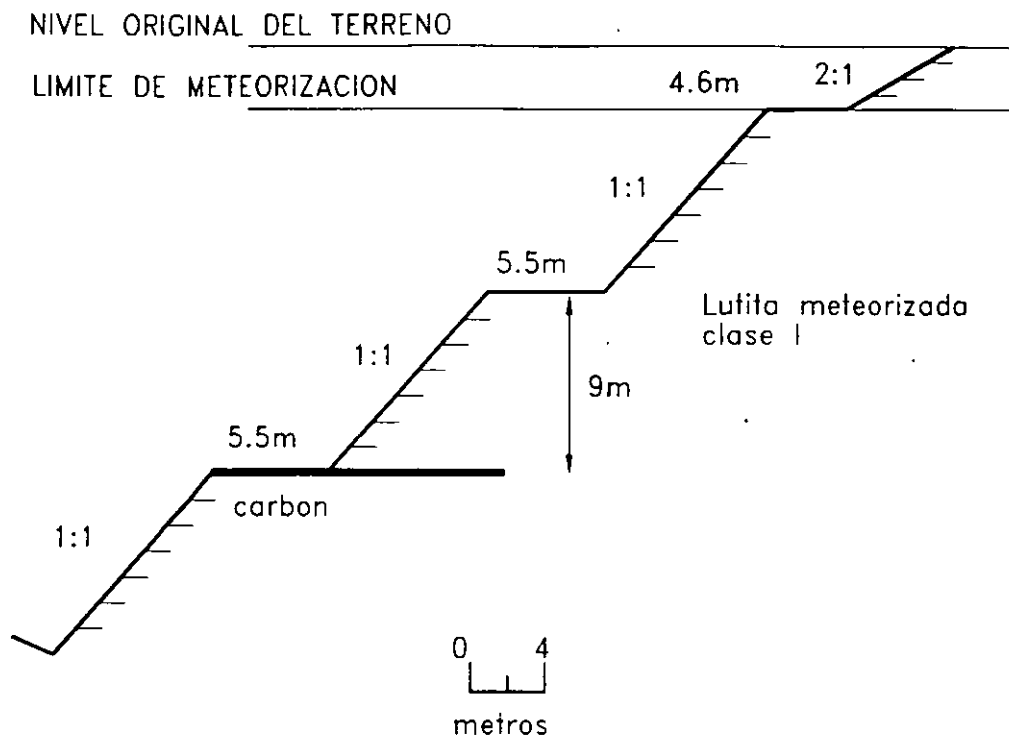


Figura. 12.29 Configuración típica de taludes en lutitas meteorizadas con mantos de carbón (Kentucky department of Highways 1993).

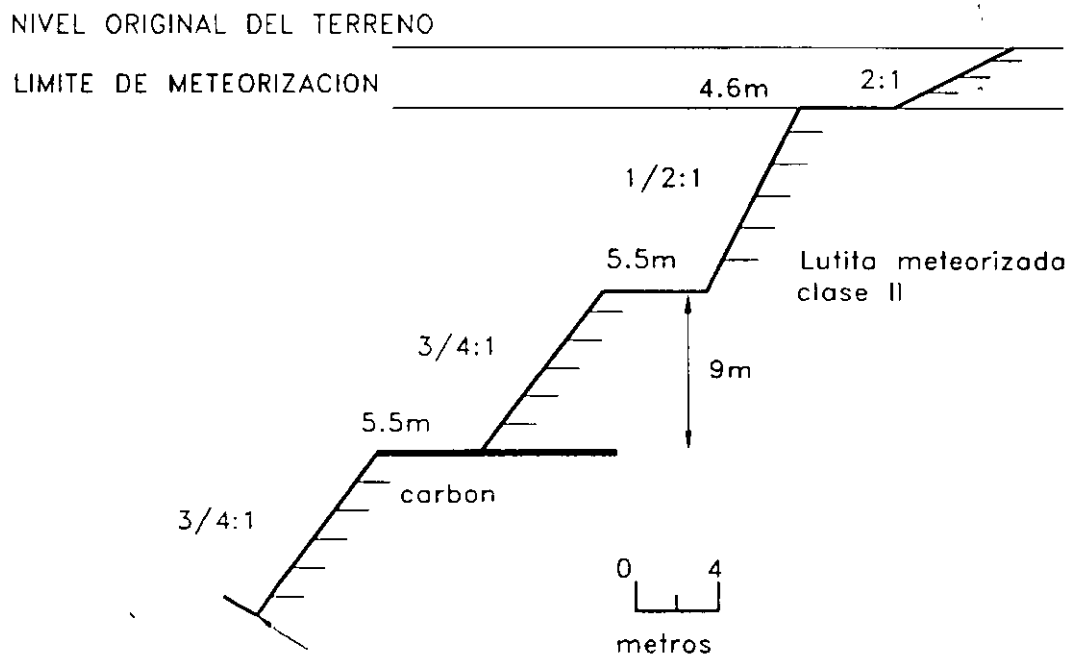


Figura. 12.30 Configuración típica de taludes en lutitas ligeramente meteorizadas (Kentucky department of Highways 1993).

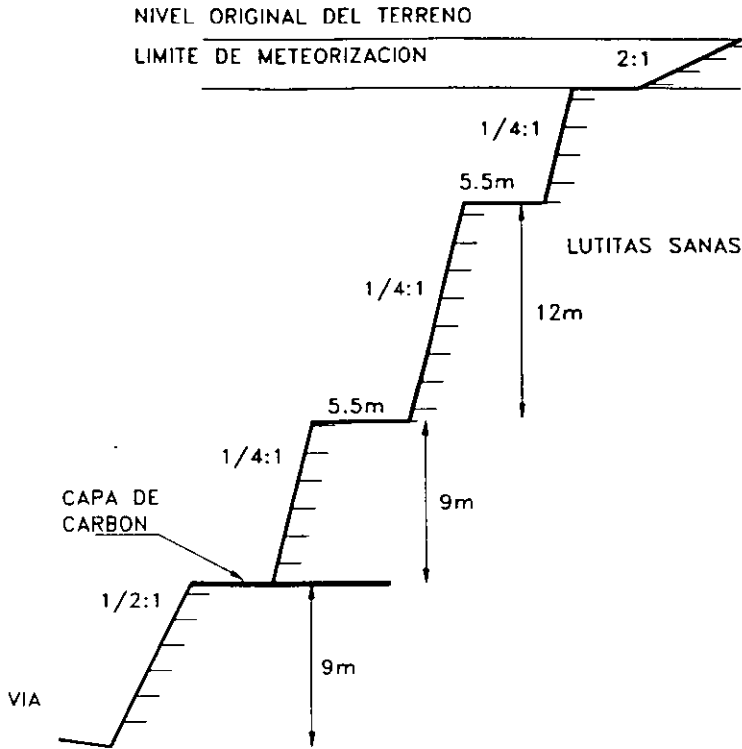


Figura 12.31 Configuración típica de taludes en lutitas sanas (Kentucky department of Highways 1993).

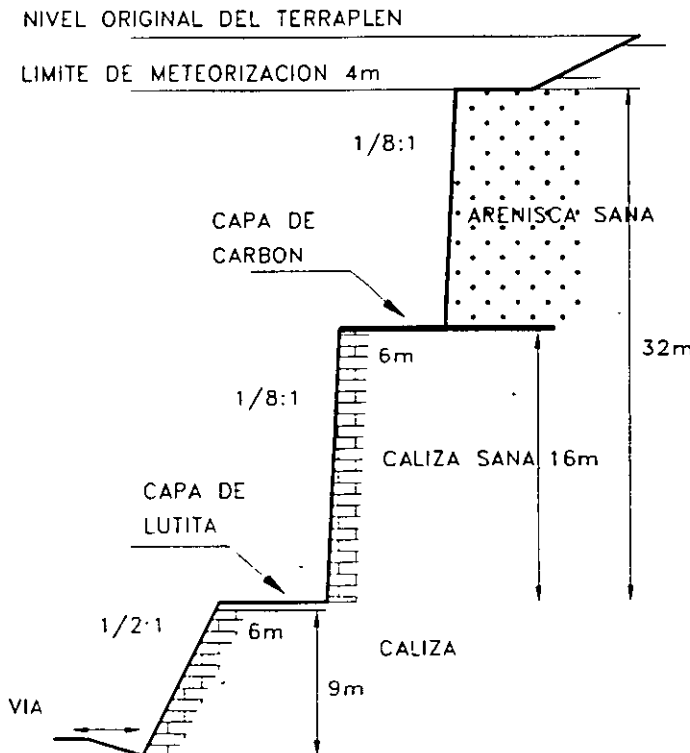


Figura. 12.32 Configuración típica de taludes en calizas y areniscas (Kentucky department of Highways 1993).

Sin embargo, la experiencia en formaciones similares representa una buena guía, cuando no se cuenta con información suficiente para realizar un diseño detallado.

El estudio patológico de las fallas, cuando los factores que contribuyen a una falla pueden ser evaluados, sirve también como bases para objeto del diseño en taludes, dentro de una misma formación geológica. En todos los casos es necesario que el Ingeniero logre entender los fenómenos que pueden ocurrir dentro de los taludes objeto del diseño. De esta experiencia se pueden obtener gráficas de diseño que se muestran en el presente capítulo.

En el diseño de cortes se debe tener en cuenta la geología del talud y en especial las estructuras o discontinuidades y el perfil de meteorización. En las figuras 12.30 a 12.33 se muestran algunos taludes típicos recomendados por departamentos de transporte en los Estados Unidos.

Criterios generales para el diseño de bermas y pendientes

Para el diseño de bermas y pendientes se deben tener en cuenta los siguientes criterios:

1. Formación Geológica

A mayor competencia de la roca se permiten mayores pendientes y mayores alturas. Las areniscas, calizas y rocas ígneas duras y sanas permiten taludes casi verticales y grandes alturas. Los esquistos y lutitas no permiten taludes verticales.

2. Meteorización

Al aumentar la meteorización se requieren taludes más tendidos, menores alturas entre bermas y mayor ancho de las gradas. Los materiales muy meteorizados requieren de taludes inferiores a 1H:1V, en la mayoría de las formaciones geológicas no permiten alturas entre bermas superiores a 7 metros y requieren anchos de berma de mínimo 4 metros.

Para cortes en materiales meteorizados la pendiente en la parte más profunda del corte permite ángulos superiores a la cabeza del talud. Se recomienda para cortes de gran altura establecer ángulos diferentes de pendiente para el pie y la cabeza del corte adaptándolos a la intensidad del proceso de meteorización.

3. Microestructura y estructura geológica

A menos que las discontinuidades se encuentren bien cementadas las pendientes de los taludes no deben tener ángulos superiores al buzamiento de las diaclasas o planos de estratificación. Entre menos espaciadas sean las discontinuidades se requieren pendientes menores de talud. Para materiales muy fracturados se requieren taludes, alturas y bermas similares a los que se recomiendan para materiales meteorizados.

4. Minerales de arcilla

Los suelos que contengan cantidades importantes de arcillas activas, tipo Montmorillonita, requieren de pendientes de talud inferiores a 2H:1V. Los suelos con Kaolinita permiten generalmente, taludes hasta 1H:1V. Las alturas entre bermas en suelos arcillosos no deben ser superiores a 5 metros y las gradas deben tener un ancho mínimo de 4 metros.

5. Niveles freáticos y comportamiento hidrológico

Los suelos saturados no permiten taludes superiores a 2H:1V a menos que tengan una cohesión alta.

6. Sismicidad

En zonas de amenaza sísmica alta no se deben construir taludes semiverticales o de pendientes superiores a 1/2H:1V, a menos que se trate de rocas muy sanas.

7. Factores antrópicos

En zonas urbanas no se recomienda construir taludes con pendientes superiores a 1H:1V y las alturas entre bermas no deben ser superiores a 5 metros.

8. Elementos en riesgo

Los taludes con riesgo de vidas humanas deben tener factores de seguridad muy altos.

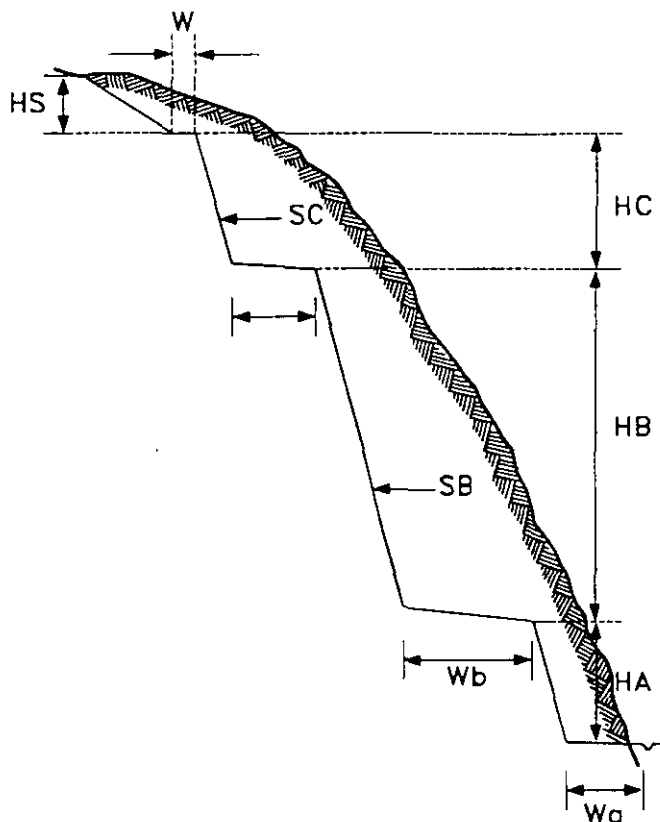


Figura 12.33 Criterios para el diseño de taludes en roca (West Virginia U.S.A.)

Tabla 12.10 Criterios para el diseño de taludes en roca (West Virginia U.S.A.)

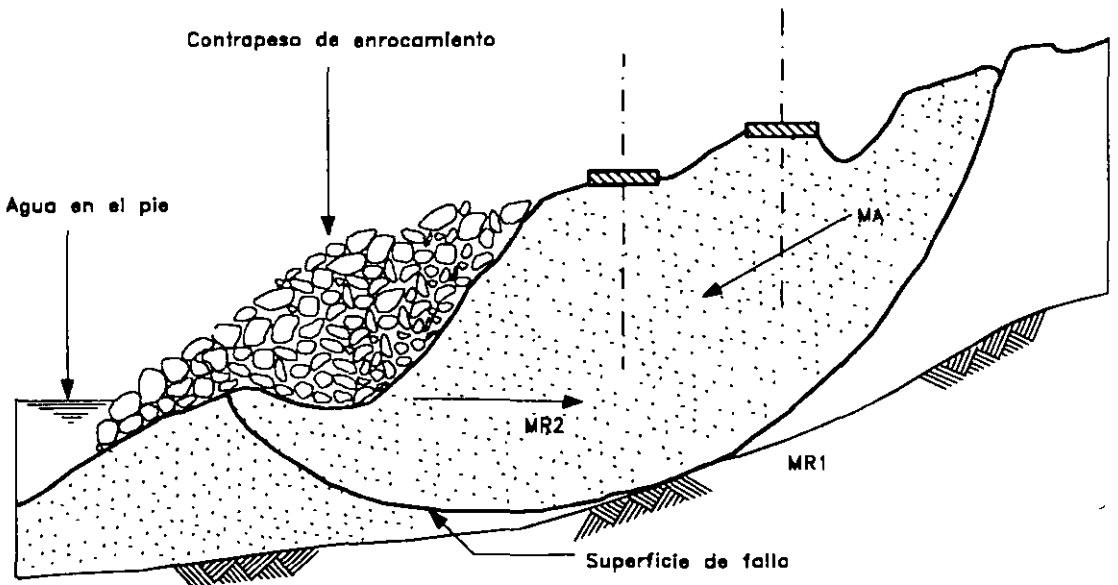
	Alturas		Anchos		Taludes	
Tipo de roca	H _a	H _b - H _a	W _a	W _a - W _b	S _a	S _b - S _c
Cortes en lutitas intercaladas con areniscas	2 a 6	6 a 10	0 a 10	6 a 12	½ : 1	¼ : 1 a : 1
Areniscas	3 a 10	10 a 14	0 a 6	6 a 10	¼ : 1	¼ : 1
Areniscas sobre lutitas (cortes altos)	3 a 10	10 a 14	0 a 8	6 a 12	¼ : 1	¼ : 1 a : 1
Areniscas y Lutita cortes moderados	3 a 14	6 a 14	0 a 6	6 a 10	1 : 1	¼ : 1
Cortes en Lutita	3 a 8	6 a 10	0 a 10	6 a 10		½ : 1 a 2 : 1

Contrapesos en el pie del deslizamiento

Al colocarle carga adicional a la base de un deslizamiento de rotación se genera un momento en dirección contraria al movimiento, el cual produce un aumento en el factor de seguridad.

Se debe hacer un análisis del peso requerido para lograr un factor de seguridad determinado. La adecuada cimentación de estos contrapesos debe ser requisito para que el sistema sea exitoso.

El efecto del sistema de contrapeso es el de hacer que el círculo crítico en la parte inferior del talud se haga más largo.



Al colocar un contrapeso se produce un momento resistente en dirección contraria a la del movimiento

Figura 12.34 Contrapeso para estabilización de un deslizamiento activo

Los contrapesos pueden ser estructuras con un muro de contención o rellenos de tierra armada, llantas de caucho (Tiresoil), etc.

Bermas bajas en el pie de terraplenes sobre suelos blandos

El sistema de contrapesos es muy útil para la estabilización de taludes de terraplenes sobre zonas de suelos blandos, en los cuales las fallas ocurren generalmente, por falta de resistencia en el manto de cimentación del terraplén. En este caso se construye una berma que es un terraplén de menor altura junto al terraplén principal, el cual sirve de contrapeso aumentando la longitud de la superficie de falla.

Las bermas o contrabermas son usadas para colocar una carga al pie de un terraplén sobre suelo blando y en esta forma aumentar la resistencia abajo del pie. La berma se coloca en el área que de acuerdo al análisis de estabilidad se puede levantar.

La contraberma debe diseñarse en tal forma que sea efectiva para garantizar la estabilidad del terraplén principal y al mismo tiempo sea estable por sí misma. El efecto de la contraberma es crear un contrapeso que aumente la longitud y profundidad del círculo crítico de falla.

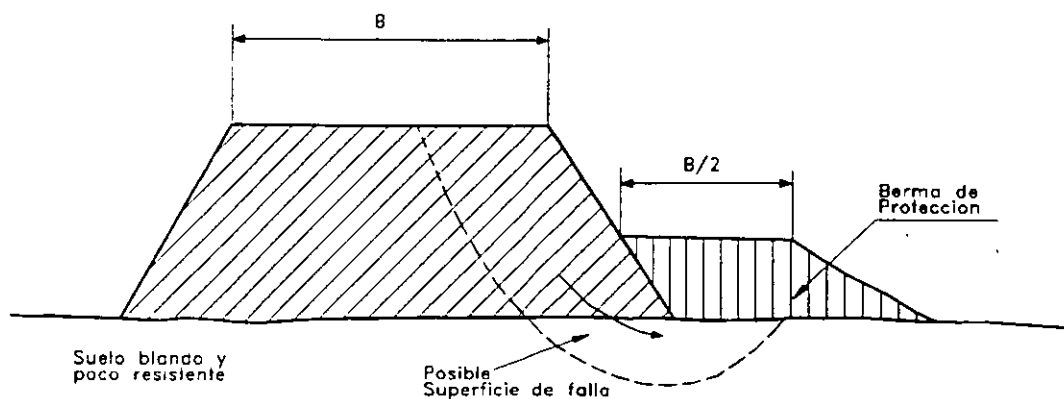


Figura 12.35 Detalle de Bermas bajas en el pie de deslizamientos

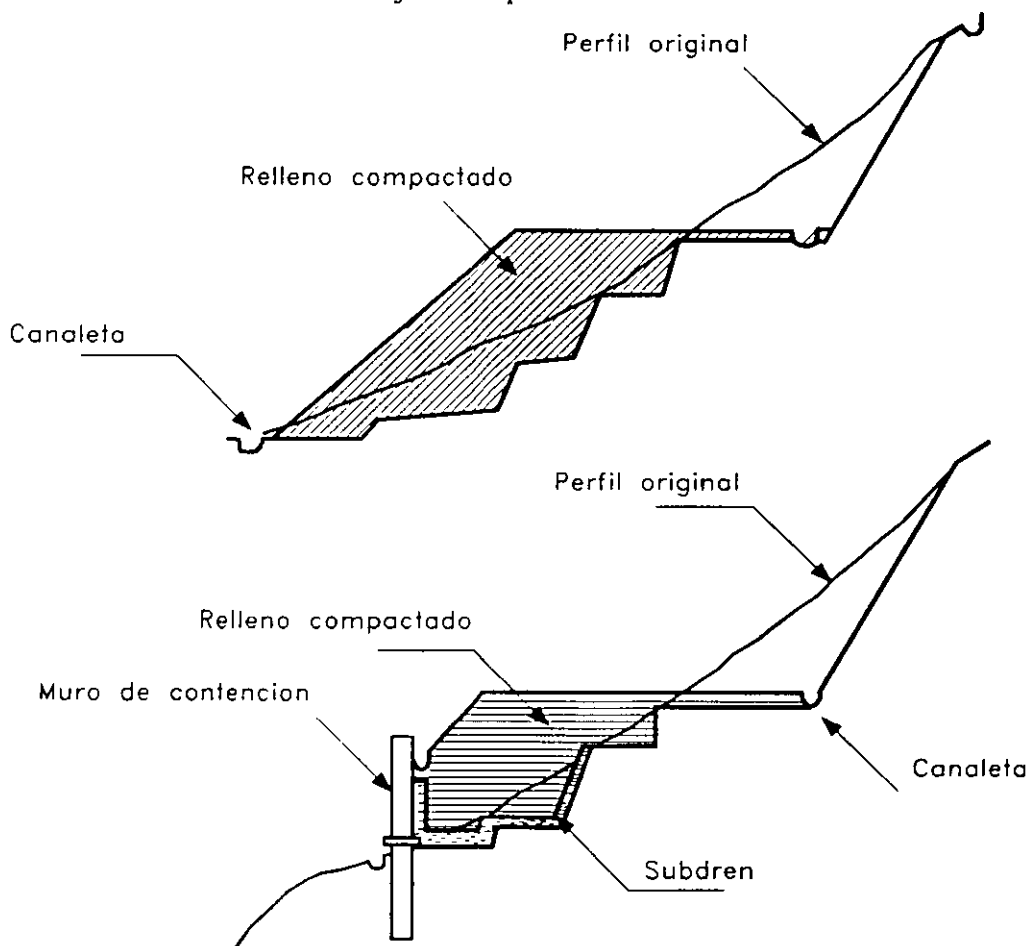


Figura 12.36 Alternativa de relleno y muro de contención.

12.10 DISEÑO DE TERRAPLENES

Los terraplenes son estructuras muy susceptibles a problemas de deslizamientos y erosión debido a su bajo grado de cementación y a que generalmente su colocación

genera una disminución del factor de seguridad del talud pre-existente, por aumento de los esfuerzos actuantes. Adicionalmente, se modifican las condiciones de humedad, la posición del nivel freático y se induce una superficie de debilidad en el contacto entre el terraplén y el suelo natural subyacente.

Para el diseño de terraplenes se deben tener en cuenta varios criterios:

1. La pendiente y altura deben producir un talud topográficamente estable. Si esto no es posible se deben construir estructuras de contención para el terraplén (Figura 12.33)
2. La compactación debe garantizar una resistencia interna suficiente
3. No deben bloquearse nacimientos de agua o zonas de humedad sin construir previamente un sistema de subdrenaje eficiente.
4. El contacto entre el suelo subyacente y el terraplén debe ser discontinuo para impedir la formación de una superficie de debilidad (Figura 12.34). Si persiste la posibilidad de movimiento se deben diseñar y construir llaves de cortante debajo del terraplén. (Figura 12.35).
5. El peso del terraplén no debe superar la capacidad de soporte del suelo sobre el cual se coloca, ni producir deslizamiento del suelo subyacente. Para disminuir el peso del terraplén se puede requerir la utilización de materiales livianos para el relleno.

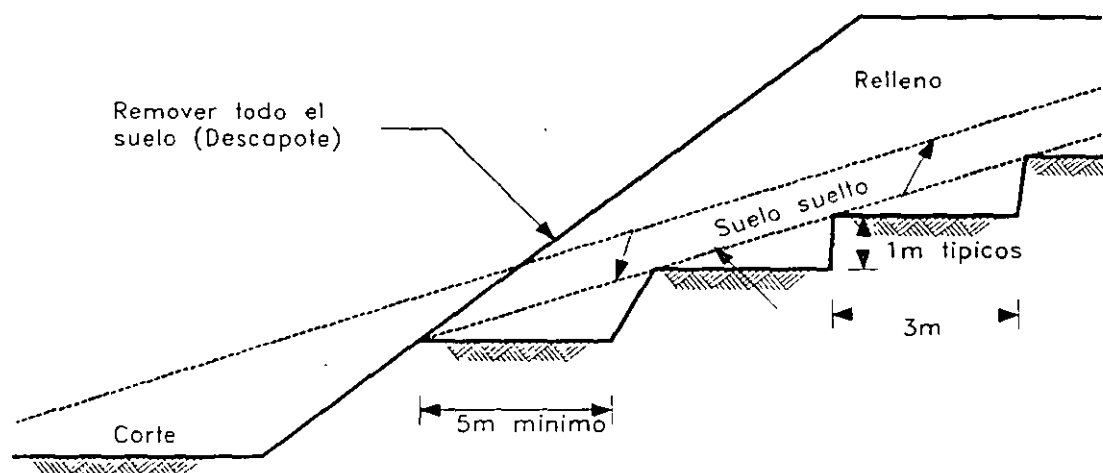


Figura 12.37 Preparación del terreno del talud previamente a la colocación de terraplenes.

Llaves de cortante en terraplenes

Las llaves de cortante son utilizadas para proveer una resistencia adicional al deslizamiento horizontal de la base de terraplenes o bermas. El principal propósito de la llave de cortante es forzar al círculo crítico a profundizarse a una formación profunda más resistente. Este método es muy efectivo cuando a poca profundidad debajo del terraplén aparecen mantos de suelos duros.

Para la construcción de la llave se realiza una excavación en zanja por debajo del nivel del terraplén y esta se rellena con roca o materiales muy competentes compactados. En su construcción debe tenerse cuidado de no producir un deslizamiento con la excavación.

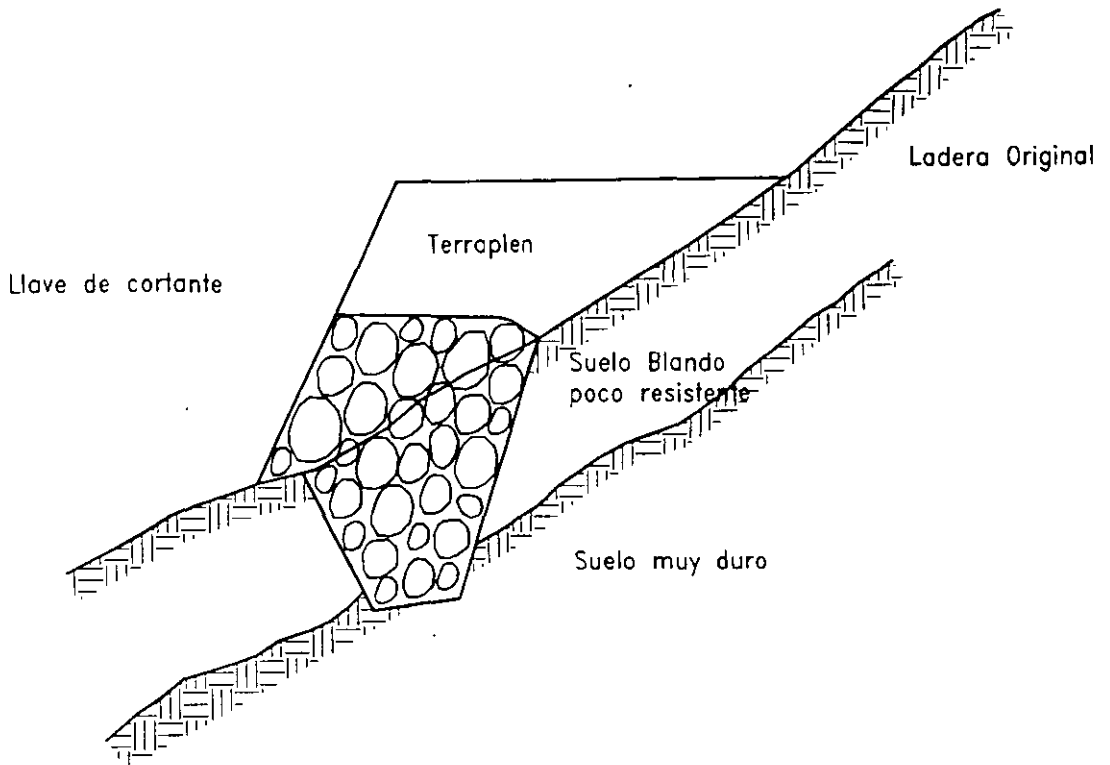


Figura 12.38 Llaves de cortante para terraplenes.

Reducción de peso de terraplenes

El uso de materiales livianos en terraplenes es una medida que puede ser muy efectiva para reducir las fuerzas gravitacionales que causan la inestabilidad. El tipo de material liviano a utilizar depende de su disponibilidad y costo

La lista de materiales livianos es muy larga e incluye:

- Arcillas o lutitas expandidas
- Aserrín de madera
- Tamo de arroz
- Residuos de extracción de aceite de palma
- Carbón
- Cenizas de residuos de Carbón
- Concreto Celular
- Poliestireno expandido
- Llantas usadas (Enteras o picadas)
- Conchas de ostras y almejas
- Turba seca
- Ladrillo partido
- Escoria
- Piedra pómez
- Materiales geológicos livianos.

Las ventajas o desventajas de algunos de estos materiales es descrita por Holtz(1989).

EXCAVACIONES

- Reducción de la altura del talud
- Reducción del volumen del bloque
- Reducción de la inclinación del talud
- Bermas

Deslizamientos y estabilidad de taludes.

2.11 INSTRUMENTACION

Suárez Díaz, Jaime, Ed. EUI S. 1998

La utilidad de la instrumentación de campo radica en la posibilidad de poder obtener información del comportamiento del talud a lo largo de periodos de tiempo y el poder medir ciertos parámetros geotécnicos.

El primer paso en la planeación de un programa de instrumentación es el determinar:

- a. Qué tipos de medición se requieren.
- b. Seleccionar el tipo específico de instrumento que mejor se adapta a las necesidades del talud estudiado.
- c. Planear la localización, número y profundidad de la instrumentación.
- d. Escoger la metodología de lectura de las mediciones.
- e. Decisiones sobre el manejo y presentación de los datos obtenidos.

Inicialmente se requiere haber estudiado las causas del deslizamiento y los límites probables del movimiento en cuanto a profundidad y extensión en planta. Adicionalmente, se requiere conocer la geología, sistema de lluvias, etc. Esto equivale a tener avanzado el estudio del deslizamiento en un 70% como mínimo. Previamente a la instalación de instrumentos, se deben haber planteado los probables mecanismos de falla y lo que se pretende es corroborar la validez o no de las teorías propuestas y la cuantificación de ciertos parámetros y procesos.

Las situaciones típicas en las cuales se requiere instrumentación son las siguientes:

- a. Determinación de la profundidad y forma de la superficie de falla en un deslizamiento activo.
- b. Determinación de los movimientos laterales y verticales dentro de la masa deslizada.
- c. Determinación de la rata o velocidad de deslizamiento y el establecimiento de mecanismos de alarma.
- d. Monitoreo de la actividad de cortes naturales e identificación de los efectos de una determinada construcción.
- e. Monitoreo de los niveles de agua subterránea o presiones de poro y su correlación con la actividad del deslizamiento.
- f. Colocación de medidores y comunicación a un sistema de alarma.
- g. Monitoreo y evaluación de la efectividad de diferentes sistemas de estabilización o control.

Los instrumentos más empleados son los siguientes:

1. Equipos convencionales de topografía

Se pueden utilizar equipos ópticos o electrónicos para determinar los movimientos laterales y verticales de los deslizamientos, para ello se colocan BMs en sitios estables y una serie de puntos de medición en la zona deslizada (Figura 2.15). Se puede realizar mediciones diarias utilizando tubos que se insertan dentro del deslizamiento, en esta forma se pueden medir las deformaciones relativas, movimientos de grietas, etc.

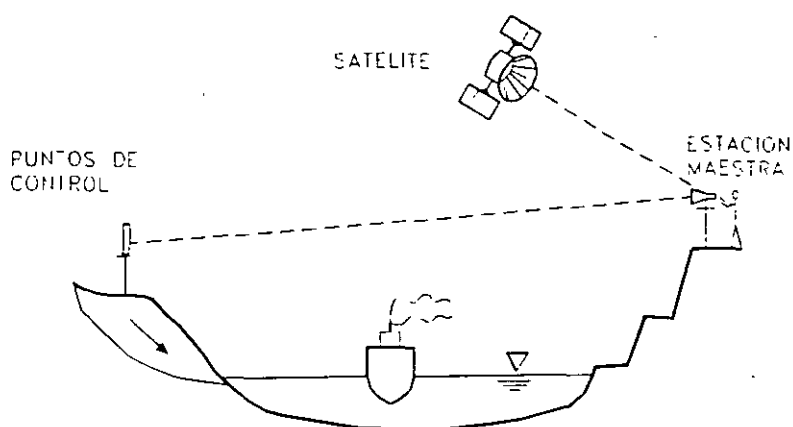


Figura 2.15 Vigilancia del deslizamiento de Cucaracha en el Canal de Panamá utilizando mediciones electro-ópticas. (Reyes 1996).

2. Medidor superficial de inclinación

Los medidores superficiales de inclinación se utilizan para determinar la rotación o inclinación de un punto en la superficie del terreno. Su uso más común es para monitorear movimientos de taludes en minas en cielo abierto, carreteras y ferrocarriles (Mikkelsen 1996). Los medidores de inclinación utilizan sensores electrolíticos o servoacelerómetros. Los sensores electrolíticos tienen una mayor sensibilidad pero los servoacelerómetros tienen un mayor rango.

3. GPS diferencial

El DGPS se está utilizando últimamente con frecuencia para monitorear los movimientos superficiales de deslizamientos. Una estación base en un sitio conocido se utiliza para hacer las correcciones y refinamientos de una o varias estaciones móviles. Todas las estaciones utilizan el mismo sistema satelital. El DGPS relaciona observaciones a estaciones móviles desconocidas con observaciones simultáneas en la estación base conocida. A medida que las señales son monitoreadas, los errores pueden sugerir que la estación base se está moviendo, pero lo que realmente está ocurriendo son movimientos en las estaciones móviles. Todas las mediciones se relacionan a la estación base. Mientras la posición sea definida en forma relativamente precisa, los otros movimientos internos serán consistentes. Un valor asumido de latitud y longitud puede ser utilizado sin afectar la calidad de las mediciones internas. En condiciones favorables se consigue una precisión mejor que un centímetro. Sin embargo, la precisión de DGPS puede deteriorarse considerablemente donde la superficie del terreno está cubierta de árboles o en épocas de malas condiciones de clima.

4. Extensómetros horizontales

El extensómetro es utilizado para medir el movimiento relativo comparando la distancia entre dos puntos de una forma automática (Figura 2.16). Los extensómetros generalmente, se instalan a través del escarpe principal o a través de las grietas para determinar su movimiento.

Colocando una serie de extensómetros interconectados desde el escarpe principal hasta la punta del deslizamiento, se puede determinar en forma clara el movimiento de

bloques individuales dentro del movimiento general. Las mediciones deben tener una precisión de al menos 0.2 mm y deben relacionarse con los datos de lluvia diaria.

5. Extensómetros verticales

Los extensómetros verticales o medidores de deformación vertical miden el aumento o disminución de la longitud del cable o tubo, que conecta dos puntos que están anclados dentro de una perforación y cuya distancia de separación es aproximadamente conocida. Generalmente, se colocan unos pesos para mantener una tensión en los cables.

Los extensómetros verticales son muy útiles para determinar movimientos de superficie de falla cuando las deformaciones son mayores de cinco centímetros, caso en el cual los inclinómetros no se pueden utilizar por la imposibilidad de entrada del equipo medidor.

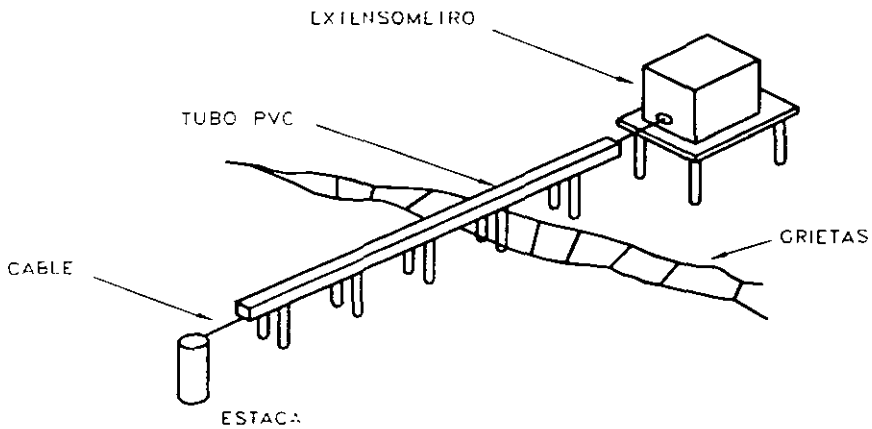


Figura 2.16 Diagrama de instalación de un extensómetro horizontal.

6. Medidor de agrietamientos

Sirven para medir la ampliación de grietas con el transcurso del tiempo. En rocas el cambio de espaciado de las juntas se puede medir con este sistema. Generalmente, se colocan dos guías mayores o marcas a lado y lado de la grieta y se toman medidas periódicas de su separación. Un sistema común es la colocación de unos elementos en madera a lado y lado del movimiento, unidos por un elemento que permita la medición de las deformaciones (Figura 2.17).

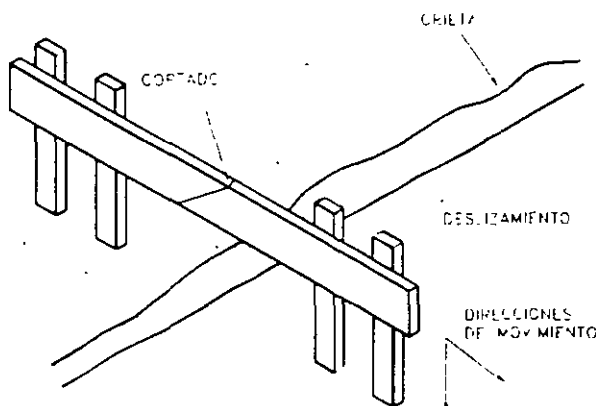


Figura 2.17 Equipo sencillo en madera para medir desplazamientos. Japan Landslide Society (1996).

Se pueden utilizar láminas plásticas transparentes montadas a lado y lado de la grieta o elementos metálicos.

En ocasiones se utiliza placa de vidrio, las cuales se rompen si ocurre un movimiento pero es común utilizar placas de metal que permiten deformación, la cual puede ser medida, o la utilización de deformímetros electrónicos que permiten mediciones muy precisas. Existen diferentes sistemas de medición eléctrica de deformaciones, los cuales generalmente, utilizan transtructores con precisión entre 0.0001 y 0.005 pulgadas.

7. Medidor de verticalidad

La medición de la verticalidad es útil para determinar la deformación de la cabeza y en ocasiones del pie del movimiento y en esta forma evaluar la posibilidad de deformaciones futuras. Este equipo consiste generalmente, en un nivel de agua capaz de medir las componentes N-S y E-W (Figura 2.18).

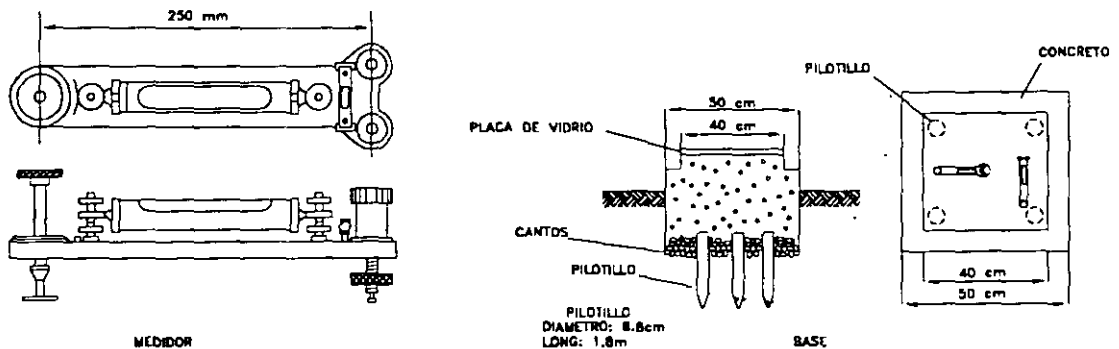


Figura 2.18 Medidor de verticalidad.

8. Detector de movimientos

El detector de movimientos es un sistema muy sencillo, conocido como la herramienta del ingeniero pobre y consiste en una varilla de aproximadamente 25 mm de diámetro, la cual se inserta en un hueco de perforación. Tubos metálicos de longitudes cada vez mayores se hacen bajar por la perforación hasta que la curvatura del sondeo no permita el paso del tubo. En esta forma se pueden detectar la superficie de falla en un talud inestable.

9. Inclinómetros

El inclinómetro mide el cambio de inclinación de un tubo que se coloca en una perforación dentro del talud y de esta manera se calcula la distribución de los movimientos laterales. En esta forma se puede determinar la profundidad de la superficie de falla y la dirección y magnitud de los desplazamientos.

Un sistema de inclinómetro está compuesto por cuatro componentes principales (Figura 2.19).

a. Un tubo guía de plástico, acero o aluminio instalado dentro de una perforación. Este tubo, tiene unas guías longitudinales para orientar la unidad sensora. Generalmente, se utilizan diámetros de tubo entre 1.5 y 3.5 pulgadas.

- b. Un sensor portátil, el cual está montado sobre un sistema de ruedas que se mueven sobre la guía del tubo.
- c. Un cable de control que baja y sube el sensor y transmite señales eléctricas a la superficie, generalmente el cable está graduado para control superficial.
- d. Un equipo de lectura en la superficie que sirve de proveedor de energía, recibe las señales eléctricas, presenta las lecturas y en ocasiones puede guardar y procesar los datos.

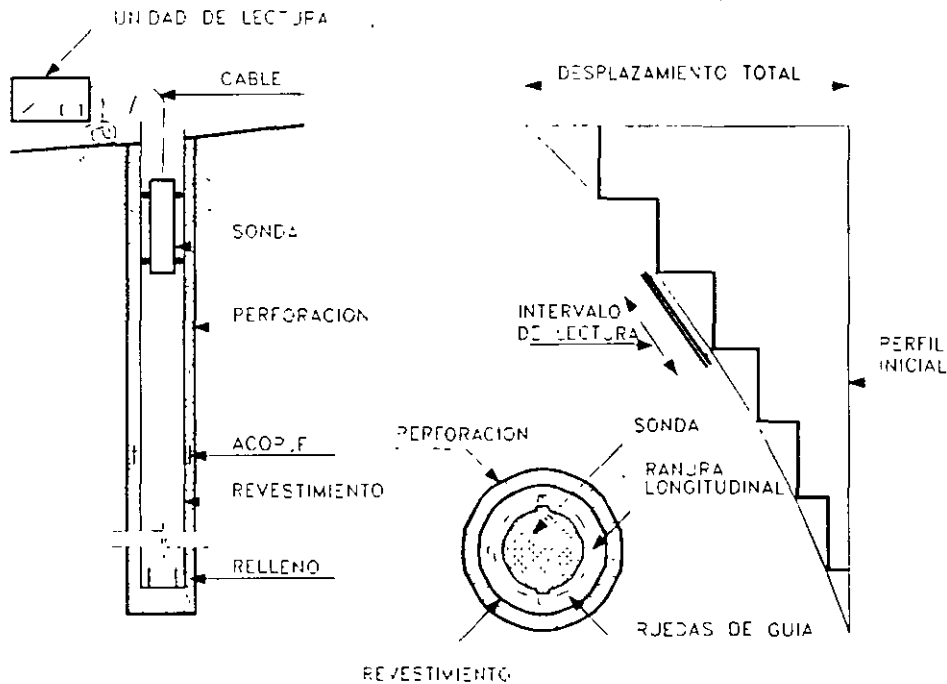


Figura 2.19 Esquema de un inclinómetro

Los instrumentos difieren de acuerdo al tipo de sensor utilizado, el cual da un nivel de precisión. Generalmente, los inclinómetros pueden medir deformaciones de 1.3 a 2.5 mm, en una longitud de 33 metros, equivalente a una precisión 1:10.000.

Existe un tipo de inclinómetro conocido como Inclinómetro in situ, el cual emplea una serie de servoacelerómetros o sensores electrolíticos. Estos sensores tienen la ventaja de tener una mayor precisión y que suministran información continua, con una precisión aproximada de 1:25.000.

El fondo del inclinómetro se supone fijo y es la base para la medición de la deformación, por esta razón es necesario que la base del tubo esté perfectamente anclada. La porción baja del ducto, debe instalarse mínimo tres metros por debajo de los sitios en los cuales se espera que el suelo sufra el desplazamiento lateral. Se recomienda el anclaje en roca si las condiciones geológicas lo permite.

Los inclinómetros se instalan en longitudes de 3 a 6 metros unidos por juntas; estas juntas generalmente, son cementadas para asegurar una conexión firme, sin embargo, cada unión representa una posible fuente de error.

El espacio anular entre el tubo y la perforación, debe ser perfectamente lleno con un sistema de inyección para asegurar que los movimientos del ducto reflejen realmente los desplazamientos del suelo.

10. Piezómetros

La presión de poros se puede monitorear utilizando excavaciones de observación o piezómetros. Existen piezómetros de tubo abierto, neumáticos o de cable vibratorio. El tipo de piezómetro a seleccionar para cada estudio específico depende de las características de funcionamiento del piezómetro y su precisión.

a. Observaciones en apiques o excavaciones

Este es el método más simple pero requiere de un tiempo importante después de realizada la excavación antes de tomar la medida para permitir al nivel de agua el lograr un equilibrio.

b. Sondeo abierto

Consisten en perforaciones abiertas en las cuales se coloca un tubo perforado en su base (figura 2.20) o tubos que se hincan a presión y luego se extraen ligeramente. La profundidad del nivel de agua se puede medir por medio de un cable y un elemento detector (que bien puede ser un medidor eléctrico o un simple objeto metálico). Una cubierta de protección impide la entrada del agua lluvia.

Su precisión es buena pero por tener la perforación, comunicación con todos los estratos, no se puede especificar la presión de agua en un sitio específico.

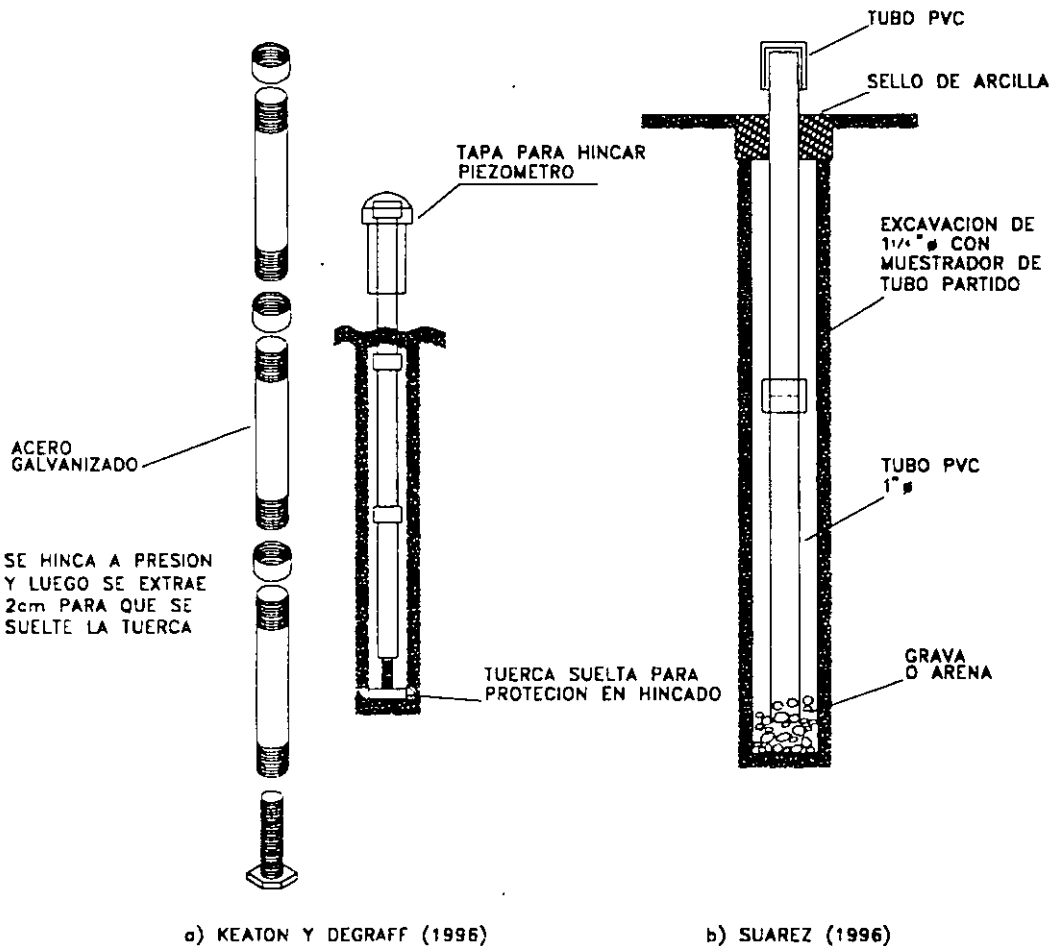


Figura 2.20 Piezómetros sencillos de cabeza abierta.

c. Piezómetro de cabeza abierta

Uno de estos piezómetros es el tipo Casagrande (figura 2.21), el cual es muy similar al tubo abierto y la colocación de sellos de Bentonita permite especificar el sitio de lectura, eliminándose el factor de error indicado. Generalmente, se coloca un filtro o elemento poroso para determinar el sitio específico de medición.

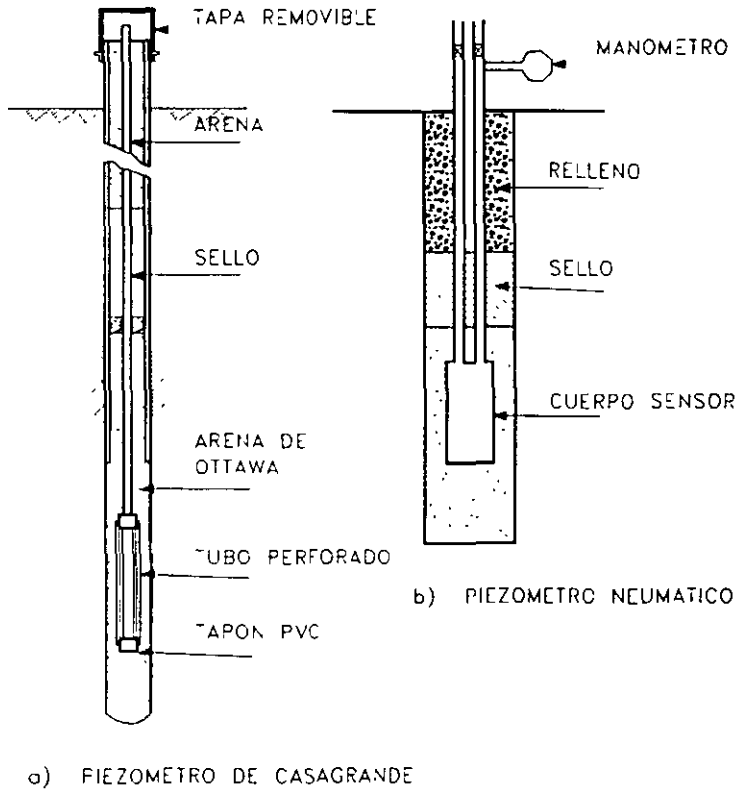


Figura 2.21 Esquema general del piezómetro de Casagrande y piezómetro neumático.

d. Piezómetros neumáticos

Este piezómetro consiste en una punta porosa unida a una válvula o diafragma muy sensitiva que es accionada por gases o fluidos y se requiere una unidad de lectura exterior, la cual produce una presión dentro del sistema interno del piezómetro hasta igualar la presión en la cavidad del piezómetro. La precisión depende del equipo de medición.

En la experiencia del Autor con este tipo de piezómetros, se ha encontrado la poca exactitud cuando las presiones son bajas y el nivel de precisión de las unidades de lectura no es muy exacto.

e. Piezómetros de cable vibratorio

Consisten en un diafragma metálico separando la presión de agua del sistema de medida (Figura 2.22). Un cable tensionado está unido al punto central de un diafragma metálico. Las deflexiones del diafragma ocasionan cambios en la tensión del cable, la cual es medida y convertida en presión.

f. Tensiómetros

Los tensiómetros miden la presión de poros negativa en materiales no saturados y generalmente, son capaces de medir presiones desde cero hasta menos una atmósfera.

(Abramson- 1996). El instrumento tiene una piedra de entrada de aire en un extremo de un tubo metálico lleno con agua. Una válvula de vacíos se coloca al otro extremo del tubo. Cuando la punta porosa está en contacto con el suelo existe una tendencia del agua a salir del tubo y entrar al suelo. El potencial de salida de agua del tubo es una medida de la succión o presión negativa (figura 2.23).

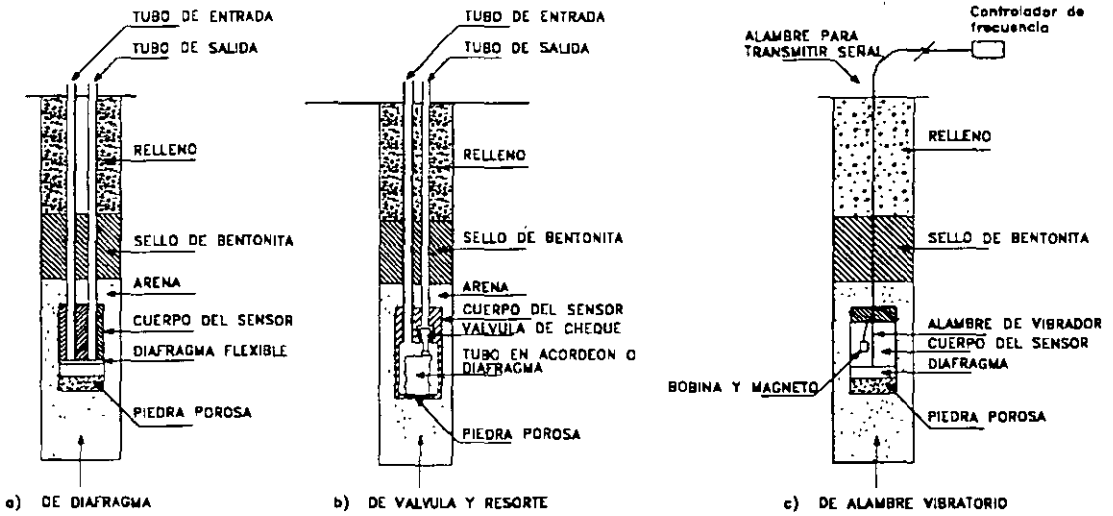


Figura 2.22 Detalles internos de los piezómetros.

Típicamente un tensiómetro es instalado con la punta porosa a la profundidad de medida y el resto del tensiómetro sobre la superficie del terreno, pero en ocasiones los tensiómetros son enterrados dentro del suelo. Se requiere un mantenimiento permanente de los tensiómetros especialmente, durante los periodos secos, en los cuales la entrada de aire produce difusión a través del agua. Este aire debe ser removido para asegurarse que la presión medida por el transductor representa la presión real de poros en el suelo y no la presión del aire dentro del tubo (Gasmo, J.M., 1997).

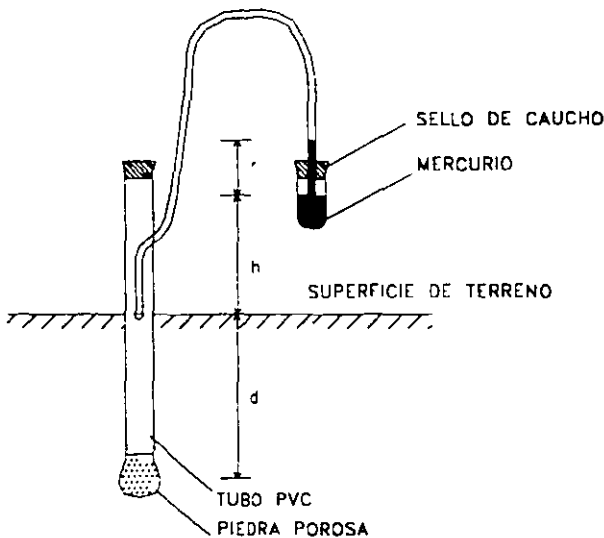


Figura 2.23 Esquema de un tensiómetro (Bresani, 1997).

14 Estructuras de Contención o anclaje

14.1 INTRODUCCION

El propósito de una estructura de contención es el resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida, y transmitir esas fuerzas en forma segura a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento. En el caso de un deslizamiento de tierra el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible de moverse. Las deformaciones excesivas o movimientos de la estructura de contención o del suelo a su alrededor deben evitarse para garantizar su estabilidad.

Deben diferenciarse dos condiciones de diseño de una estructura de contención totalmente diferentes así:

1. Condición de talud estable

Este es el caso típico de muro de contención analizado en los textos de mecánica de suelos y fundaciones. Se supone que el suelo es homogéneo y se genera una presión de tierras de acuerdo a las teorías de Rankine o Coulomb y la fuerza activa tiene una distribución de presiones en forma triangular.

2. Condición de deslizamiento

En el caso de que exista la posibilidad de ocurrencia de un deslizamiento o se trate de la estabilización de un movimiento activo, la teoría de presión de tierras de Rankine o de Coulomb no representa la realidad de las fuerzas que actúan sobre el muro y generalmente el valor de las fuerzas actuantes es muy superior a las fuerzas activas calculadas por teorías tradicionales (Figura 14.1). El hecho de que exista un deslizamiento o un factor de seguridad bajo, equivale a que se han generado en el talud deformaciones que producen un aumento muy grande de fuerzas sobre la estructura a diseñar.

Es común que los muros o estructuras de contención fallen en el caso de deslizamientos a pesar de que fueron diseñados de acuerdo a un procedimiento universalmente aceptado.

El costo de construir una estructura de contención es generalmente, mayor que el de conformar un talud, por lo tanto debe estudiarse con mucho cuidado su efectividad como método de estabilización y durante el diseño debe hacerse todo el esfuerzo por mantener su altura lo más baja posible.

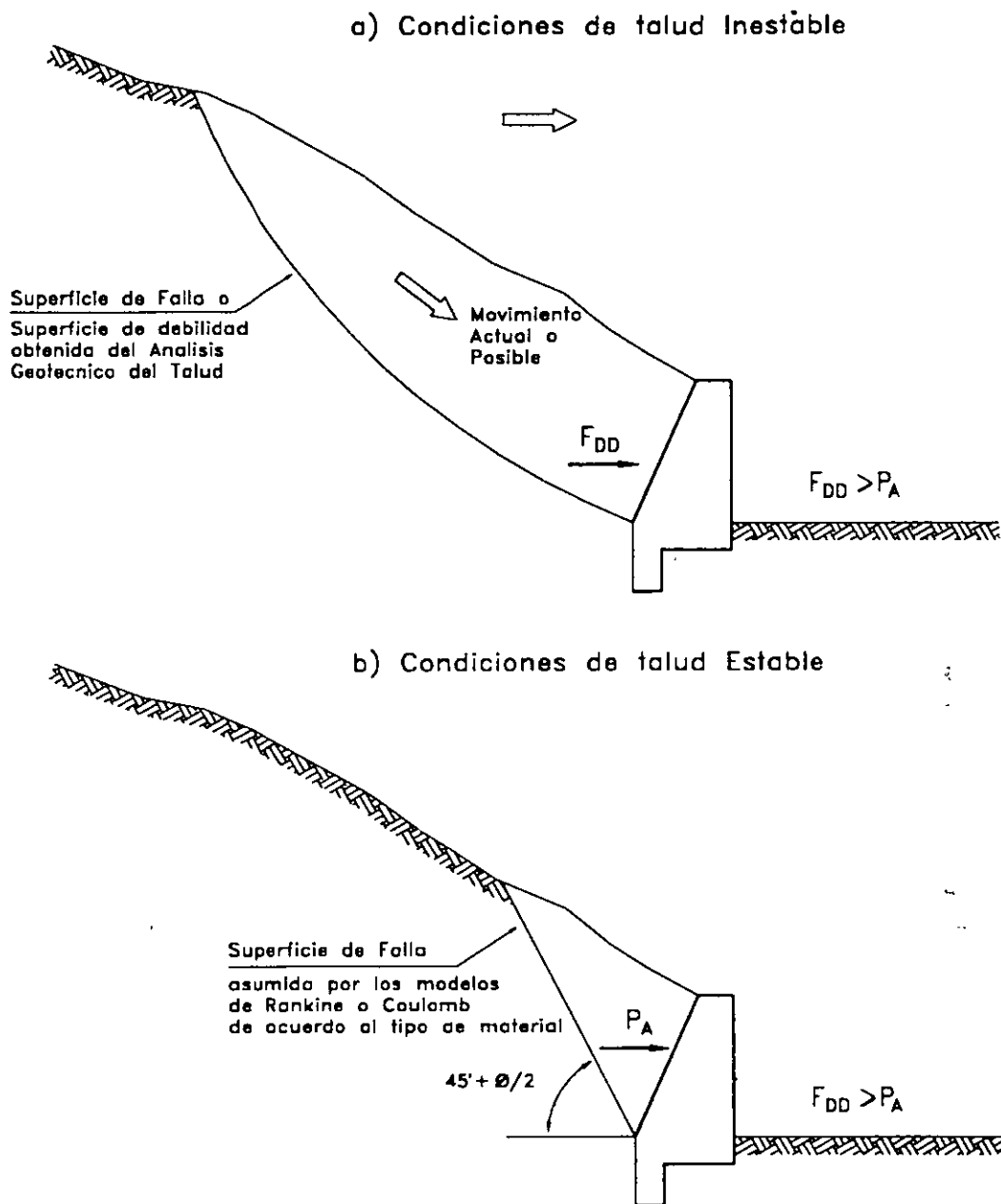


Figura 14.1 Condiciones de diseño para muros de contención

Tipos de Estructura

Existen varios tipos generales de estructura, y cada una de ellas tiene un sistema diferente de transmitir las cargas.

1. Muros masivos rígidos

Son estructuras rígidas, generalmente de concreto, las cuales no permiten deformaciones importantes sin romperse. Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención.

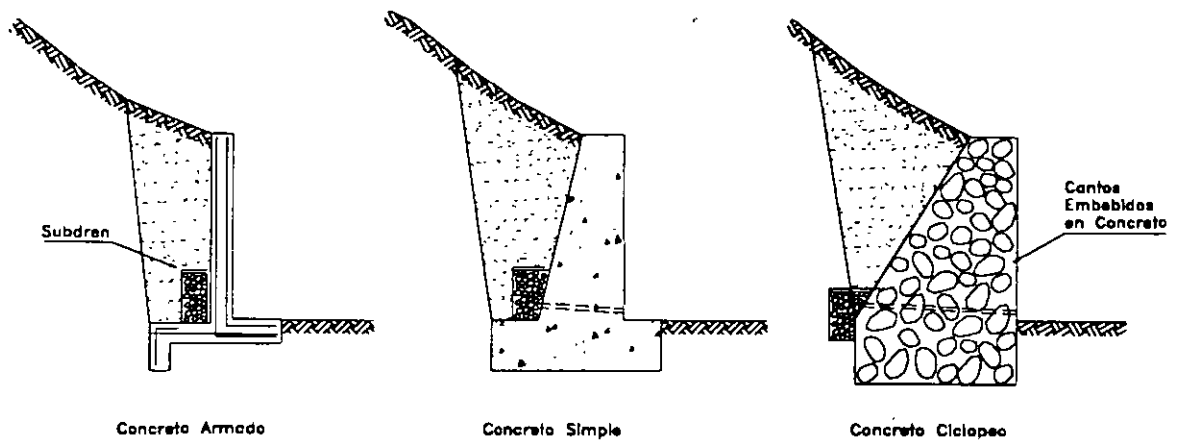


Figura 14.2 Esquema de muros rígidos

Tabla 14.1 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro rígido

Muro	Ventajas	Desventajas
Reforzado	Los muros de concreto armado pueden emplearse en alturas grandes (superiores a diez metros), previo su diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia	Requieren de buen piso de cimentación. Son antieconómicos en alturas muy grandes y requieren de formaletas especiales. Su poco peso los hace inefectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo.
Concreto simple	Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para su apariencia exterior.	Se requiere una muy buena fundación y no permite deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente son antieconómicos para alturas de más de tres metros
Concreto ciclópeo	Similares a los de concreto simple. Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto	El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no puede soportar esfuerzos de flexión grandes

2. Muros masivos Flexibles

Son estructuras masivas, flexibles. Se adaptan a los movimientos. Su efectividad depende de su peso y de la capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se rompa su estructura.

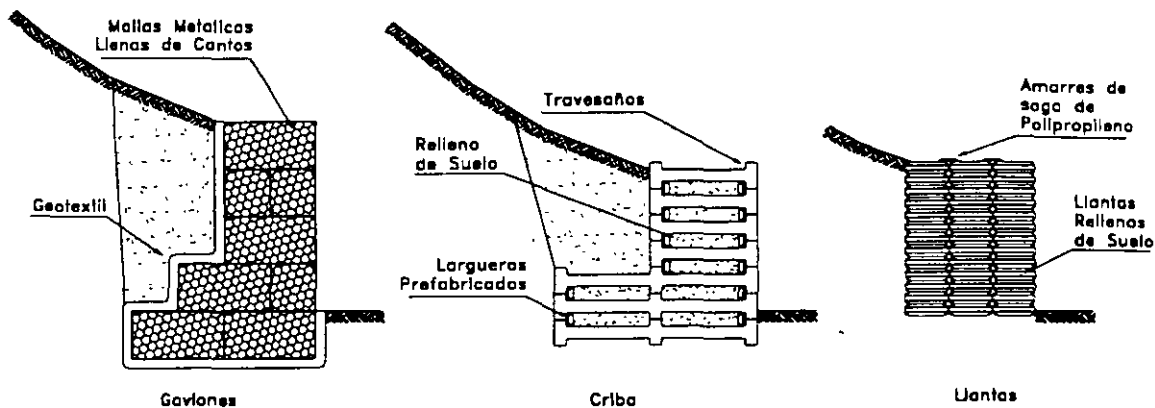


Figura 14.3 Esquema de muros flexibles

Tabla 14.2 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro flexible

Muro	Ventajas	Desventajas
Gaviones	Fácil alivio de presiones de agua. Soportan movimientos sin pérdida de eficiencia. Es de construcción sencilla y económica.	Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos. por ejemplo, en suelos residuales de granitos se requiere cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se le hace un buen control de calidad.
Criba	Simple de construir y mantener. Utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados los cuales permiten un mejor control de calidad.	Se requiere material granular, autodrenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto armado. Generalmente no funciona en alturas superiores a siete metros.
Lantas (Neusol)	Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados.	No existen procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida.
Piedra - Pedraplén	Son fáciles de construir y económicos cuando hay piedra disponible.	Requieren de la utilización de bloques o cantos de tamaño relativamente grande.

3 Tierra Reforzada

Las estructuras de tierra reforzada son terraplenes donde el suelo es su principal componente; y dentro de este, en el proceso de compactación, se colocan elementos de refuerzo para aumentar su resistencia a la tensión y al cortante. Internamente deben su resistencia principalmente, al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles de construir. Utilizan el suelo como su principal componente. Puede adaptarse fácilmente a la topografía. Permite construirse sobre fundaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente, pero se requiere espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de contención.

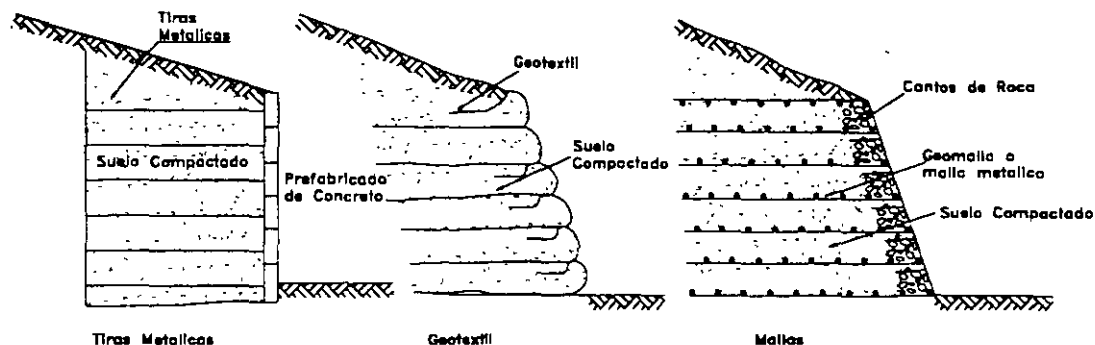


Figura 14.4 Esquema de estructuras de tierra reforzada

Tabla 14.3 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de tierra reforzada

Tipo	Ventajas	Desventajas
Refuerzo con tiras metálicas	Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos. Existen empresas especializadas dedicadas a su construcción.	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo. Algunos tipos de muro de tierra armada están cubiertos por patentes.
Refuerzo con geotextil	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir.	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con la luz solar.
Refuerzo con malla	La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor.	Dependiendo del material constitutivo la malla puede descomponerse o corroerse.

4. Estructuras ancladas

En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones generalmente, de acero en perforaciones realizadas con taladro, posteriormente se inyectan con un cemento. Los anclajes pueden ser pretensados para colocar una carga sobre un bulbo cementado o pueden ser cementados simplemente sin colocarles carga activa.

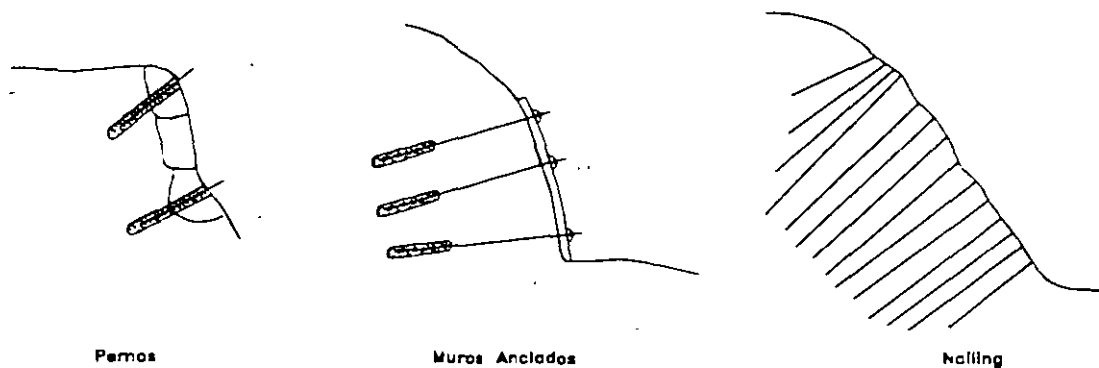


Figura 14.5 Esquema de estructuras ancladas

Tabla 14.4 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura anclada.

Estructura	Ventajas	Desventajas
Anclajes y pernos individuales	Permiten la estabilización de bloques individuales o puntos específicos dentro de un macizo de roca.	Pueden sufrir corrosión.
Muros Anclados	Se pueden construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, a medida que se avanza con el proceso de excavación. Permiten excavar junto a edificios o estructuras. Permiten alturas considerables.	Los elementos de refuerzo pueden sufrir corrosión en ambientes ácidos. Se puede requerir un mantenimiento permanente (tensionamiento). Con frecuencia se roban las tuercas y elementos de anclaje. Para su construcción se puede requerir el permiso del vecino. Su construcción es muy costosa.
Nailing o pilotillos tipo raíz (rootpiles)	Muy eficientes como elemento de refuerzo en materiales fracturados o sueltos.	Generalmente se requiere una cantidad grande de pilotillos para estabilizar un talud específico lo cual los hace costosos.

5. Estructuras Enterradas

Son estructuras esbeltas, las cuales generalmente trabajan empotradas en su punta inferior. Internamente están sometidas a esfuerzos de flexión y cortante.

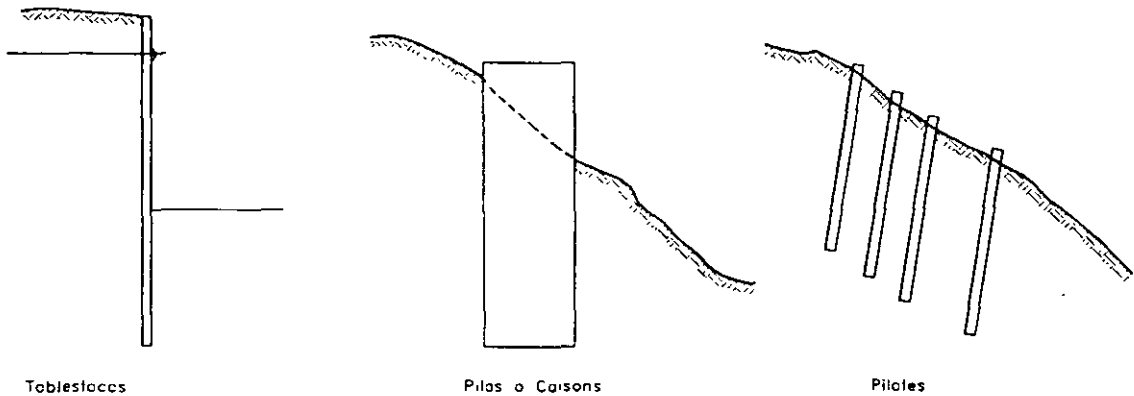


Figura 14.6 Esquema de estructuras enterradas

Tabla 14.5 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura enterrada.

Tablestaca	Su construcción es rápida y no requiere cortes previos. Son de fácil construcción junto a los cuerpos de agua o ríos.	No se pueden construir en sitios con presencia de roca o cantos. Su construcción es muy costosa.
Pilotes	Se pueden construir rápidamente.	Se puede requerir un número grande de pilotes para estabilizar un deslizamiento.
Pilas o Caissons	No se requiere cortar el talud antes de construirlo. Se utilizan sistemas convencionales de construcción. Pueden construirse en sitios de difícil acceso. Varios caissons pueden ser construidos simultáneamente.	Se requieren profundizar muy por debajo del pie de la excavación. Su costo generalmente es elevado. La excavación puede requerir control del nivel freático. Debe tenerse especial cuidado en las excavaciones para evitar accidentes.

14.2 MUROS RIGIDOS

La utilización de muros rígidos es una de las formas más simples de manejar cortes y terraplenes. Los muros rígidos actúan como una masa relativamente concentrada que sirve de elemento contenedor a la masa inestable.

El empleo de muros de contención rígidos para estabilizar deslizamientos es una práctica común en todo el mundo, pero su éxito ha sido limitado por la dificultad que existe en el análisis de cada caso en particular y por las diferencias que existen entre las fuerzas reales que actúan sobre el muro, en un caso de deslizamiento y los procedimientos de análisis basados en criterios de presiones activas, utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o Coulomb.

Ocurre con frecuencia que un deslizamiento de rotación, en donde la fuerza actuante en el pie tiene una componente vertical importante hacia arriba, levante el muro y son muchos los casos conocidos de fracasos en el empleo de muros para controlar deslizamientos rotacionales.

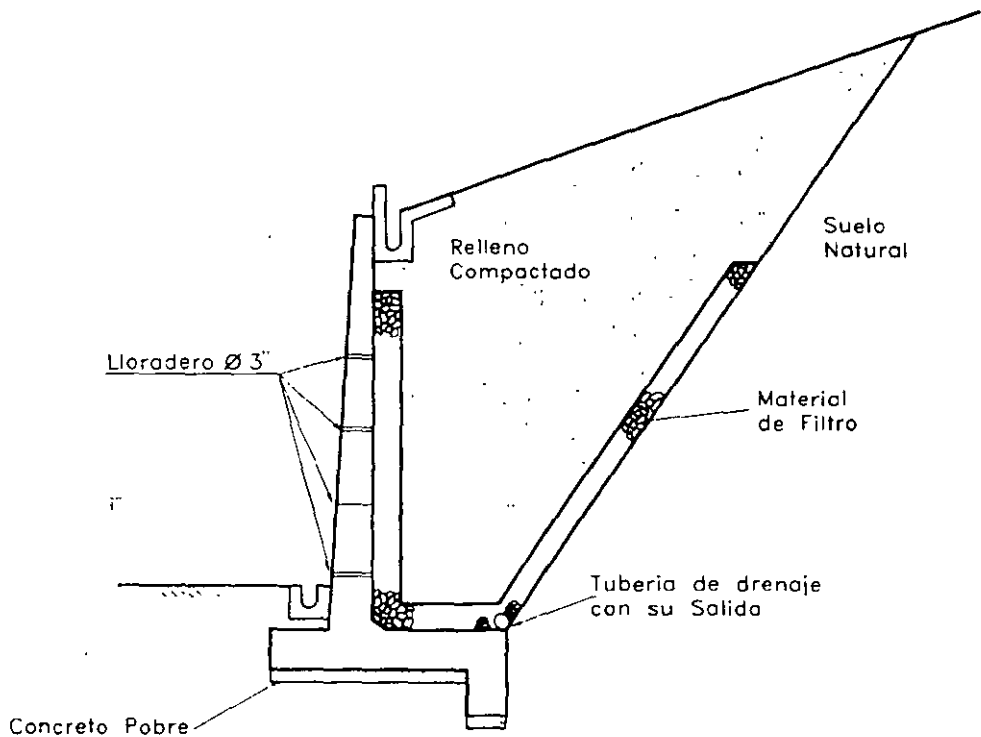


Figura 14.7 Esquema típico de un muro de concreto armado con su sistema de subdrenaje

En el caso de deslizamientos de traslación, el muro puede representar un buen sistema de estabilización siempre que esté cimentado por debajo de posibles o reales superficies de falla y se diseñe para que sea capaz de resistir las cargas de desequilibrio debidas al deslizamiento, adicionadas por un factor de seguridad que se recomienda no sea inferior a 2.0.

Muros de concreto Reforzado

Una estructura de concreto reforzado resiste movimientos debidos a la presión de la tierra sobre el muro. El muro a su vez se apoya en una cimentación por fuera de la masa inestable.

Existen los siguientes tipos de muro reforzado:

1. Muros empotrados o en cantiliber, en forma de L o T invertida, los cuales tienen una placa semivertical o inclinada monolítica con otra placa en la base.
2. Muros con contrafuertes, en los cuales la placa vertical o inclinada está soportada por contrafuertes monolíticos que le dan rigidez y ayudan a transmitir la carga a la placa de cimentación.
3. Muros con estribos, en los cuales adicionalmente a la placa vertical y la placa de cimentación y los contrafuertes, se construye una placa superior sub-horizontal que aumentan la rigidez y capacidad para soportar momentos.

En la mayoría de los casos se colocan llaves o espolones de concreto debajo de la placa de cimentación para mejorar la resistencia al deslizamiento.

Una pared en concreto reforzado es generalmente, económica y viable para alturas hasta de 8 metros. Para alturas mayores el espesor de la placa semi-vertical aumenta en forma considerable y el muro se vuelve muy costoso.

Debe tenerse en cuenta que, la utilización de contrafuertes o estribos generalmente disminuye el costo comparativamente con un muro empotrado en L o T invertida.

La pendiente de la pared de fachada debe dársele una inclinación ligera para evitar la sensación visual de que el muro se encuentra inclinado. Generalmente, se recomienda una pendiente de 1 en 50.

El diseño de un muro en concreto armado incluye los siguientes aspectos:

1. Diseño de la estabilidad intrínseca del muro para evitar volcamiento o deslizamiento sobre el suelo de cimentación.
2. Diseño de la estabilidad general del talud o cálculo del factor de seguridad incluyendo la posibilidad de fallas por debajo de la cimentación del muro.
3. Diseño de las secciones y refuerzos internos para resistir momentos y cortantes.
4. Cálculo de capacidad de soporte de la cimentación.

Para el diseño estructural se supone que la placa vertical del muro se encuentra totalmente empotrada en la placa de cimentación. La Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong recomienda que en todos los casos de muro de concreto armado se utilicen presiones de reposo para el cálculo de las fuerzas sobre las paredes del muro.

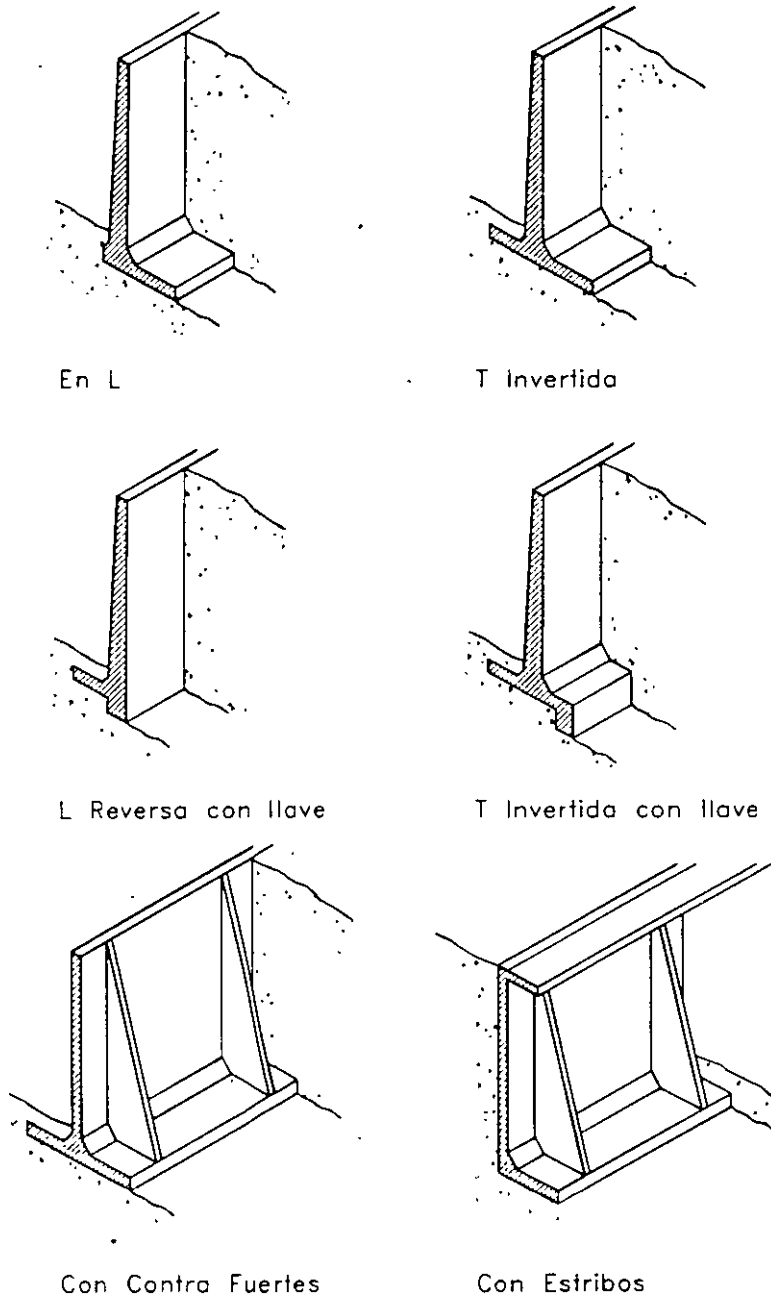


Figura 14.8 Tipos de muro de contención en concreto armado.

En todos los casos los muros de concreto armado debe contener un sistema de drenaje detrás de su pared vertical y/o un sistema de lloraderos o salidas para el agua represada detrás del muro. Debe tenerse en cuenta que, aún en el caso de suelos completamente secos, la presencia del muro puede inducir el represamiento de pequeñas cantidades de agua de infiltración.

Es importante la construcción de juntas estructurales para evitar fisuras o grietas relacionadas con cambios de temperatura. La distancia entre juntas se recomienda que debe ser mayor de 20 metros a lo largo del muro.

Muros de concreto sin refuerzo

Los muros de concretos sin refuerzo son masas relativamente grandes de concreto o concreto con piedra, las cuales trabajan como estructuras rígidas.

Los muros de concreto simple o ciclópeo actúan como estructuras de peso o gravedad y se recomienda no se empleen en alturas superiores a cuatro metros, debido no sólo al aumento de costos, sino a la presencia de esfuerzos de flexión que no pueden ser resistidos por el concreto simple y se pueden presentar roturas a flexión en la parte inferior del muro o dentro del cimiento.

El diseño de un muro en concreto debe tener en cuenta la estabilidad intrínseca del muro, el factor de seguridad del deslizamiento y la capacidad de soporte en forma similar a los muros de concreto armado. Sin embargo, en el caso de muros masivos de gravedad no se realiza un análisis de momentos internos.

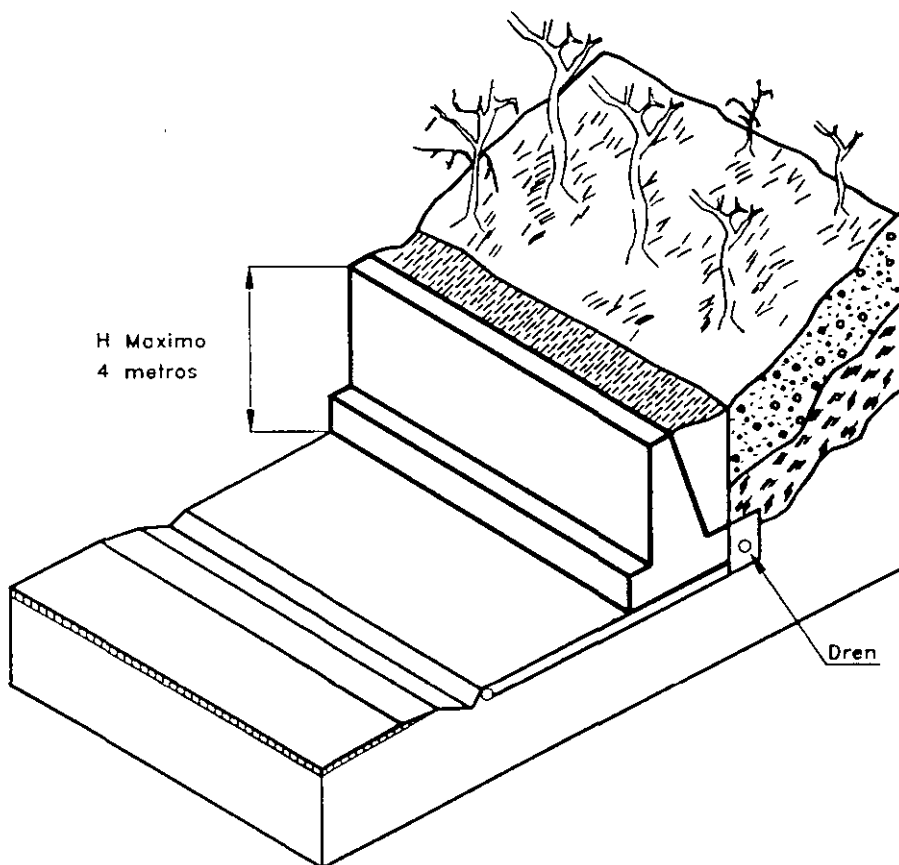


Figura 14.9 Muro en concreto sin refuerzo

Los muros de concreto en todos los casos, deben tener un sistema de subdrenaje para eliminar la posibilidad de presiones de agua. Se deben construir juntas de contracción o expansión a distancias en ningún caso superiores a 20 metros. Si los materiales utilizados poseen características de dilatación grande por cambio de temperatura, las

juntas deben colocarse a 8 metros de distancia entre ellas. La pendiente de la pared del muro debe tener una inclinación similar a la recomendada para muro de concreto armado.

Los muros de concreto deben cimentarse por debajo de la superficie de falla con el objeto de obtener fuerzas de reacción por fuera del movimiento que aporten estabilidad, no solo al muro sino al deslizamiento.

Muros de Concreto Ciclópeo

El concreto ciclópeo es una mezcla de concreto con cantos o bloques de roca dura. Generalmente, se utilizan mezclas de 60% de concreto y 40% de volumen de piedra. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que a mayor cantidad de piedra existe mayor posibilidad de agrietamiento del muro, por presencia de zonas de debilidad estructural interna. En ocasiones se le colocan refuerzos de varilla de acero dentro del concreto ciclópeo para mejorar su resistencia interna. El diseño de un muro de concreto ciclópeo es muy similar al de los muros de concreto simple rígidos y masivos.

14.4 MUROS FLEXIBLES

Los muros flexibles son estructuras que se deforman fácilmente por las presiones de la tierra sobre ellas o que se acomodan a los movimientos del suelo. Los muros flexibles se diseñan generalmente, para resistir presiones activas en lo que se refiere a su estabilidad intrínseca y actúan como masas de gravedad para la estabilización de deslizamientos de tierra.

Existen varios tipos de muros flexibles y entre ellos los más populares son:

1. Muros en Gaviones
2. Muros de elementos prefabricados (Muros Criba)
3. Muros de Llantas Usadas
4. Muros de Piedra
5. Muros de Bolsacreto

Cada uno de estos tipos de muros posee unas características especiales de construcción, diseño y comportamiento.

Muros en Gaviones

Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca.

Algunas de las ventajas de un muro en gaviones son las siguientes:

Simple de construir y mantener y utiliza los cantos y piedras disponibles en el sitio. Se puede construir sobre fundaciones débiles. Su estructura es flexible y puede tolerar asentamientos diferenciales mayores que otro tipo de muros y es fácil de demoler o reparar.

Se emplean tres tipos de mallas diferentes, hexagonales o de triple torsión, electrosoldada y elaborada simple. El principal problema consiste en que las mallas pueden presentar corrosión en suelos ácidos (de PH menor 6).

Existen una gran cantidad de tamaños de malla disponible para formar las cajas. Generalmente, se utilizan cajas de 2m. x 1m. x 1m. La forma básica es trapezoidal.

Las canastas de gavión se colocan unas sobre otras tratando de traslapar lo más posible las unidades para darle cierta rigidez que requiere el muro.

Para muros muy anchos con secciones superiores a cuatro metros se puede realizar cierta economía adoptando una forma celular de construcción, lo cual equivale a eliminar algunas de las cajas interiores donde los espacios se rellenan con piedra sin la colocación de canastas de malla. El tamaño y la forma de estas celdas debe diseñarse en tal forma que no se debilite la estabilidad interna general del muro.

En ocasiones, los muros de gaviones contienen una serie de contrafuertes que los hacen trabajar como estructuras ancladas al suelo detrás del muro.

El peso unitario del gavión depende de la naturaleza y porosidad de la roca de relleno y puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_B = (1 - n_r) G_s \gamma_w$$

Donde:

n_r = Porosidad del enrocado

G_s = Gravedad Específica de la roca

γ_w = Peso unitario del agua

Para diseños preliminares G_s puede asumirse igual a 2.6 en el caso de rocas duras. La porosidad del enrocado generalmente varía de 0.3 a 0.4 dependiendo de la angulosidad de los bloques de roca.

El diseño de un muro en gaviones debe consistir de:

a. Diseño de la masa del muro para estabilidad a volteo y deslizamiento y estabilidad del talud.

En el diseño debe tenerse en cuenta que para evitar deformaciones excesivas relativas, el muro debe proporcionarse en tal forma que la fuerza resultante actúa en el tercio medio de la sección volumétrica del muro.

El ángulo movilizado de fricción δ utilizado en el diseño no debe exceder $\phi'/2$ donde:

ϕ' es el ángulo de fricción interna del relleno compactado detrás del muro. En el caso de que el muro se cimiente sobre suelos compresibles δ igual a cero.

No existe un sistema de diseño universalmente aceptado para muros en gaviones y debe tenerse en cuenta que la gran deformación del muro puede generar una falla interna debida a su propia flexibilidad. Las deformaciones internas pueden ser de tal magnitud que el muro no cumpla con el objetivo para el cual fue diseñado.

b. Diseño Interno de la Estructura del Gavión.

El gavión debe tener un volumen o sección tal que internamente no se pueda producir su falla o rotura a lo largo de cualquier plano. Es importante analizar la estabilidad del muro independientemente nivel por nivel, suponiendo en cada uno de los niveles que el muro es una estructura de gravedad apoyada directamente sobre las unidades de gavión inmediatamente debajo de la sección considerada. En resumen, se deben realizar un número de análisis igual al número de niveles.

c. Especificación del tipo de malla, calibre del alambre tamaño de las unidades, tipo y número de uniones y calidad del galvanizado, tamaño y forma de los cantos.

Se debe diseñar unión por unión la cantidad de alambre de amarre entre unidades.

debe definir si la malla es de doble torsión electrosoldada o eslabonada y el calibre de

alambre de la malla, la escuadría del tejido de la malla, el peso de zinc por metro cuadrado de superficie de alambre, el tipo de uniones entre unidades.

Es importante que en el diseño se incluya un dibujo de la forma como se amarran las unidades entre sí, para facilitar su construcción en forma adecuada.

El tamaño máximo de los cantos debe ser superior a dos veces al ancho máximo de la escuadría de la malla. Generalmente, se utilizan cantos de diámetro entre 15 y 30 centímetros.

d. Despiece de las unidades de gavión nivel por nivel. Se debe diseñar el traslape entre unidades para darle rigidez al muro. Es importante dibujar planos de cada uno de los niveles del muro en gaviones para facilitar su construcción, de acuerdo al diseño

e. Sistema de filtro

En el contacto entre el suelo y el gavión se recomienda colocar un geotextil no tejido como elemento de filtro, y en la cimentación del muro se recomienda construir un dren colector para recoger el agua recolectada por el muro. Debe tenerse en cuenta que el muro en gaviones es una estructura permeable, la cual permite la infiltración de prácticamente el 100% de la lluvia y la escorrentía que pase por encima del muro.

Para el diseño de muros en gaviones se recomienda consultar la publicación "Manual de Ingeniería para el Control de Erosión" (Suarez, 1993).

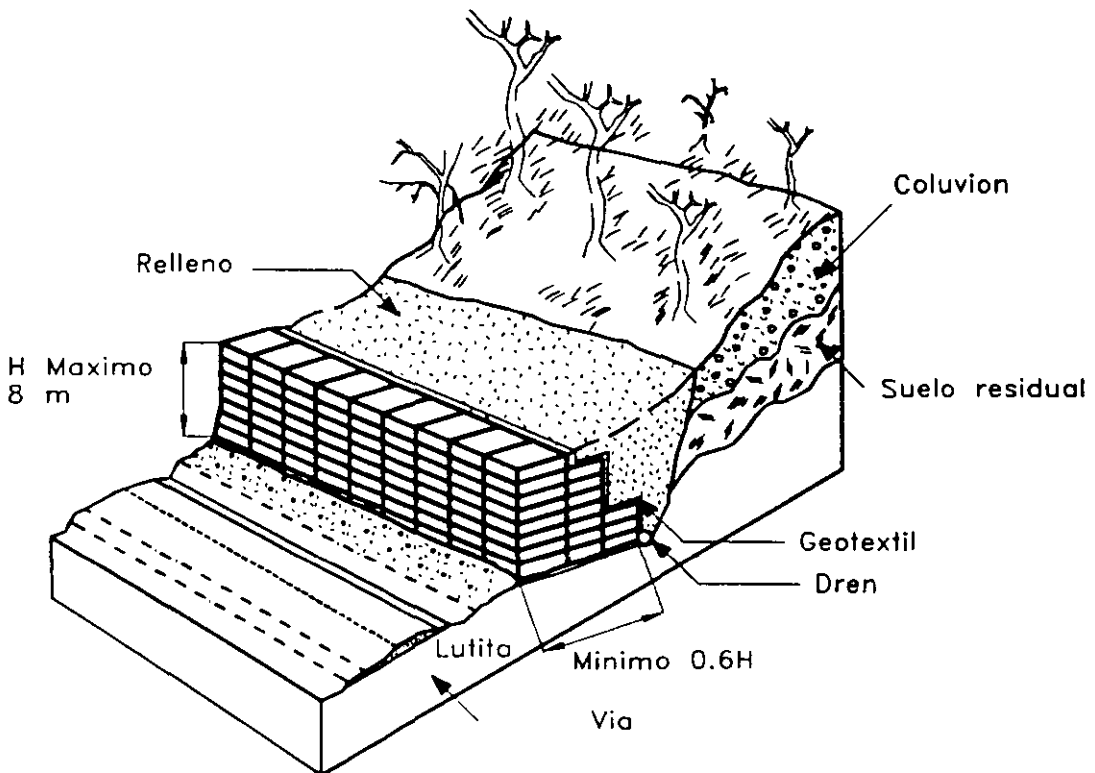


Figura 14.12 Esquema de un muro en Gaviones

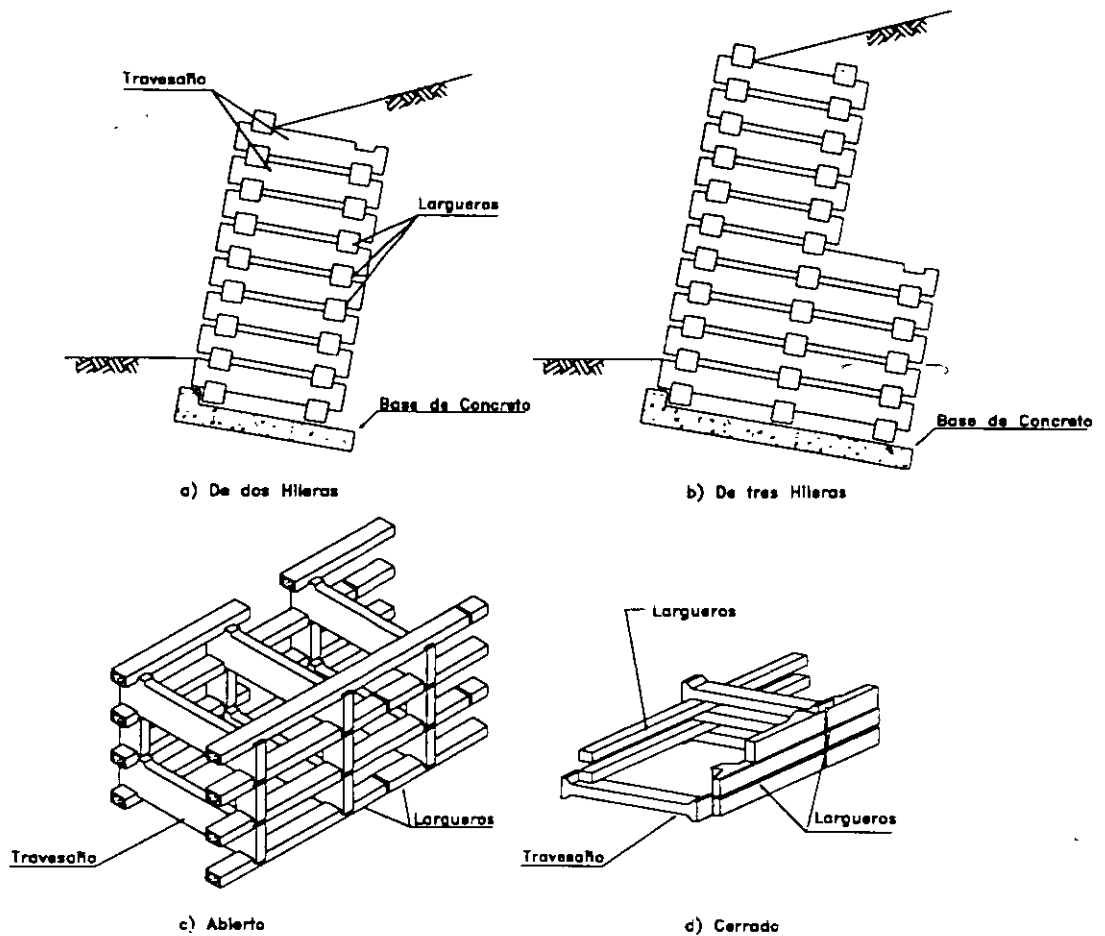


Figura 14.13 Esquemas generales de los muros criba

Muro criba

El muro criba es básicamente una estructura parecida a una caja formada por prefabricados de concreto entrelazados. El espacio interior de las cajas se rellena con suelo granular permeable o roca para darle resistencia y peso, conformando un muro de gravedad. Generalmente existen dos tipos de prefabricados que se colocan en forma paralela a la superficie del talud o normal a este.

Los travesaños son prefabricados normales al eje del muro en forma de I horizontal. En ocasiones, los travesaños son de una longitud tal que obliga a la construcción de un elemento intermedio similar a sus puntas.

Los largueros son prefabricados largos que se apoyan sobre los travesaños y que tienen como objeto contener el material colocado dentro de las cajas o cribas.

Las fuerzas son transferidas entre los prefabricados en los puntos de unión. Adicionalmente, se pueden colocar pequeños bloques que se les llama "Almohadas" en localizaciones críticas entre los prefabricados para soportar algunos esfuerzos, tales como torsiones y reducir la flexión.

Algunos diseños de muros criba incluyen uniones metálicas o de madera entre los prefabricados para ayudar a transmitir las fuerzas. El muro criba tiene la ventaja de permitir asentamientos diferenciales importantes (Brandl, 1985).

El diseño de los muros criba consiste en diseñar el muro de gravedad y las secciones de refuerzo de los prefabricados de concreto. Debe tenerse en cuenta que algunos sistemas son objeto de patentes.

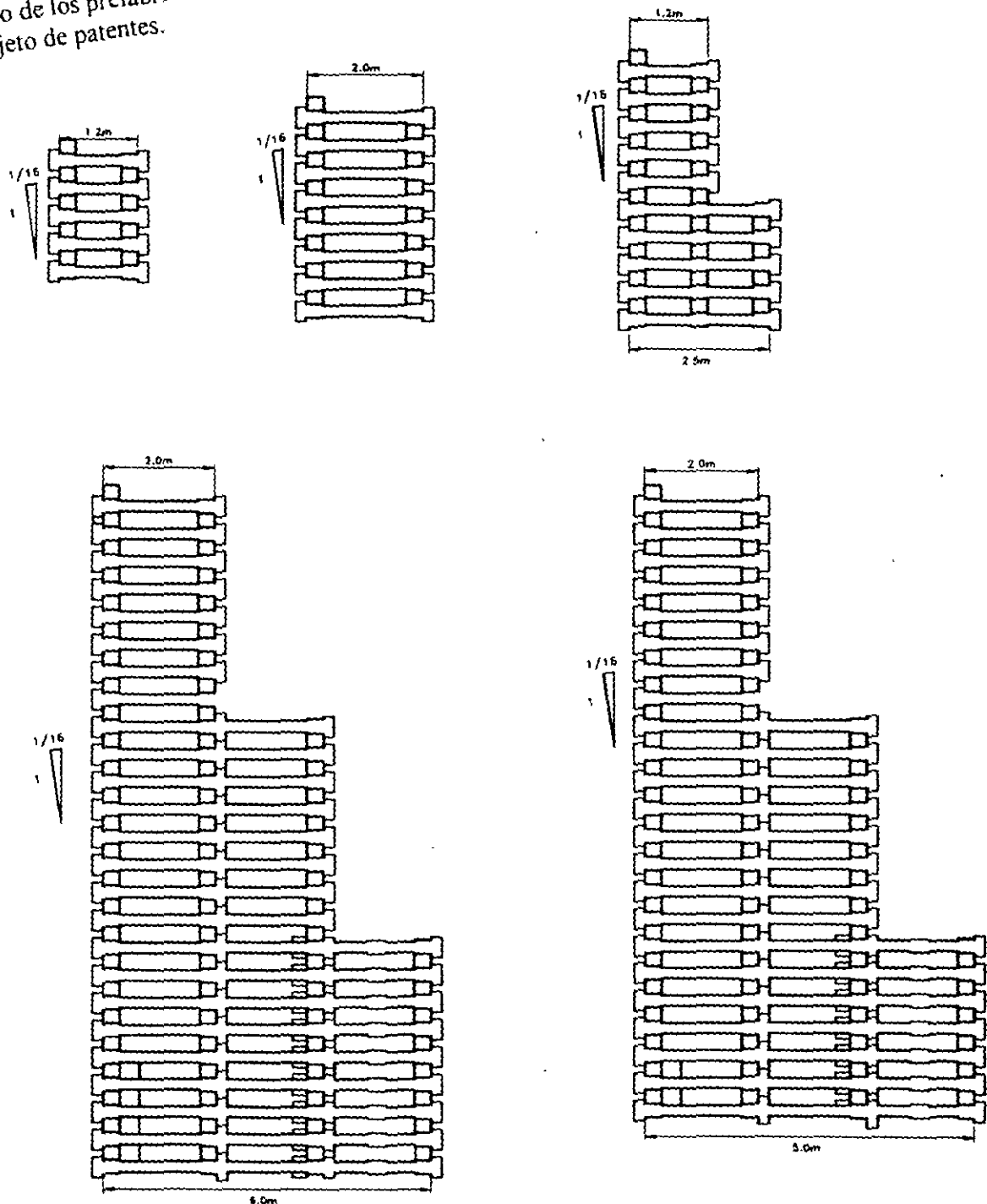


Figura 14.14 Esquemas de muros criba para diferentes alturas

El ancho del muro criba depende de la longitud de travesaños disponibles. El ancho mínimo generalmente, es de 1.2 metros. Los muros de baja altura puede construirse verticales pero, para alturas superiores a 2 metros generalmente, se construyen

inclinados para mejorar su estabilidad. La inclinación del muro depende de características de estabilidad y es común encontrar taludes inclinados de 1 a 4 hasta 10.

En ocasiones se han utilizado muros criba, conformados por travesaños de madera. La cara exterior del muro criba generalmente, tiene una pendiente no superior a 0.25H : 1V. El diseño del muro criba incluye la estabilidad intrínseca de la masa total y el chequeo de la estabilidad interna a diversos niveles de altura del muro. Se sugiere realizar análisis de estabilidad a cada metro de altura del muro.

Brandl encontró que la fricción suelo muro para el caso del muro Criba es muy superior a las de los muros de concreto

Fricción suelo-muro criba = 0.8 a 1.0 ϕ

El valor de δ recomendada por la Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong es:

$$\delta = \phi / 2$$

El muro Criba teóricamente se comporta como un muro de gravedad, pero presenta el problema de que no es masivo y se debe analizar la posibilidad de que ocurran superficies de falla por encima del pie del muro.

Los travesaños y los largueros deben diseñarse para resistir flexiones debidas a la presión horizontal del relleno sobre los prefabricados. Las cabezas de los travesaños deben ser diseñadas para resistir el cortante generado y deben ser capaces de transferir las fuerzas de tensión inducidas.

Los muros criba son más sensitivos a los asentamientos diferenciales que otros tipos de muros flexibles. La altura máxima a la cual puede construirse una pared criba de celda simple es aproximadamente 5 metros y la altura máxima generalmente utilizada es de 7 metros, utilizando celdas dobles o triples. Los muros criba se construyen generalmente en alineamientos rectos, pero con el manejo adecuado de elementos especiales pueden construirse en forma curva en radios mínimos hasta de 25 metros.

Para el diseño del muro se pueden utilizar teorías de presión de tierras desarrolladas para silos de granos. Sin embargo, algunos autores recomiendan diseñar las unidades para el doble de la presión calculada para este método.

Muros en Piedra (Pedraplenes)

Los muros en piedra son estructuras construidas con bloques o cantos grandes de roca los cuales se colocan unos sobre otros en forma manual o al volteo. El tamaño de los bloques utilizados generalmente supera las 3 pulgadas y pueden utilizarse bloques hasta de 1 metro de diámetro si se tiene equipo adecuado para su colocación. El diseño consiste en determinar las dimensiones exteriores del terraplén.

El ancho de la base del pedraplén generalmente, es superior a su altura o por lo menos igual. El ángulo de inclinación de la pared exterior depende del tipo de roca, tamaño y angulosidad. Para bloques grandes se pueden utilizar pendientes de hasta 1/6 H: 1B. El ancho mínimo de la parte superior del muro es de 1 metro. Se acostumbra colocarle un geotextil en la interfase entre el pedraplén y el suelo, y un subdren en forma sim los muros en gaviones.

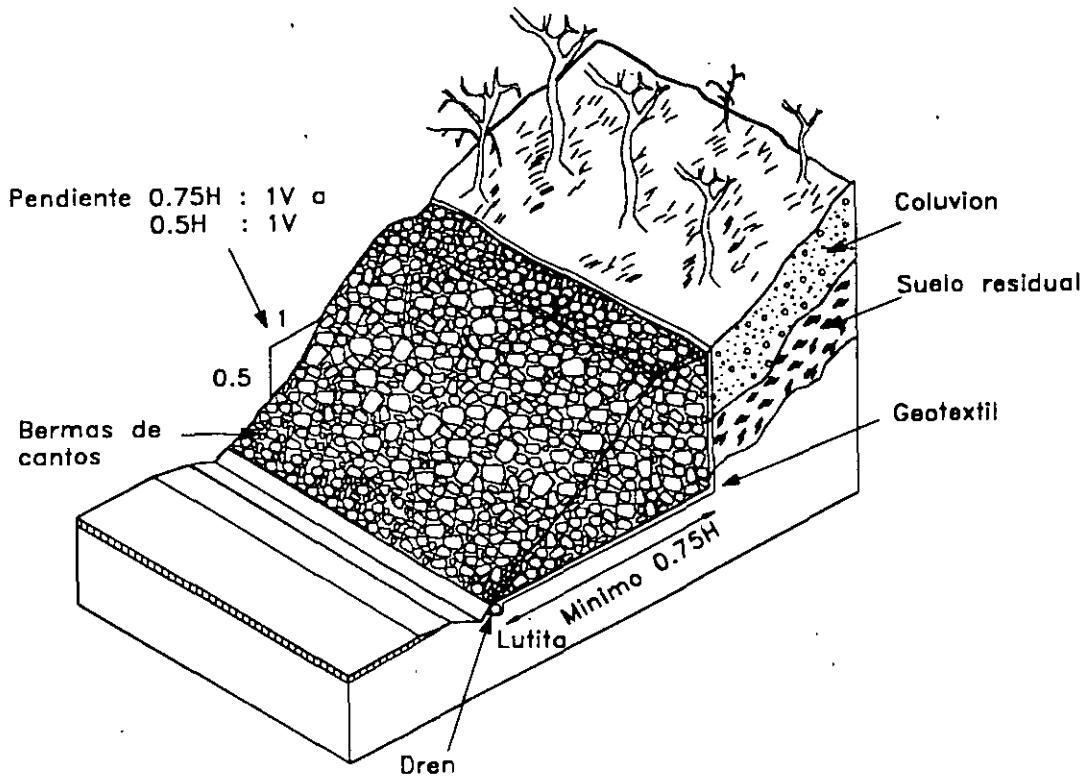


Figura 14.15 Muro en piedra

Muro con llantas usadas

Los muros en llantas usadas conocidos como Pneusol o Tiresoil consisten en rellenos de suelo con llantas de caucho usadas embebidas. Las llantas son unidas entre sí por sogas de refuerzo. Generalmente, se utilizan sogas de polipropileno y se conoce de la utilización de elementos metálicos (Abramson 1996).

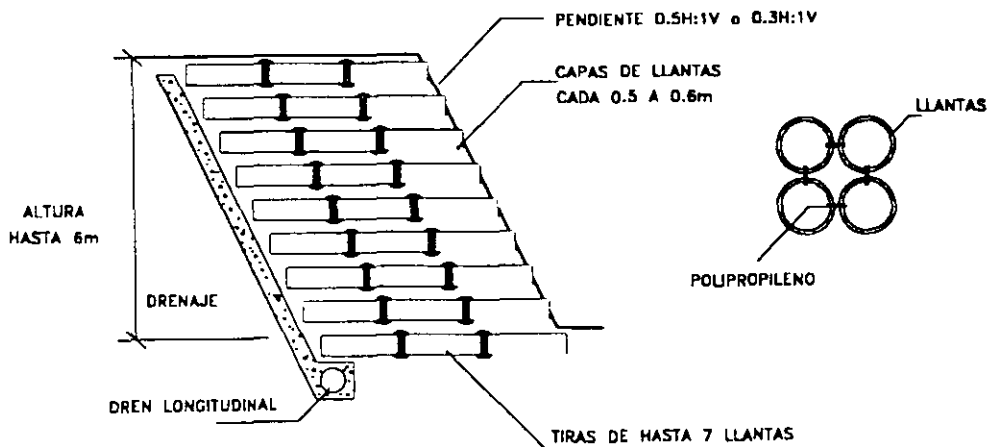


Figura 14.16 Esquemas de un muro en llantas usadas con arreglo total en las llantas (Hausmann, 1992).

La resistencia a la extracción (pull out) es relativamente alta para los grupos de llantas, el peso unitario del relleno es relativamente bajo. La deformabilidad del terraplén es pero su resistencia al cortante también aumenta.

Generalmente, el análisis interno de los muros con llantas es el de un muro armado. Tanto los elementos de anclaje como los de retención superficial del suelo son construidos con llantas. Varias de las llantas en la superficie del talud son conectadas por medio de sogas de acuerdo a una determinada distribución. Como las llantas en la superficie están conectadas a las llantas de anclaje, se generan una fuerza de acción en la soga que las conecta. Si este refuerzo es lo suficientemente fuerte para no fallar la tensión y la resistencia de la extracción de la llanta es mayor que la fuerza de fricción, entonces la estructura permanecerá estable.

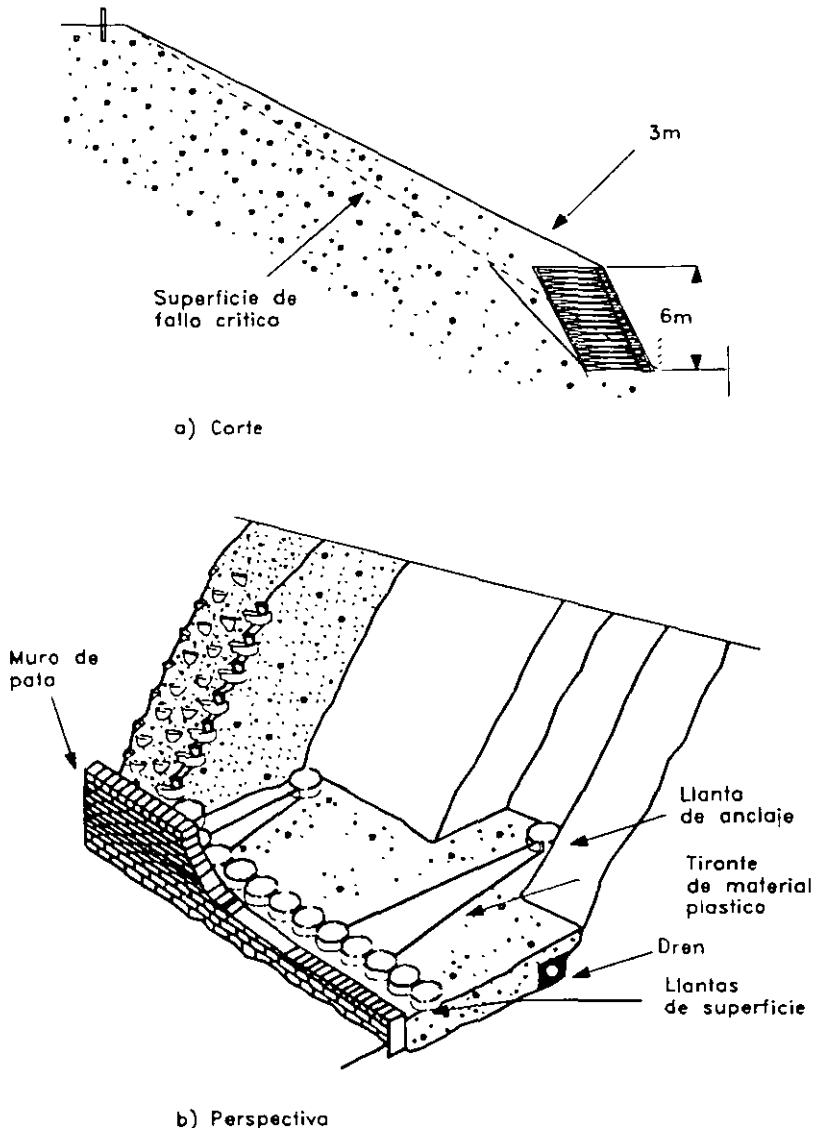


Figura 14.17 Muro armado con llantas usadas, utilizando llantas con tirantes elemento de anclaje.

Los muros de llantas usadas son muy flexibles y se acomodan fácilmente a los asentamientos diferenciales. Cada llanta se conecta a su vecina con soga de polipropileno o nylon. Generalmente, se utilizan tendones de 8 a 10 mm. de diámetro. Sumanarathna, (1997), reporta muros hasta de 20 metros de altura utilizando llantas usadas.

El muro de llantas puede ser integral en tal forma, que todo el volumen de terraplén esté entrelazado con llantas, las cuales ocupan buena parte de su volumen total, o puede utilizarse el sistema de muro de llantas en el cual se colocan llantas en la parte posterior del terraplén como anclaje de sogas de polipropileno, las cuales amarran las llantas internas con las llantas en la pared exterior del muro.

Los muros de llantas deben contener sistemas de drenaje en forma similar a los muros de tierra reforzada.

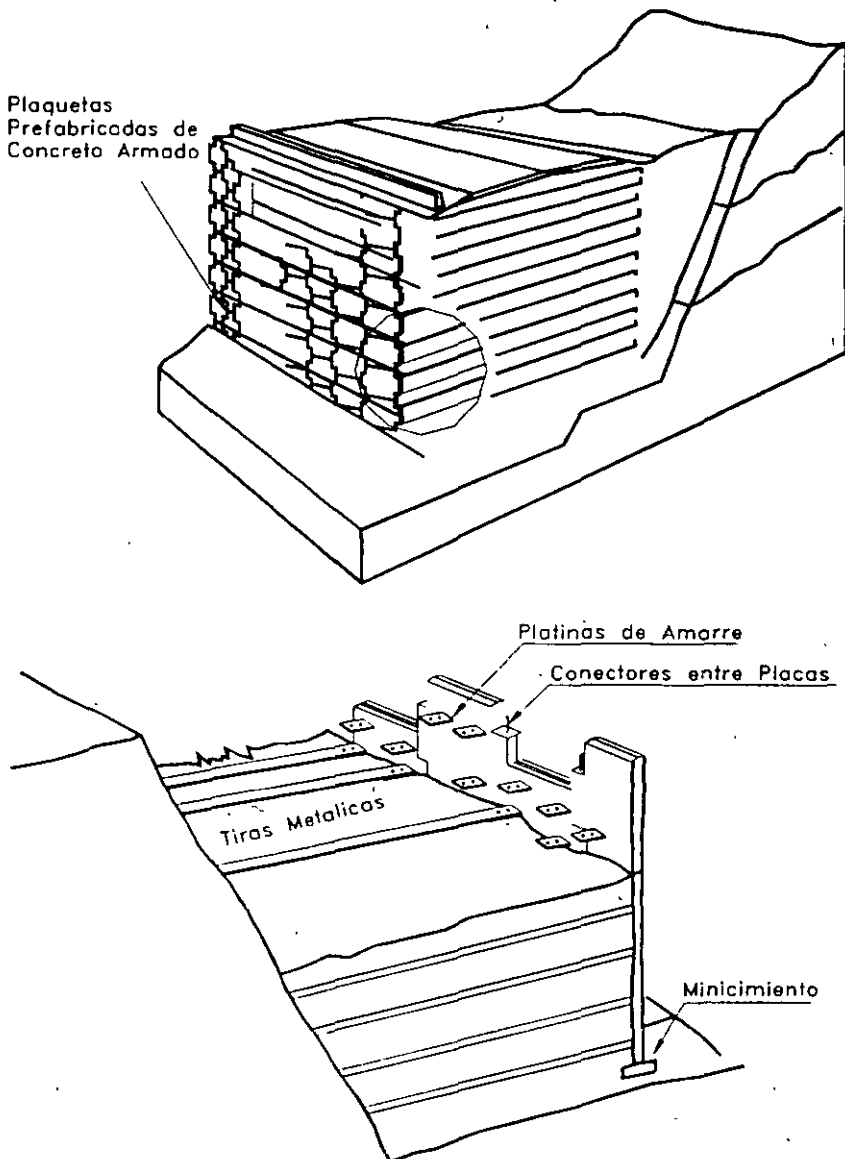


Figura 14.18 Muro de tierra armada con refuerzo de tiras metálicas.

MUROS DE CONTENCIÓN

- Muros de contención (gravedad y contrafuertes)
- Muros tipo alcancía (impacto)
- Muros de concreto anclados
- Muros tipo puntal